

Ausgabe 1/2 • 2024

# 24. Symposium Brückenbau in Leipzig

















# **BRÜCKENBAU**

# **Construction & Engineering**

ISSN 1867-643X

Der BRÜCKENBAU ist die einzige Baufachzeitschrift im deutschsprachigen Raum, die den Brückenbau in seiner gesamten Bandbreite veranschaulicht.

Vier Ausgaben pro Jahr, die teilweise in Verbindung mit Symposien erscheinen, informieren detailliert über das Planen und Bauen im Bestand, die Ertüchtigung von Brückenbauwerken, die Neuerrichtung von Straßen- und Eisenbahnbrücken sowie über Entwurf und Ausführung von Gehund Radwegbrücken.

Ständige Rubriken wie »Produkte und Projekte«, »Software und IT« und »Nachrichten und Termine« runden das Themenspektrum eines jeden Hefts ab.

Es empfiehlt sich daher, ein Abonnement dieser qualitätvollen Publikation zu bestellen.

Ja, ich nehme das Angebot an und bestelle ein Abonnement: vier Ausgaben der Zeitschrift BRÜCKENBAU zum Preis von € 64,00 inkl. Porto und MwSt.

Firma/Büro

Name/Vorname

Straße/Hausnummer

Postleitzahl/Stadt

E-Mail/Telefon

Datum

Unterschrift

Wenn Sie den BRÜCKENBAU nach Ablauf des Abonnements nicht weiterbeziehen möchten, genügt eine formlose schriftliche Mitteilung an den Verlag innerhalb von 14 Tagen nach Erhalt der letzten Ausgabe. Andernfalls erhalten Sie diese Zeitschrift weiter zum günstigen Abonnementpreis bis auf Widerruf. Bezugsbedingungen und Abonnementpreis sind verbindlich im Impressum jeder Ausgabe aufgeführt.

# VERLAGSGRUPPE WIEDERSPAH N

mit MixedMedia Konzepts

Biebricher Allee 11 b 65187 Wiesbaden Tel.: 0611/98 12 920 Fax: 0611/80 12 52

kontakt@verlagsgruppewiederspahn.de www.verlagsgruppewiederspahn.de www.mixedmedia-konzepts.de

# Zur Notwendigkeit des (steten) Nachdenkens Wissenschaft als Wegweiser

■ ■ von Michael Wiederspahn



Dipl.-Ing. Michael Wiederspahn

»Es ist nämlich keineswegs Sache der Wissenschaft, dem Geist ein Licht aufgehen zu lassen, das er nicht selber schon hat, und ebenso wenig, einen Blinden sehend zu machen. Ihre Aufgabe besteht vielmehr darin, einem Sehenden die Blickrichtung zu weisen und ihm, falls er von sich aus gut zu Fuß ist und über geradegewachsene, tüchtige Beine verfügt, als Schrittmacher zu dienen. Die Wissenschaft ist eine gute Arznei; doch keine Arznei ist stark genug, ihre Heilkraft unvermindert und unverdorben zu bewahren, wenn das Gefäß nichts taugt, das sie aufnimmt. Mancher sieht klar, aber schielt; so hat er zwar das Rechte im Blick, aber folgt ihm nicht; er sieht die Wissenschaft, aber bedient sich ihrer nicht. (...) Wenn wir einen schlecht beschuhten Mann sehen, der Schuster ist, pflegen wir zu sagen, da brauche man sich ja nicht zu wundern. Ebenso begegnen wir, wie die Erfahrung zeigt, oft Ärzten, die offensichtlich schlechter verarztet, Gottesgelehrten, die minder gottgefällig, und Wissenschaftlern, die weniger wissend sind als jeder andere.« In durchaus bewegt oder bewegend zu nennenden Zeiten wächst der Wunsch nach Leitlinien und Leitplanken, die Sicherheit verheißen, offenkundig genauso stark an wie der Traum von einfachen und zudem schnell realisierbaren Lösungen und Losungen, die das eigene Wohlergehen (tunlichst) nicht beeinträchtigen - wie unschwer zu beobachten ist, und zwar unabhängig von der Einschätzung, ob wir uns momentan am Anfang, inmitten oder bereits am Ende der vor zwei, drei Jahren proklamierten Zeitenwende befinden. Dass solche Hoffnungen auf Patentrezepte von unbegrenzter Wirksamkeit, die sämtliche Defizite, Mängel und Miseren, Ungleichheiten und Ungerechtigkeiten quasi auf einen Schlag zu korrigieren helfen, de facto unerfüllt bleiben müssen, ändert indessen kaum etwas an dem Bestreben von Politikern und Lobbyisten jedweder Couleur, selbige im Fall irgendwelcher Probleme kontinuierlich anzupreisen, ergo ihre wechselnden Initiativen immer wieder als (vermeintliche) Allheilmittel, ja als einen oder den wichtigsten Schritt in eine bessere, schönere und friedvollere Zukunft anzukündigen.

Das Grundbedürfnis nach einer wenigstens groben Richtschnur ließ sich zum Glück aber noch nie, zumindest nicht über Jahre oder Jahrzehnte, mit derartigen Verlautbarungen und ähnlich substanzlos anmutenden Anwie Aussagen abspeisen oder sogar befriedigen, war und ist es doch per se von nachgerade elementarer und damit (wahrlich) zeitloser Natur. Auf die Frage, wer oder was nun tatsächlich für Orientierung sorgen kann oder eben sollte, wird es deshalb auch nicht nur die eine, die letztgültige Antwort geben (können), sondern höchstens den Versuch einer angemessenen Annäherung, die freilich ein vertieftes Reflektieren bedingt und dann (idealiter) zur Entwicklung oder lediglich zu einem Verständnis von übergreifenden, historische wie aktuelle Herausforderungen berücksichtigenden Kriterien und Maßstäben führt - selbstredend auf der Basis verifizierter Erkenntnisse und plausibler Argumente.

Eine kleine, feine und sehr geistreiche Hilfestellung liefert hier zweifelsohne Michel de Montaigne in und mit seinen zwischen 1572 und 1592 verfassten »Essais«, wie die oben zitierten, aus dem Abschnitt »Der eigenen Erfahrung vertrauen« stammenden Zeilen veranschaulichen. Die Rolle der Wissenschaften und deren Einflussmöglichkeiten skizzierend, erläutert er zum Ausklang seines kurzen Textes zugleich (aber) eine nicht ganz unwesentliche Prämisse, die dementsprechend größere Aufmerksamkeit verdient: (Die) Wissenschaft als Wegweiser oder, wie er schreibt, als Schrittmacher nutzen zu wollen, setzt die Bereitschaft wie die Fähigkeit zu einem Nach- und Weiterdenken voraus, das auf Unvoreingenommenheit beruht und daher (auch) liebgewonnene, bis dato jedoch nicht adäquat be- und durchleuchtete Erfahrungswerte einer intensiveren Überprüfung unterzieht.

Wer sich jetzt über die (anscheinend) fehlenden Anknüpfungspunkte zu dieser Zeitschrift wundert, wird spätestens bei der Lektüre des vorliegendes Hefts auf diverse Parallelen stoßen, sie also fast zwangsläufig entdecken. Nachfolgend seien dennoch die entscheidenden Aspekte aufgelistet: Anstatt sich (irgendwelchen) modischen Irrungen und Wirrungen zu widmen, deren glänzende Oberflächen die Urteilskraft oft und gerne einzutrüben pflegen, konzentriert sich der »Brückenbau« schon von jeher auf Projekte und Konzepte, die in puncto Qualität auf Dauer überzeugen. Und das bedeutet, es wurden und werden ausschließlich Ideen, Konstruktionen und Tragstrukturen thematisiert, die sich von ihrem Entwurf über die Planung bis hin zur Bauausführung als Wegweiser anbieten und somit (auch) in Phasen des Umbruchs und einer leider arg verbreiteten Leichtgläubigkeit an fundamentale, vulgo nicht mehr verhandelbare Standards erinnern.

Von der (zwingenden) Verpflichtung, den eigenen Kopf zu gebrauchen und stets über Theorie und Praxis nachzudenken, entbindet das natürlich in keiner Form und zu keiner Zeit – in und mit der Wissenschaft wie außerhalb von ihr.

# **Editorial**

3 Wissenschaft als Wegweiser Michael Wiederspahn

# Symposium

6 Schnelles Bauen versus Baukultur? Gregor Gebert Eisenbahnbrücken bei der DB InfraGO 14 Jens Müller 16 Eisenbahnbrücke über den Wiesekorridor in Basel Michael Scheck, Okko Heinrich, Sebastian Carstea, Matthias Völkner, Maren Huber 24 Brücken am Autobahndreieck Funkturm in Berlin Wolfgang Strobl 30 Ersatzneubau der Brücke über den Rhein-Herne-Kanal Joachim Güsgen, Markus Gabler, Laura Hellebrandt 40 Ersatzneubau der Mainbrücke Horhausen Dominic Reyer, Hans Grassl 50 Ersatzneubau der Talbrücke Bechlingen Nicholas Schramm, Peter Wagner, Stephan Sonnabend 58 UHFB-Rahmenbrücke über die Nationalstraße A1 Jean-Marc Waeber, Stéphane Cuennet 64 Ersatzneubau der Süderelbbrücke in Hamburg Sebastian Krohn, Frank Lukaschek 74 Die Biokomposit-Brücke im niederländischen Ritsumasyl

Christina Kunkel, Lars Langhorst

Timm Wetzel, Eduardo Charters Morais

82

Beulverhalten einer älteren Stahlverbundbrücke



90	Sprung uber die Emscher« in Castrop-Rauxei Günther Dorrer, Sascha Grubmüller
96	Neckartalbrücke Horb Holger Haug, Daniel Krouhs, Christoph Maulhardt
04	Bau der neuen Jauntalbrücke Alexander Oplustil, Michael Kaulfus
14	Ersatzneubau der Brücke Amelsbürener Straße über die A 1 Jens Heinrich, Theo Reddemann, Reinhard Maurer
22	Städtische Vernetzung durch multimodale Brücken Bartlomiej Halaczek
30	Ersatzneubau der Elisabethbrücke in Halle an der Saale Andreas Danders, Anja Rühlemann
40	Malaysia Square Bridges at Battersea Power Station in London Edmund Metters
50	Ertüchtigung der Aarebrücke in Aarburg Kristian Schellenberg
56	Produkte und Projekte
61	Software und IT
62	Nachrichten und Termine
64	Branchenregister
67	Impressum

# Innovation, Gestaltung und Nachhaltigkeit Schnelles Bauen versus Baukultur?

■ ■ von Gregor Gebert

Die Schlagzahl bei der Brückenmodernisierung in Deutschland muss deutlich erhöht werden. Angesichts begrenzter personeller Ressourcen und vor dem Hintergrund der bestehenden genehmigungsrechtlichen Randbedingungen ist dies eine gewaltige Herausforderung. Das deutsche Autobahnnetz umfasst ca. 28.000 Brückenteilbauwerke, wovon mehr als die Hälfte in den 1960er bis 1980er Jahren errichtet wurde (Bild 1). Der Anstieg des Schwerverkehrs hat der Substanz vieler dieser Brücken stark zugesetzt, was sich im Traglastindex widerspiegelt (Bild 2). Und das gilt in ähnlicher Weise auch für die ca. 24.500 Teilbauwerke im Netz der Bundesstraßen. Bedeutet in dem Zusammenhang aber der Ruf nach »schnellerem Bauen« zugleich ein Weniger an »Baukultur«?

# 1 Einleitung

Mit dem Übergang der Zuständigkeiten bei den Autobahnen von den 16 Bundesländern zur Autobahn GmbH des Bundes wurde das Brückenbauprogramm neu geordnet und in Bezug auf Dringlichkeit priorisiert. Im Ergebnis wurde ein Brückenmodernisierungsnetz ausgewiesen, welches die vorrangig anzugehenden Strecken festlegt.

Auf dem Brückengipfel des Bundesministeriums für Digitales, Infrastruktur und Verkehr (BMDV) im März 2022 [1] wurde angekündigt, dass bis 2026 die Zahl der jährlich zu erneuernden Teilbauwerke auf 400 Brücken gesteigert werden soll (Bild 3). Diesem Ansatz liegt eine durchschnittliche Brückenfläche von 750 m² je Teilbauwerk zugrunde.

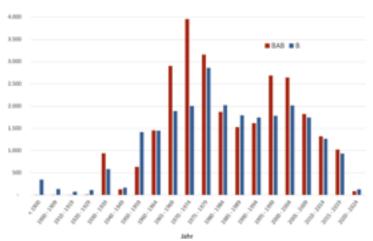
Soll dieses Ziel erreicht werden, muss auf der einen Seite schneller geplant und gebaut werden. Auf der anderen Seite bleibt die Baurechtschaffung eine zeitkritische Komponente. Das gilt insbesondere dann, wenn mit Ersatzneubauten auch der Ausbau von Strecken gemäß Bundesverkehrswegeplan verbunden ist, weil in solchen Fällen zusätzliche Betroffenheiten in Bezug auf Lärmschutz, umweltfachliche Belange und Grunderwerb entstehen.

# 2 Schneller planen, schneller bauen

Sowohl die Politik als auch die Bauindustrie fordern, dass schneller gebaut werden muss, was den Druck auf die öffentlichen Straßenbauverwaltungen erhöht. Neben dem Ziel, innerhalb von zehn Jahren den Brückenbestand zunächst auf den priorisierten Strecken zu erneuern, sollen so auch die damit verbundenen Verkehrseinschränkungen reduziert und für die Nutzer verträglicher gestaltet werden.

Eine Verringerung der Bauzeit führt »nebenbei« zu einer signifikanten Reduzierung der staubedingten CO<sub>2</sub>-Emissionen. Eine Modellrechnung der Ruhr-Universität Bochum (Bild 4) zeigt, dass die Verkürzung der Bauzeit einen entscheidenden Einfluss auf die CO<sub>2</sub>-Bilanzierung einer Baumaßnahme insgesamt hat und die Frage, welche Konstruktion bezüglich des Materialverbrauchs den günstigeren Product Carbon Footprint aufweist, schnell in den Hintergrund drängt.

Es gibt inzwischen eine ganze Reihe von innovativen Entwicklungen der Bauindustrie, mit denen sich kurze Bauzeiten bei Standardbauwerken realisieren lassen. Darüber hinaus existieren Anstrengungen, durch Typen- und Musterentwürfe sowie durch die Nutzung digitaler Methoden die Planungszeiten zu verkürzen, um den notwendigen Planungsvorlauf zu schaffen. Verknüpft mit funktionalen Ausschreibungen, soll so der Output signifikant gesteigert werden.



1 Altersstruktur der Brücken an Bundesfernstraßen nach Anzahl der Teilbauwerke © Aus [1]

Traglast- index	Anzahl Teilbauwerke		Summe Brückenfläche in m <sup>2</sup>		Summe	Summe
	A-Bauwerke	Ü-Bauwerke	A-Bauwerke	Ü-Bauwerke	Anzahl	Fläche (m²)
- 1	3.260	851	2.912.219	563.787	4.111	3.476.006
н	5.254	773	2.394.003	563.813	6.027	2.957.816
III	8.665	628	5.972.877	322.322	9.293	6.295.199
IV.	2.154	478	2.656.396	267.560	2.632	2.923.956
V	1.001	714	2.661.758	459,466	1.715	3.121.224
1)	0	249	0	49.607	249	49.607
2)	359	3.529	511.091	1.649.119	3.888	2.160.210
Summe	20.693	7.222	17.108.344	3.875.674	27.915	20.984.018

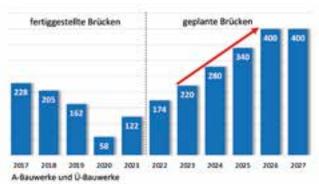
Traglastindex für Brücken der Autobahnen nach Anzahl und Fläche der Teilbauwerke © Aus [1]

Im magischen Dreieck des Bauens »Kosten, Qualität, Bauzeit« verschiebt sich der Fokus auf den Aspekt der Bauzeit und damit auch ein Stück weg von der Qualität, wozu auch eine gute Gestaltung im Sinne der Baukultur zu zählen ist. Dabei ist zu berücksichtigen, dass bei signifikant steigenden Baukosten fast zwangsläufig mehr auf die Kosten geachtet werden muss. Es wird damit zunehmend schwieriger, gestalterische Ansprüche einzubringen, weil dies einen höheren Planungsaufwand erfordert, gegebenenfalls die Bauzeit verlängert und die Kosten erhöht. Es braucht ein baukulturelles Grundverständnis der Beteiligten, um angesichts des steigenden Umsetzungsdrucks weiterhin auch gestalterische Ansprüche zu formulieren und durchzusetzen.

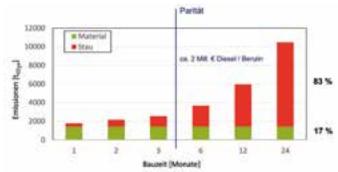
# 3 Differenzierung

### 3.1 Großbrücken

Großbrücken sind die neuralgischen Bauwerke im Straßennetz. Sie können nicht einfach ersetzt oder mit Behelfsbrücken umfahren werden und sind daher medial besonders präsent. Großbrücken sind in der Regel Unikate. Typisierte Standardlösungen sind hier selten das Mittel der Wahl, auch wenn die Bauindustrie mitunter skalierbare Mustervorlagen fordert. Die vielfältigen Anforderungen, die mit Ersatzneubauten in einer stark verdichteten Infrastruktur verbunden sind, lassen Typenlösungen für Großbrücken im Prinzip nicht zu. Zu unterschiedlich sind die ortsspezifischen Randbedingungen in Bezug auf mögliche Stützenstellungen, die vorhandene Trassierung oder das realisierbare Bauverfahren. Der Ersatzneubau einer Großbrücke benötigt im Regelfall einen ortsspezifischen Entwurf und eine maßgeschneiderte Konfiguration. Es steht außer Frage, dass dabei auf in der Praxis bewährte »Standard«-Querschnitte und erprobte Bauverfahren zurückgegriffen wird und die Aspekte der Wirtschaftlichkeit und der Bauzeit wesentlich sind. Zahlreiche Brücken zeigen, dass dies kein Widerspruch zu einer guten Gestaltung sein muss. Der seit 1994 jährlich vom Bundesministerium für Digitales und Verkehr herausgegebene Band »Brücken und Tunnel der Bundesfernstraßen« [3] enthält zahlreiche gelungene Beispiele.



3 Geplanter Hochlauf bei der Anzahl jährlich zu modernisierender Teilbauwerke im Autobahnnetz © Aus [1]



# 3.2 Standardbrücken

Aber auch eine zunehmende Zahl kleinerer Bauwerke ist von Traglastdefiziten betroffen, so dass ein Flickenteppich in Bezug auf die Leistungsfähigkeit der einzelnen Brücken im Streckenverlauf entstanden ist. Für den Schwerverkehr ist dies ein gravierendes Problem, da es zusehends schwieriger wird, genehmigungsfähige Schwerlastrouten zu finden. Da die Leistungsfähigkeit einer Strecke durch das schwächste Glied der Kette bestimmt wird, muss der Fokus neben der Erneuerung kritischer Großbrücken auf der Modernisierung von Streckenabschnitten liegen.

Bei den Standardbrücken ist zu unterscheiden zwischen den A-Bauwerken im Zuge der Autobahn, die Straßen und Wege und kleinere Gewässer unterführen, und den Ü-Bauwerken über die Autobahn, welche Straßen und Wege über die Autobahn führen. Diese Standardbauwerke machen zahlenmäßig den überwiegenden Teil des Brückenbestands aus. Für die Leistungsfähigkeit der Autobahn sind die A-Bauwerke von besonderer Bedeutung. Während Ü-Bauwerke im Regelfall mit relativ geringen und kurzzeitigen Einschränkungen der Autobahn

errichtet werden können, ist dies bei A-Bauwerken nicht der Fall, da hier überwiegend die Sperrung einer kompletten Richtungsfahrbahn erforderlich ist. Die A-Bauwerke umfassen, bezogen auf die Brückenfläche, etwas mehr als 80 % des gesamten Brückenbestands des Autobahnnetzes.

A-Bauwerke sind für den Autobahnnutzer anders als Ü-Bauwerke kaum wahrnehmbar. Gestalterisch liegt der Fokus daher eher auf den Ü-Bauwerken bzw. auf A-Bauwerken, die vielbefahrene Landesoder Bundestraßen unterführen bzw. sich in Ortslagen befinden.

# 3.3 Erneuerung von Einzelbauwerken oder Ertüchtigung von Strecken

Es ist ein Unterschied, ob nur ein einzelnes Bauwerk oder ob gleichzeitig mehrere Brücken eines Streckenabschnitts erneuert werden. Im ersten Fall ist offensichtlich, dass eine kurze Bauzeit wesentlich ist, um die verkehrlichen Beeinträchtigungen auf der Autobahn zu minimieren (insbesondere bei A-Bauwerken) oder Unterbrechungen für den örtlichen Verkehr (insbesondere bei Ü-Bauwerken) zu vermeiden.

Im zweiten Fall ist dagegen die Bauzeit für den gesamten einer Verkehrsführung unterworfenen Streckenabschnitt maßgeblich, wobei sie sich nach dem bauzeitbestimmenden, im Regelfall größten Bauwerk richten wird. Die anderen Bauwerke können im Schatten dieser Maßnahme oft mit realisiert werden, die Minimierung ihrer Einzelbauzeiten ist hier, zumindest für die Verkehrsführung der Autobahn, von untergeordneter Bedeutung. Für Überführungen wichtiger Landes- oder Bundesstraßen ist das gegebenenfalls anders zu bewerten, da der Ersatzneubau zu einer Unterbrechung dieser Verkehrswege führt. Bei Streckenabschnitten ist stets eine differenzierte Betrachtung erforderlich.

Einen Sonderfall stellen Brücken zur Über- oder Unterführung von Bahnstrecken und Bauwerke an Autobahnkreuzen dar.

### 4 Baukultur

Fritz Leonhardt hat sich in seinem 1982 erschienenen Buch »Brücken« mit der Ästhetik und Gestaltung von Brücken auseinandergesetzt [4]. Merkmale der »schönheitlichen Qualität« sind für den großen deutschen Brückenbauer neben der Zweckerfüllung, die an erster Stelle steht, Proportionen, Ordnung, Verfeinerung der Form, Einpassung in die Umwelt, die Oberflächentextur, Farben, Charakter, Komplexität und die Einbeziehung der Natur. In seinen Gestaltungsregeln, die durch Beispiele illustriert werden, geht Leonhardt überwiegend auf die Großbrücken mit ihren typischen Tragsystemen ein, aber es gibt auch ein Kapitel zu den hier behandelten »Kreuzungsbauwerken«. Zeitlos sind die Ausführungen zu den Überführungsbauwerken, zu schiefwinkligen Kreuzungen und Proportionen.

Während bis Ende der 1980er Jahre weitgehend reine Zweckerfüllung die Gestaltung unserer Brücken bestimmte, werden seit Beginn der 1990er Jahre, insbesondere auch durch die DEGES für die Neuund Ausbaustrecken auf dem Gebiet der ehemaligen DDR, streckenbezogene Gestaltungskonzepte unter Einbeziehung von Architekten erarbeitet. Dieses Vorgehen ist heute etabliert und als Vorgabe in das Regelwerk eingeflossen. Gemäß der RE-ING 1-2 [5] soll bei Ausund Neubaumaßnahmen für Ingenieurbauwerke ein streckenbezogenes Gestaltungskonzept festgelegt werden. Der daraus abgeleitete Gestaltungskatalog bildet die Grundlage für das Aufstellen der Bauwerksentwürfe.



Gestaltungsbeispiel: Überführungsbauwerk der A 44 in Hessen
© DEGES GmbH



6 Gestaltungsbeispiel: Überführungsbauwerk der A 3 in Bayern © Hajo Dietz/Nürnberg Luftbild

Beispiele für gut gestaltete Standardbauwerke sind die Brücken der A 44 in Hessen oder der A 3 in Nordbayern wo es zwischen Erlangen und Würzburg in besonderer Weise gelungen ist, die »Chance des großen Ganzen« [6] zu nutzen (Bilder 5 und 6).

Auch beim achtstreifigen Ausbau der A1 und Hamburg wird auf die ganzheitliche Gestaltung der Verkehrsanlage großer Wert gelegt, worüber 2020 beim »Symposium Brückenbau« berichtet wurde [7].

# 5 Aktuelle Entwicklungen5.1 Einführung

Von mittelständischen Baufirmen sind in den letzten Jahren für Standardbrücken mit Stützweiten im Bereich von ca. 20–50 m modulare Systeme entwickelt worden, die sich wie die Verbund-Fertigteil-Trägern(VFT-)-Bauweise bereits etablieren oder in Form von Pilotprojekten umgesetzt werden konnten.

# 5.2 VFT-Bauweise

Die von SSF entwickelte VFT-Bauweise ist seit ca. 25 Jahren auf dem Markt. Die Stahlträger werden bereits im Werk mit einer auskragenden dünnen Verbundplatte versehen, so dass unmittelbar nach dem Auslegen der Träger eine geschlossene Oberfläche vorhanden ist. Der unterführte Verkehrsweg bleibt damit geschützt, was zum Beispiel bei Bahnstrecken wichtig ist. Es wird zudem, außer für die Kappen, keine Schalung mehr erforderlich, die Ortbetonergänzung kann sofort bewehrt und betoniert werden. Mit dieser Bauweise wurden Rahmenbauwerke mit Stützweiten bis 55 m realisiert.

### 5.3 VTR-Bauweise

Die Verbund-Träger-Rost(VTR)-Bauweise ist ebenfalls eine Entwicklung von SSF. Der Überbau besteht aus zwei luftdicht verschweißten Hohlkästen, die konventionell auf die Baustelle transportiert und verschweißt werden. Die Fahrbahnplatte ist als Verbund-Trägerrost ausgebildet (Bild 7). Dieser besteht aus guerorientierten Fertigteilen, die über die beiden Hauptträger spannen. Durch Aussparungen in den Fertigteilen für die auf den Hauptträgern angeordneten Kopfbolzendübelgruppen und mittels einer ersten Ortbeton-Betonage wird der Verbund mit den Stahlträgern hergestellt. Zwischen den Querträgern werden anschließend einfache Fertigteilplatten aufgelegt sowie eine Ortbetonergänzung auf die gesamte Brückenfläche aufgebracht. Vorteil dieser Bauweise ist die simple Stahlkonstruktion, die kein aufwendiges Quersystem zur Auflagerung der Fertigteile für die Fahrbahnplatte erfordert. Die VTR-Bauweise wird nach erfolgreichen Realisierungen im Ausland nun auch bei der DEGES-Maßnahme am Autobahndreieck Heumar bei Köln umgesetzt.



7 Brücke in VTR-Bauweise © SSF Ingenieure AG

# 5.4 Echterhoff-Expressbrücke

Der Überbau des Systems von Echterhoff basiert auf Spannbetonfertigteilen, die bei größeren Stützweiten in hochfestem Beton ausgeführt werden. Im Idealfall kann der gesamte Überbau auf einem Montageplatz in Nähe des Brückenstandorts komplett hergestellt und anschließend mit Schwerlastmodulen eingefahren werden. An den Randträgern werden vor der Überbaumontage bereits sogenannte Hybridkappen inklusive Geländer montiert, so dass später keine Schalgerüste für die Betonage der Kappen erforderlich sind. Des Weiteren werden auch die Widerlager aus vorgefertigten Stahlbetonelementen zusammengesetzt, die somit in sehr kurzer Zeit errichtet werden können (Bilder 9 und 9). Die Gesamtbauzeit lässt sich damit auf ein Minimum reduzieren.

# 5.5 Heitkamp-Schnellbausystem

Das System von Heitkamp basiert in punkto Überbau ebenfalls auf Spannbeton-Fertigteilen. Die Besonderheit ist hier, dass die Widerlager als kunststoffbewehrte Erde-Konstruktion ausgeführt werden (Bilder 10 und 11). Dabei handelt es sich um einen lageweise errichteten und mit Geokunststoffen verstärkten Erdkörper, der mit einem Auflagerbalken aus Stahlbeton abschließt und mit einer Vorsatzschale verkleidet wird, die als UV- und Vandalismusschutz für die Geokunststoffe dient. Die Bauweise hat 2023 den Sonderpreis für Nachhaltigkeit im Rahmen des Deutschen Brückenbaupreises erhalten.



8 Expressbrücke: Herstellung des Überbaus und der Widerlager mit Fertigteilen © Bauunternehmung Gebr. Echterhoff GmbH & Co. KG



Fertiges Bauwerk auf der A2: Unterführung Münsterstraße

Bauunternehmung Gebr. Echterhoff GmbH & Co. KG



10 Schnellbausystem: Prinzipdarstellung der kunststoffbewehrten Erde-Konstruktion © Heitkamp Erd- und Straßenbau GmbH



11 Widerlager mit Vorsatzelementen aus Fertigteilen bzw. Gabionen © Heitkamp Erd- und Straßenbau GmbH

# 5.6 Modulbrücke von Max Bögl

Die Modulbrücke von Max Bögl ist eine Weiterentwicklung der VFT-Bauweise mit dem Ziel, die Bauzeit für den Überbau noch weiter zu verkürzen. Der Überbau besteht aus zwei luftdicht verschweißten Hohlkästen, die werksseitig mit einem Verbundbeton mit integrierter Auflagerleiste ergänzt werden. Nach dem Verlegen der Träger werden vorgespannte, querorientierte Vollfertigteile aufgelegt (Bild 12), die untereinander mit verbundlosen Litzenspanngliedern zusammengespannt werden. Die Fertigteile beinhalten bereits die Kappen. Die Querfugen der Platten haben eine Verzahnung zur Querkraftübertragung sowie einen Dichtungsstreifen analog der Ausführung bei Tübbingen im Tunnelbau. Die Betonplatten werden direkt befahren, so dass die zeitintensiven Arbeiten für Aufbeton, Kappen, Abdichtung und Belag entfallen.

# 5.7 Hentschke-Hohlkörperfertigteile

Brücken mit Hohlkörpern waren in den 1960er bis 1980er Jahren weit verbreitet. Da es vermehrt Fälle gab, in denen sich Wasser in den nicht dichten Hüllrohren angesammelt hatte, kam diese eigentlich sehr wirtschaftliche Bauweise nicht mehr zum Einsatz und die Brücken wurden sukzessive ersetzt. Die Firma Hentschke will sie nun rehabilitieren, indem als Hohlkörper luftdicht verschweißte Stahlrohre verwendet werden (Bild 13). Weitere Überlegungen gehen dahin, die Stahlrohre mittels angeschweißter Verbunddübelleisten mittragend auszubilden. Ein weiterer Anbieter auf dem Markt ist die Firma Nesseler.

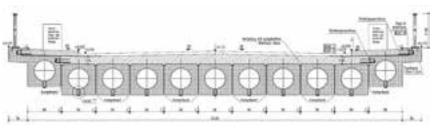
# 5.8 Renaissance der Typenentwürfe

Die Autobahn GmbH erstellt aktuell Typenentwürfe für häufig vorkommende Standardbauwerke. Basierend auf den »alten« Musterentwürfen des Bundesverkehrsministeriums, liegt als Erstes der Typenentwurf für einen Stahlverbundrahmen vor (Bilder 14 und 15). Weitere Lösungen wie Zweifeld- und A-Bauwerke sollen folgen. Bauwerksplanungen für typische Brücken sollen damit »weitestgehend unabhängig von örtlichen und projektspezifischen Randbedingungen mit einer hohen Planungstiefe« bereitgestellt und so die Planungsressourcen aller Beteiligten entlastet werden. Die Typenentwürfe beinhalten geprüfte Entwurfsunterlagen, die als Referenz dienen und auf deren Grundlage die Ausschreibungsunterlagen sehr schnell erstellt werden können.

Der Typenentwurf deckt Kreuzungswinkel von 80 +± 20 gon ab und gilt für Längsneigungen ≤ 3 %. Bei schiefer Kreuzung bleibt das Bauwerk in sich gerade und wird entsprechend des Kreuzungswinkels der Verkehrswege gedreht. Die Widerlager stehen dann nicht mehr parallel zum Fahrbahnrand. Da sie sich jedoch stets am Fahrbahnrand befinden und sich relativ große und bei großer Längsneigung auch ungleiche Ansichtsflächen ergeben, ist das Ergebnis gestalterisch dann allerdings nicht optimal. Einen Ausweg bietet eine parametrisierte Modellbildung, wie sie von SSF für die zahlreichen Verbundrahmen der A 20 umgesetzt wurde. Damit ist es möglich, sehr schnell Anpassungen vorzunehmen und eine individuelle, gestalterisch ansprechende Bauwerksgestaltung zu erzielen.

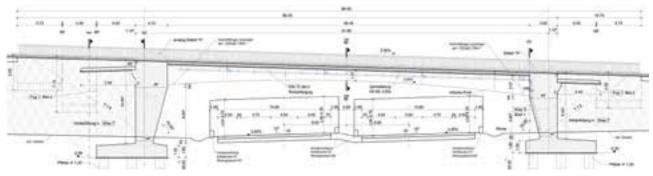


Modulbrücke: Errichtung einer Überführung
© Firmengruppe Max Bögl



13 Überbau aus Spannbeton mit luftdicht verschweißten Stahlrohren als Hohlkörper

© Hentschke Bau GmbH

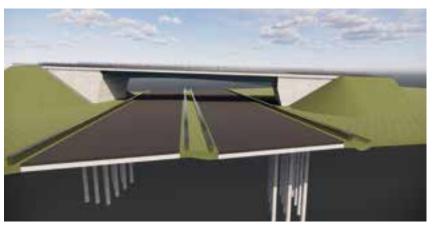


14 15 Typenentwurf für ein Rahmenbauwerk in Stahlverbundbauweise © Autobahn GmbH des Bundes/ Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH

# 6 Funktionale Ausschreibung6.1 Kriterien und Vorzüge

Das Potential der Bauindustrie kann nur »auf die Straße« gebracht werden, wenn in den Ausschreibungen die nötigen Freiheitsgrade in Bezug auf die Umsetzung innovativer Ideen vorhanden sind. Eine funktionale Ausschreibung ist dafür sicher der richtige Weg.

Teilweise gibt es die Erwartung, dass damit der Planungsaufwand minimiert und die knappen Ingenieurressourcen entlastet werden. Dabei geht es um den Umfang der durch den Auftraggeber zur Verfügung zu stellenden Unterlagen. Ist es in der Gesamtschau wirklich zielführend, lediglich die Grundparameter, die Vermessung, die Bestandsunterlagen und das Baugrundgutachten vorzuhalten und die konkrete Planung komplett dem Auftragnehmer zu überlassen? Argumentiert wird, dass mit dem für die Bundesfernstraßen eingeführten technischen Regelwerk die Rahmenbedingungen umfassend vorgegeben seien. Prinzipiell ist das richtig, vergessen wird dabei aber, dass die Ingenieurressourcen lediglich verschoben werden. Wo bisher ein Ingenieurbüro auf Seiten des Auftraggebers den Bauwerksentwurf mit Plänen und Mengen als Basis der Ausschreibung aufgestellt hat, werden nun mehrere Ingenieurbüros auf Seiten der Bieter



gebunden, um zunächst die Grundlagen für das Angebot zu schaffen - wobei dann nur einer der Bieter den Auftrag erhält. Der Auftraggeber ist daher nach wie vor gut beraten, selbst einen Bauwerksentwurf anzufertigen, der als Referenz für Optimierungen der Bieter im Rahmen von Mindestanforderungen dient. Dabei könnten Typen- und Musterentwürfe für eine Hilfestellung sorgen, um den Bearbeitungsaufwand zu verringern. Auch den Bietern nützt ein solcher Entwurf als Basis zur Entwicklung eigener Ideen. In ÖPP-Projekten der DEGES hat sich dieses Vorgehen stets bewährt.

# 6.2 Mindestanforderungen

# 6.2.1 Allgemeines

Ein wesentlicher Punkt funktionaler Ausschreibungen ist die Festlegung der sogenannten Mindestanforderungen. Damit wird bauvertraglich vorgegeben, was für den Bieter in einer Ausschreibung verbindlich ist und wo im Sinne einer technischen Optimierung davon abgewichen werden darf. Das klingt zunächst trivial, ist aber bei detaillierter Betrachtung nicht ganz einfach. Es sind darüber hinaus gegebenenfalls auch technische Wertungskriterien notwendig, um die unterschiedlichen Angebote objektiv werten zu können.

# 6.2.2 Eingespannt oder gelagert

Von der Fertigteilindustrie werden in der Regel gelagerte Brücken bevorzugt. Die Herstellung der Träger ist einfacher, es gibt keine herausstehende Anschlussbewehrung und nach dem Verlegen sind keine weiteren Bewehrungs- und Betonierarbeiten für die Realisierung der Rahmenecke erforderlich. Kurzum, es geht schneller und ist kostengünstiger. Andererseits haben Rahmen den Vorzug, dass es sich um fugenlose Konstruktionen ohne Lager und Fahrbahnübergänge handelt, was Vorteile für die Dauerhaftigkeit und Unterhaltung hat. Der Rahmen ist also etwas teurer und dauert vielleicht etwas länger in der Herstellung - dafür hat er signifikante Vorteile für den Betreiber durch den verringerten Prüf- und Erhaltungsaufwand. Es ist offensichtlich, dass hier mit den Mindestanforderungen klare Vorgaben getroffen werden müssen, ob anstelle eines beispielsweise im Referenzentwurf dargestellten Rahmens auch ein gelagertes Bauwerk zulässig ist.

# 6.2.3 Fugenausbildung

Fertigteilbauweisen standen in den Straßenbauverwaltungen der Bundesrepublik lange Zeit in Misskredit, da Fugen zunächst ganz grundsätzlich eine Schwachstelle darstellen. Im aktuellen Regelwerk gibt es daher Vorgaben, die beispielsweise für den Überbau vorsehen, dass Beton- oder Verbundfertigteile nach dem Verlegen eine mindestens 20 cm dicke Ortbetonergänzung erhalten müssen. Die direkt befahrenen Fahrbahnmodule von Max Bögl widersprechen somit dem aktuellen Regelwerk des Bundes. Inzwischen liegt für diese Bauweise eine sogenannte Bauartgenehmigung vor, dennoch wird bis dato noch eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich. Es stellt sich dann die Frage, wie Lösungen gewertet werden können, die eine solche Zustimmung benötigen, deren Erteilung womöglich ungewiss ist.

Es gibt im Regelwerk auch den Hinweis, dass sich bei Fertigteilbauweisen mit vielen Trägern der Prüfaufwand aufgrund der größeren Oberfläche gegenüber monolithischen Bauweisen erhöhen kann.
Als mögliche Nachteile von Fertigteilen werden in der RE-ING 2-2 des Weiteren gestalterische Einschränkungen durch Standardisierung und kurze Kragarme aufgeführt.

Bei den Unterbauten stellt sich die Frage, ob beispielsweise ein monolithisch hergestelltes Widerlager qualitativ besser zu werten wäre als eines aus Fertigteilen mit entsprechend vielen Fugen oder ein KBE-Widerlager mit nicht mittragenden Vorsatzelementen. Es wäre festzulegen, welche Anforderungen zu erfüllen sind, damit diese Lösungen als technisch gleichwertig gelten.

# 6.2.4 Gestaltung und

Positionierung der Widerlager
Die Gestaltung kleinerer Bauwerke wird
maßgeblich durch die Widerlager bestimmt. Räumliche Strukturierungen mit
abgesetzten Flächen oder geneigten
Wänden sowie Verblendungen bedeuten
Mehraufwand und führen zu höheren
Kosten.

Um die Stützweite des Überbaus gering zu halten, werden die Widerlager nah am Fahrbahnrand positioniert. Der Gestaltung und Transparenz ist das nicht zuträglich. Zurückgesetzte Widerlager haben sich bei Ü-Bauwerken etabliert, im Übrigen genau wie die mittelstützenfreien Rahmenbauwerke. Auch zu solchen Punkten sind im Zuge funktionaler Ausschreibungen klare Vorgaben erforderlich.

# 6.3 Entwicklung von Planungshilfen

Die Autobahn GmbH hat einen Handlungsleitfaden für die funktionale Ausschreibung [8] erstellt, der insbesondere auf das Vergabeverfahren und die rechtlichen Voraussetzungen eingeht. Vom Center Building and Infrastructure Engineering (CBI) der RWTH Aachen wird gemeinsam mit Planern, Baufirmen und Behörden eine Planungshilfe »Modularer Brückenbau« entwickelt, in der die Erfahrungen aus bisherigen Pilotprojekten ausgewertet werden. Ziel ist es, herstellerneutrale Konstruktionsmerkmale zusammenzufassen und entsprechende Qualitätsanforderungen zu formulieren, die als Grundlage funktionaler Ausschreibungen genutzt werden können.

# 6.4 Gestaltungshandbücher

Für Modernisierungsabschnitte sollten Gestaltungshandbücher erstellt werden, die aktuelle Entwicklungen auf dem Markt im Sinne funktionaler Ausschreibungen zwar mit bedenken, aber eine ganzheitliche Gestaltung zum Ziel haben. Dann ist es auch unerheblich, ob einzelne Bauwerke in getrennten Bauaufträgen sukzessive nacheinander erneuert werden oder eben mehrere Bauwerke im Zuge eines Streckenabschnitts. Ansonsten wird hier ein Flickenteppich von Bauwerken entstehen, deren Gestaltungqualität ausschließlich von wirtschaftlichen Erwägungen bestimmt wird.

### 7 Fazit

Innovation ist notwendig! Dazu gehört es, neue Wege zu beschreiten, Neues zu probieren und daraus zu lernen. Es sollte dabei aber unser Anspruch bleiben, auch unter dem Handlungsdruck der Brückenmodernisierung den nächsten Generationen gut gestaltete Bauwerke zu hinterlassen, die sich zeitlos in die jeweilige Umgebung einfügen.

Die Umsetzung des Brückenmodernisierungsprogramms wird nur gelingen, wenn schneller geplant und gebaut wird. Die modularen Bauweisen werden dazu einen wichtigen Beitrag leisten. Dies wird zu einer Veränderung der Brückenlandschaft führen – und das ist auch gut so. Es müssen dafür jedoch Gestaltungsregeln entwickelt werden, wenn der mit Beginn der 1990er Jahre initiierte Kulturwandel zu ästhetisch überzeugenden Streckenabschnitten fortgesetzt werden soll. Dies hat, angesichts einer Nutzungsdauer von vielen Jahrzehnten, auch etwas mit Nachhaltigkeit zu tun.

# Autor:

**Dipl.-Ing. Gregor Gebert**DEGES Deutsche Einheit
Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH,

# Literatur

- Bundesministerium für Digitales und Verkehr (Hrsg.): Brücken an Bundesfernstraßen. Bilanz und Ausblick. Bonn, März 2022.
- [2] Mark, P.; Forman, P.; Hoppe, J.: Sustainable Concrete Engineering. Strategies for Existing and New Structures; in: Book of Abstracts of the 20<sup>th</sup> International Symposium of MASE. Skopje, 2023, S. 12ff.
- Bundesministerium für Digitales und Verkehr (Hrsg.): Brücken und Tunnel der Bundesfernstraßen. Jährlich erscheinend seit 1994.
- [4] Fritz Leonhardt: Brücken. Ästhetik und Gestaltung. Stuttgart, 1982.
- [5] Bundesministerium für Digitales und Verkehr (Hrsg.): Richtlinie für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauwerken (RE-ING). Ausgabe März 2023.
- [6] Endres, B.; Wagner, M.: Die Chance des großen Ganzen. Ganzheitliche Gestaltung, Planung und Umsetzung des Autobahnabschnitts der BAB A 3 zwischen Erlangen und Würzburg; in: Bautechnik, 99, H. 6, 2022.
- [7] Gebert, G.; Lezius, H.: Erweiterung der Bundesautobahn A 1 in Hamburg. Ganzheitliche Gestaltung einer Verkehrsanlage; in: Brückenbau, 14. Jg., H. 1/2, 2022, S. 6–13.
- [8] Die Autobahn GmbH des Bundes (Hrsg.): Handlungsleitfaden für funktionale Ausschreibungen; veröffentlicht in: HVA B-StB. Ausgabe März 2023.



# Weniger ist mehr!

# Die vielen Vorteile der ECHTERHOFF Expressbrücken!

Unsere Expressbrücken verkürzen – dank der von uns entwickelten Betonfertigteile – die Bauzeiten von Straßen- und Eisenbahnbrücken erheblich. Dadurch erzielen wir Bestwerte wie eine Gesamtbauzeit von **sensationellen 18 Kalendertagen** statt einer üblichen Bauzeit von 15 Monaten (EÜ-Vellinghauser Straße in Dortmund), **Kosteneinsparungen von 2 Mio. Euro** (Straßenbrücke in Dülmen) oder eine **Einsparung von 53.650 Tonnen CO**<sub>2</sub> durch weniger Stau (bei geschätzten 16 Monaten Stau à 30 Minuten/Tag, 120.000 Fahrzeuge). Deutschlandweit einmalig ist unser 45 m Spannbetonbinder ohne Mittelpfeiler (und neues Widerlagersystem) für den sechsstreifigen Autobahnausbau.



INGENIEURBAU | TIEF- UND SPEZIALBAU | SCHLÜSSELFERTIGES BAUEN | PROJEKTENTWICKLUNG



# Neue Gesellschaft mit neuen Perspektiven Eisenbahnbrücken bei der DB InfraGO

■ ■ von Jens Müller

Die DB InfraGO AG hat vor kurzem ihre Arbeit aufgenommen: eine neue Gesellschaft mit neuem Profil, die in umfassender Form die Erhaltung und die Weiterentwicklung sowie den Betrieb des deutschen Eisenbahnnetzes verantwortet. Aus ihrer Gründung resultieren dementsprechend auch neue Perspektiven, die erhebliche Auswirkungen auf den Bau neuer Strecken und die Ertüchtigung der bestehenden Infrastruktur zeitigen. Nachfolgend werden insbesondere jene Aspekte näher beschrieben, die den größten Einfluss auf die Planung und Errichtung von Brückenbauwerken haben.

# 1 DB InfraGO

Die Bundesregierung hat die zentrale verkehrspolitische Maßgabe des Koalitionsvertrags umgesetzt und die Infrastruktureinheiten DB Netz AG und DB Station& Service AG in einer neuen Gesellschaft, der DB InfraGO, zusammengeführt. Somit konnte zum Jahreswechsel die DB InfraGO AG ihre Arbeit aufnehmen. Es ist das größte Infrastrukturprogramm in der Geschichte der Deutschen Bahn. Im Mittelpunkt der neuen Gesellschaft sollen die Bedürfnisse von Menschen, Wirtschaft und Umwelt stehen. Bereits im Namen trägt sie diesen Auftrag: Das GO steht für »gemeinwohlorientiert«. Gemeinwohlorientierung bedeutet, »dass in Zukunft nicht mehr allein die Gewinnerzielung im Zentrum steht, sondern genauso Kapazität, Qualität und Kundenorientierung der Schieneninfrastruktur«. Dabei geht es vor allem darum, »Bürgerinnen und Bürgern wieder eine pünktliche und zuverlässige Bahn zu garantieren«.

Mit mehr als 60.000 Mitarbeitern ist die DB InfraGO für das ca. 33.400 km lange Streckennetz, für 5.400 Bahnhöfe und 25.700 Brücken sowie für die sonstigen betriebsnotwendigen Anlagen zuständig. Pro Tag fahren auf der Infrastruktur mehr als 50.000 Züge, mit ca. 21 Mio. Personen sind täglich über 30-mal so viele Menschen an den Bahnhöfen unterwegs wie an allen deutschen Flughäfen zusammen. Zusätzlich stärkt der Bund seine Steuerung der Infrastruktur durch einen sogenannten InfraPlan als übergreifendes Instrument. Der InfraPlan bündelt die Ziele und Strategien des Bundes und konkretisiert sie in einem auf fünf Jahre angelegten Arbeitsprogramm für die DB InfraGO.

Bis 2030 will die DB InfraGO unter anderem folgende Maßnahmen umsetzen:

- Sanierung von mehr als 4.000 Streckenkilometern auf 40 Hochleistungskorridoren
- schrittweise Modernisierung von ca.
   25.000 Streckenkilometern des Flächennetzes
- Entwicklung von ca. 1.800 Bahnhöfen zu attraktiven »Zukunftsbahnhöfen«
- schnelle Kapazitätserweiterung mit zusätzlichen Überleitstellen, mehr Überholmöglichkeiten für Züge mit zusätzlichen Signalen
- Digitalisierung zahlreicher weiterer Strecken für mehr Kapazität im Bestandsnetz
- Aus- und Neubau sowie Elektrifizierung von Strecken für neue Kapazitäten Neben diesen Maßnahmen soll auch weiterhin die Erneuerung und Instandsetzung von Eisenbahnbrücken vorangetrieben werden.

# 2 Herausforderungen der LuFV III

Seit Januar 2020 gilt die Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung III (LuFV III), welche zwischen Bund und Bahn abgeschlossen wurde. Die Laufzeit dieser aktuellen Vereinbarung ist mit zehn Jahren doppelt so lang wie die der beiden vorherigen. Sie bietet dadurch nicht nur Planungssicherheit für Unternehmen, Lieferanten und Dienstleister, sondern ermöglicht auch, innovative Ansätze mit der Bauwirtschaft zu verwirklichen, um Bauprozesse zu beschleunigen. Zudem beinhaltet die LuFV III nicht mehr nur die Erneuerungen, sondern auch die Anplanung und umfassende Instandsetzung von Eisenbahnbrücken. Bis Ende 2029 sollen so für ca. 10 Mrd. € 2.000 Eisenbahnbrücken verbessert werden (Bild 1). Die Zustandskategorie der jeweiligen Eisenbahnüberführung muss hierbei um mindestens eine Note verbessert werden.

Die Realisierung wird jedoch durch »zusätzliche Herausforderungen« erschwert. Hierzu gehören neben Liefer- und damit Materialengpässen auch Einschränkungen der am Markt verfügbaren Baukapazitäten. Zudem treten Verzögerungen in den verschiedenen Planungs- und Bauphasen auf, verursacht durch den Fachkräftemangel und einen hohen Krankenstand. Des Weiteren sind in den letzten Jahren hohe Kostensteigerungen zu verzeichnen, die teilweise auch auf das allgemein anwachsende Bauvolumen der Deutschen Bahn (DB) und der Straßenbaulastträger zurückzuführen sind.

LuFV III-Vertragsziel [Zahl der Eisenbahnüberführungen]	Anmerkungen
1.200	Verbesserung der jeweiligen Zustandskategorie von mindestens 1.200 voll- bzw. teilerneuerten Brücken um mindestens eine Zustandskategorie
500	mindestens in Leistungsphase 3 erbrachte Planungsleistung von mindestens 500 voll- bzw. teilerneuerungsbedürftigen Brücken mit dem Ziel einer Verbesserung der Zustandskategorie ab 2030
300	Verbesserung der jeweiligen Zustandskategorie von mindestens 300 instandgesetzten Brücken um mindestens eine Zustandskategorie

1 Qualitätskennzahl-Zielwerte von Brückenbauwerken © Aus Anlage 13.6 der Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung III So sind die Kosten für die Erneuerung einer Eisenbahnbrücke zwischen 2019 und 2022 durchschnittlich um ca. 40 % angestiegen. Diese Entwicklungen führen somit zu einem deutlichen finanziellen Mehrbedarf für die Realisierung des Brückenprogramms der LuFV III.

# Brückenrevitalisierung

Um die Nachhaltigkeit zu erhöhen und die finanziellen Mittel optimal einzusetzen, wurden in den vergangenen Jahren vermehrt Gewölbebrücken revitalisiert. Die Gewölbebrücken der DB InfraGO sind im Mittel bereits 127 Jahre alt und bestehen überwiegend aus Naturstein oder Ziegelmauerwerk. Bei den Mängeln der Gewölbebrücken handelt es sich in aller Regel um defekte Abdichtungen und eine unzureichende Entwässerung, was zu Durchfeuchtung und Verwitterung führt. Hinzu kommen in manchen Fällen Schäden aus konzentrierten Lasten mit entsprechenden Rissen und Abplatzungen. Eine hervorragende und langfristig wirksame Methode zur Beseitigung dieser Defizite ist der Einbau einer Fahrbahnwanne, welche zudem auch noch das Problem einer meist zu geringen Fahrbahnbreite durch Auskragungen lösen kann. Die Dauerhaftigkeit eines Neubaus lässt sich freilich nur erreichen, wenn gleichzeitig alle vorhandenen Schäden beseitigt, Bewuchs entfernt und die Entwässerungsanlagen wiederhergestellt werden. Ebenso sind Steinersatz und Neuverfugung häufig zwingend erforderlich. Die Umsetzung der Sanierung von Gewölbebrücken wurde bereits 2021 im Vortrag »Sanierung von Gewölbebrücken im Brückenprogramm« am Beispiel des Göltzschtalviadukts thematisiert, nachzulesen in Ausgabe 1/2·2021 der Zeitschrift »Brückenbau«. Neben den ca. 6.800 Gewölbebrücken

besitzt die DB InfraGO auch 4.700 Stahlbrücken. Die Revitalisierung der in die Jahre gekommenen Stahlbrücken ist in der Regel noch ausgeschlossen, da der Aufwand sehr hoch und die Expertise oftmals nicht vorhanden ist.

Aufgrund der besseren Einschätzung der Dauerhaftigkeit, des Wartungsaufwands und der Planungssicherheit wird deshalb überwiegend ihr Ersatzneubau bevorzugt. Das bedeutet, die Ertüchtigung von Stahlbrücken wird bisher lediglich in ausgewählten Einzelfällen durchgeführt, wie der Müngstener Brücke oder den Brücken des sogenannten Chemnitzer Bahnbogens, zu dem auch das Viadukt Beckerbrücke oder, umgangssprachlich, das Viadukt Chemnitz gehört.



Lagerertüchtigung beim Viadukt Chemnitz © Jens Mülleı



Bei der Revitalisierung von Stahlbrücken sind im Übrigen neben der Ertüchtigung der Lager (Bilder 2 und 3) in der Regel auch Erneuerungen von Knotenblechen und Korrosionsschutz vorzunehmen.

# Regelwerk: Bestandsbrücken

Die Revitalisierung von Bestandsbauwerken bedarf neben der Expertise der Planer auch eines spezifischen Regelwerks. Hierfür hat die DB InfraGO die Richtlinie 805 »Tragsicherheit bestehender Eisenbahnbrücken« an das Sicherheitskonzept der Normenreihe EN 1990 bis EN 1999 angepasst sowie zur Beurteilung der Tragfähigkeit dieser Brücken das Teilsicherheitskonzept erweitert. Im Gegensatz zu neuen Eisenbahnbrücken kann bei in Nutzung befindlichen Bauwerken davon ausgegangen werden, dass - sofern sie keine traglastrelevanten Schäden aufweisen - keine groben Fehler aus der Planungs- oder Bauphase vorliegen. Im gleichen Sinne sind bei einer alten Eisenbahnbrücke Einwirkungen aus Zugverkehr, Temperatur und Wind nur noch für die Restnutzungsdauer abzudecken, die geringer ist als die für Neubauten angesetzte Nutzungsdauer von 100 Jahren. Diese Aspekte wurden bei der Anpassung des Sicherheitskonzepts für Bestandsbauwerke berücksichtigt. Des Weiteren wurde das Thema »Betriebszeitintervallnachweis für stählerne Eisenbahnbrücken« neu geregelt. Basierend auf den Erkenntnissen der letzten Jahre und dank einer besseren Dokumentation der gefahrenen Züge, konnten die Verkehre der Vergangenheit stärker differenziert werden, was im Allgemeinen die Nachweisführung zu verbessern hilft. Hierdurch wurden im Endeffekt die Grundlagen geschaffen, um Stahlbrücken künftig vermehrt revitalisieren zu können.

# **Fazit**

Eine erfolgreiche Umsetzung des Brückenprogramms bedarf geeigneter Rahmenbedingungen.

In den vergangenen Jahren stellte vor allem die Marktentwicklung im Bereich des Brückenbaus dieses Programm vor große Herausforderungen und erschwerte dessen Realisierung. Durch das steigende Bauvolumen im Allgemeinen und die erhöhte Nachfrage der Straßenbaulastträger im Besonderen ist eine besorgniserregende Marktverknappung zu beobachten. So führt die hohe Nachfrage bei Brücken nicht nur zu einem deutlichen Kostenanstieg, sondern teilweise auch zu Versorgungsengpässen. Nur durch eine Erweiterung der Kapazitäten werden die Herausforderungen der nächsten Jahre gemeinsam zu bewältigen sein.

Autor: Dipl.-Ing. Jens Müller DB InfraGO AG. Frankfurt am Main

# Semiintegrales Überführungsbauwerk aus Spannbeton Eisenbahnbrücke über den Wiesekorridor in Basel

von Michael Scheck, Okko Heinrich, Sebastian Carstea, Matthias Völkner, Maren Huber

Im Rahmen des viergleisigen Ausbaus der Eisenbahnstrecke Karlsruhe-Basel wird im Stadtgebiet Basel ein semiintegrales Brückenbauwerk über den Fluss Wiese errichtet. Die räumlichen und gestalterischen Vorgaben in Verbindung mit der Anwendung der SIA im Zusammenspiel mit dem Eurocode und dem DB-Regelwerk stellten bei der Dimensionierung und Bemessung der Brücke eine Herausforderung dar. Um die horizontale Verformungsfähigkeit der Gründungsachsen zu gewährleisten, wurde im oberen Bereich der Bohrpfähle mit Hülsenkonstruktionen gearbeitet. Auch die Pfahlkopfplatte wurde über eine Spundwandkonstruktion entkoppelt, um zwängungsarme seitliche Bewegungen zu ermöglichen.

# Retierdam Zenwaak Kithok Mecane Chartman Serbring Anywaper Dalabang Following Fol

Einordnung der Rheintalbahn in den europäischen Güterkorridor
 DB Netz AG

# 1 Hintergrund

Die als Rheintalbahn bekannte Eisenbahnstrecke von Karlsruhe nach Basel ist Bestandteil des wichtigsten europäischen Güterkorridors Rotterdam-Köln-Mailand-Genua, welcher in Bild 1 zu sehen ist. Die Verkehrsachse zwischen dem holländischen Hafen und dem Tor zum Mittelmeer zählt zu den durch die EU-Verkehrspolitik als vorrangig eingestuften Transeuropäischen Netzen (TEN). Der viergleisige Aus- und Neubau der Strecke zwischen Karlsruhe und Basel schafft die Voraussetzungen für die Aufnahme des prognostizierten Mehrverkehrs auf der Schiene und verkürzt die Fahrzeiten. Die künftig mögliche Trennung von Fern-, Nah- und Güterverkehr wird die Betriebsqualität auf der Schiene spürbar verbessern.

Auf den rund 200 Streckenkilometern baut die Deutsche Bahn (DB) eine überwiegend neue, moderne Eisenbahninfrastruktur. Neben den fünf Tunnelbauwerken ist der Neubau von ca. 340 Brückenbauwerken eine weitere umfangreiche ingenieurtechnische Herausforderung. Der südlichste Abschnitt der Rheintalbahn verläuft über 3,10 km auf Schweizer Hoheitsgebiet, von der Staatsgrenze bis zum nördlichen Rheinufer. Der Betrieb der »deutschen Eisenbahnstrecke auf Schweizer Gebiet« ergibt sich aus dem Staatsvertrag zwischen der Schweiz und dem Großherzogtum Baden aus dem Jahr 1852, dessen Rechtsnachfolgerin die Bundesrepublik Deutschland ist.

In diesem Abschnitt auf Schweizer Gebiet werden drei Brückenbauwerke neu errichtet, das größte Ingenieurbauwerk ist die Eisenbahnbrücke über den Wiesekorridor. Diese Brücke über die Wiese entsteht zur zweigleisigen Verbindung für den Güterverkehr zwischen dem Rangierbahnhof und dem Personenbahnhof Basel Bad im Rahmen des viergleisigen Ausbaus der Rheintalbahn zwischen Karlsruhe und Basel.

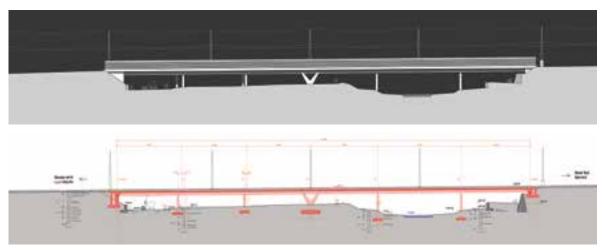
# 2 Gestaltungswettbewerb

Für den Kanton Basel-Stadt war es von großer Bedeutung, dass sich das neue Brückenbauwerk ökologisch und gestalterisch möglichst optimal in die Umgebung einpasst. Um herauszufinden, welche grundsätzliche Bauform hierfür die beste wäre, wurden im Rahmen einer begleitenden Variantenstudie zwei Grundvarianten »Dammbauwerk« und »Aufständerung« durch ein interdisziplinäres Planerteam untersucht. Die Grundvarianten wurden anhand folgender Prüfkriterien bewertet:

- Stadtraum, Gestaltung
- Natur, Freiraum
- Ingenieurbau, Verkehr
- Wirtschaftlichkeit, Dauerhaftigkeit

Kriterium	Ausprägung	Anteil
Qualität des Bauwerks im Endzustand	konstruktive Durchbildung, Ausführbarkeit, Funktions- tüchtigkeit, Lärmschutz	25 %
Wirtschaftlichkeit	insbesondere Erstellungs-, Unterhalts- und Betriebskosten	35 %
Gestaltungsqualität	Stadt- und Landschaftsbild (Fern- und Nahwirkung, Durchsichten)	15 %
Qualität des Freiraums	Ästhetik, soziale Sicherheit, Erholungspotential, Durchgängigkeit	15 %
Qualität des Naturwerts	Baumbestand, Beeinträchtigung bestehender ökolo- gischer Flächen, Potential zur Neuschaffung, Vernetzung, ökologische Aufwertung des Gewässerraums	10 %

2 Bewertungskriterien des Gestaltungswettbewerbs © DB Netz AG



3 4 Gewinnerentwurf im Gestaltungswettbewerb © DB Netz AG

In der Folge beschränkte sich die weitere Planung auf die Variante »Aufständerung« in Form einer sogenannten durchlaufenden Brücke. Konkret empfahl das Planerteam ein Brückenbauwerk mit vier bzw. fünf Stützen. Aus dem daran angeschlossenen, 2012–2013 durchgeführten Wettbewerb mit vier Planungsbüros aus Deutschland und der Schweiz ging ein Siegerentwurf hervor (Bilder 3–5), eingereicht von ACS-Partner AG, Zürich (Bauingenieure), Eduard Imhof, Luzern (Architekten), und SKK Landschaftsarchitekten AG, Wettingen.

# 3 Planungsprozess

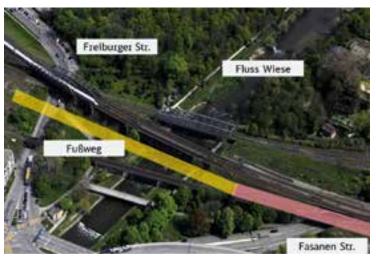
# 3.1 Lage der Brücke

Der Baubereich befindet sich, wie in Bild 6 zu sehen ist, im innerstädtischen Bereich von Basel. Zwischen zwei bereits vorhandenen Strecken der Deutschen Bahn und ihren bestehenden Überführungsbauwerken wird die neue zweigleisige Güterverkehrsstrecke über die Freiburger Straße und den Fluss Wiese geführt.

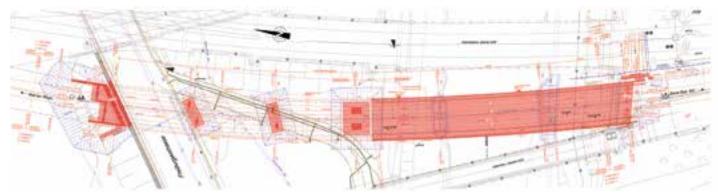
Unmittelbar an das südliche Widerlager der Brücke schließt die Stützwand Wiese an, die den Höhenunterschied zwischen Bestands- und Neubaustrecke auffängt. Die Stützwand Wiese mündet südlich ins Widerlager der Eisenbahnüberführung Fasanenstraße, einer existierenden eingleisigen Brücke, welche durch einen zweigleisigen Neubau ersetzt wird. Bauzeitlich wird hier ein Hilfsbrückenzug über 40 m eingebaut, um die Widerlager der neuen Brücke errichten zu können.



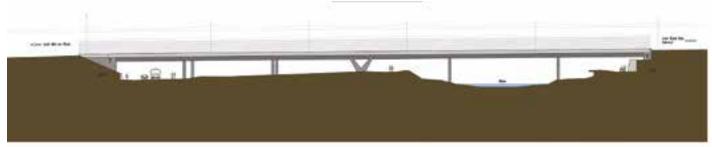
Visualisierung der siegreichen Lösung
© DB Netz AG



6 Luftbild: Überführung des Wiesekorridors (gelb) und der Fasanenstraße (rot) © DB Netz AG



Grundriss der Eisenbahnüberführung Wiesekorridor
© DB Netz AG



Ansicht der Brücke von Westen
© DB Netz AG

# 3.2 Grundlagen der Planung

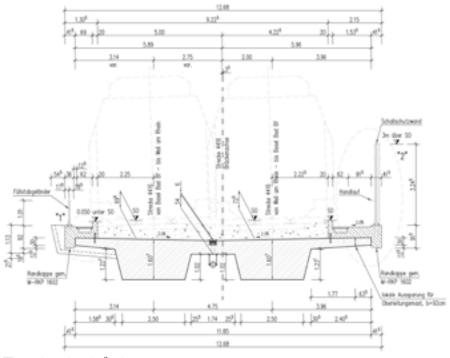
Durch die Lage der Strecke auf Schweizer Gebiet erfolgt das Genehmigungsverfahren nach Schweizer Recht. Zur Bemessung des Brückenbauwerks wird somit vorrangig die SIA herangezogen. Da es sich jedoch um ein Brückenbauwerk der Deutschen Bahn handelt, also um deutsche Infrastruktur auf Schweizer Gebiet. die durch die DB InfaGo betrieben wird, sind zusätzlich die deutschen Normen und das Regelwerk der Deutschen Bahn zu beachten. Die Nachweisführung in der Ausführungsplanung erfolgt daher sowohl nach SIA als auch nach Eurocode. Die Ausführungsplanung wird durch das Ingenieurbüro Grassl GmbH durchgeführt.

# 3.3 Vorstellung der Brücke

Der Siegerentwurf aus dem Gestaltungswettbewerb sieht ein unaufgeregtes, aber selbstbewusstes Bauwerk vor, welches sich als neue Komponente in die Gruppe der bestehenden Brücken integriert (Bild 7). Zusätzlich wurde aufgrund der geringen Höhe über dem Terrain eine schlanke Konstruktion angestrebt. Dies kann durch die Bauweise als durchlaufende semiintegrale Spannbetonbrücke erreicht werden.

Die neue Eisenbahnüberführung ist als durchlaufende zweigleisige semiintegrale Spannbetonbrücke geplant. Das sechsfeldrige Brückenbauwerk hat eine Gesamtlänge von 155 m mit Einzelspannweiten von 24,10 m, 24,50 m, 24,50 m, 25,00 m, 30,80 m und 25,60 m. Der Überbau wird als zweistegiger Spannbetonplattenbalken ausgeführt, der biegesteif

an die Stahlbetonpfeiler angeschlossen ist (Bild 9). An den Widerlagern befinden sich jeweils allseitig bewegliche Kalottenlager. Die Schlankheit der Brücke beträgt l/h = 15,1 – 19,3, die Durchfahrtshöhe liegt bei ca. 5 m. Die fünf Pfeilerpaare sind zwischen 7 m und 10 m hoch, die mittleren Stützen V-förmig ausgebildet.



9 Regelquerschnitt des Überbaus © DB Netz AG







Um die Lasten in stabile Bodenschichten ableiten zu können, erfolgen Tiefgründungen. Dabei werden 34 Betonbohrpfähle mit Durchmessern ≤ 1,80 m bis 38 m tief in den Boden eingebracht. Als Regelquerschnitt ist ein zweistegiger Spannbetonplattenbalken (C45/55) mit einer konstanten Konstruktionshöhe von 1,60 m und einer konstanten Stegbreite von 2,50 m vorgesehen (Bild 10). Da die Geometrie des schlanken Überbaus aufgrund des Gestaltungswettbewerbs nicht angepasst werden kann, herrschen beengte Platzverhältnisse an den Verankerungsstellen am Endquerträger und an den Koppelfugen. Die Herausforderung besteht darin, bis zu elf Spannglieder pro Balken mit einem Spannsystem mit 31 Litzen durch die engmaschige Bewehrung zu führen. Die Gleisachsen liegen jeweils mittig über den Stegen. Die Querneigung der Gleise wird über den Oberbau hergestellt, so dass die Plattenbalken zur Entwässerung ein zur Querschnittsmitte gerichtetes Gefälle von 2 % erhalten. Auf beiden Seiten sind Rettungswege sowie Kabelkanäle für Werksleitungen vorgesehen. Zudem wird auf der Seite der Außenkurve eine Lärmschutzwand (LSW) installiert. Daraus resultieren unterschiedliche Kragarmbreiten von 2,405 m bzw. 1,585 m. Die Breite des zweistegigen Plattenbalkens beläuft sich auf 11,85 m, während die Gesamtbreite des Regelguerschnitts 12,68 m beträgt.

Der Gleisabstand auf dem geplanten Bauwerk misst 4,75–4,80 m. Vorgesehen ist ein Schotteroberbau mit einer Oberbaudicke von 70 cm entsprechend der Streckenkategorie. Die Entwurfsgeschwindigkeit für diese Eisenbahnbrücke beträgt für beide Gleise durchgängig ve = 80 km/h. Die zweigleisige Strecke verläuft im Bereich der Freiburger Straße in einem Radius von ca. 500 m, im Bereich des Flusses Wiese mit einem Radius von ca. 839 m.



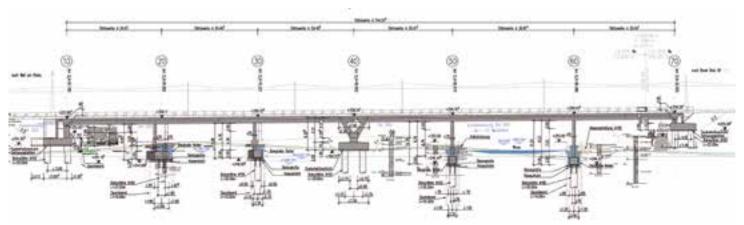
10 Siegerentwurf mit V-Stützenpaar © DB Netz AG

# 3.4 Grundsätze des Tragwerks

Das in der Mitte der Brücke liegende V-Stützenpaar bildet den eigentlichen Fokus des Bauwerks und verankert es in der Umgebung. In deren Gestaltung wurde sowohl die Einbindung in das direkte Umfeld als auch die statische Funktion akzentuiert. Einerseits stellen die Stützen den Übergang vom Vorlandbereich zum eigentlichen Flussraum der Wiese dar, andererseits erzeugen sie im Bewegungsnullpunkt des konstruktiven Systems die Verankerung, über welche die von Zügen ins Tragwerk eingeleiteten Bremslasten sowie die Erdbebenlasten in den Baugrund abgegeben werden. Dank der V-Stützen können die Normalstützen, von Bremskräften befreit, schlank gehalten werden (Stützenbreite: 1,50-2,20 m). Sie sind weich genug konstruiert, um Verformungen aus Längenveränderungen des Überbaus infolge von Temperaturdifferenzen oder Schwinden und Kriechen aufnehmen zu können. Die Anordnung von Stützenlagern und Schienenauszügen ist deshalb nicht notwendig. Brückenüberbau und Stützen sind geometrisch eng aufeinander abgestimmt. Die beiden Längsträger der Brücke werden in die Aufspreizung der kelchförmigen Stütze eingebunden. Somit werden die Stützen integraler Bestandteil des gesamten Brückenkörpers. Die monolithischen Verbindungen von Trägern und Stützen betonen dieses Prinzip. Oberhalb der Stützentaille sind alle Querschnitte identisch, unterhalb passen sich unterschiedlich lange Stützenschäfte an die jeweiligen Geländehöhen an.

# 3.5 Sonderlösung: Tiefgründung und Hülsenrohre

Unter vorrangiger Beachtung der SIA 267 ist ein genehmigungsfähiger Gestaltungsentwurf entstanden, der in der Genehmigungsplanung eine Flachgründung vorsah. Durch die Einbeziehung der deutschen Normen und Richtlinien im Zuge der Ausführungsplanung ergaben sich spezifische Parameter für die Planung der Brücke. Daraus resultierend, musste eine Überarbeitung der Gründungsform zu einer Tiefgründung erfolgen. Die Ableitung der Lasten in stabile Bodenschichten erfolgt nun mittels Tiefgründung. Hierfür werden 34 Betonbohrpfähle mit einem Durchmesser ≤ 1,80 m in eine Tiefe bis 38 m in den Boden eingebracht. Grundsätzlich ist festzustellen, dass es Unterschiede in der Bemessung nach Eurocode und SIA gibt. Diese sind einerseits sehr konkret, wie zum Beispiel die Ansätze für Temperaturlasten. Andererseits sind manche Anforderungen in der SIA im Vergleich zum Eurocode weniger spezifisch geregelt, wie zum Beispiel der Ansatz der charakteristischen Vorspannkraft oder auch die Anforderungen an den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG). Vor allem der Aspekt, dass bei einer Bemessung nach SIA keine allgemeinen Spannungsnachweise im GZG geregelt werden, steht in deutlichem Gegensatz zum Eurocode. Darüber hinaus sind maßgebende Nachweise für die Dimensionierung von Spannbetonbrücken nach Eurocode, zum Beispiel Dekompression oder GZG-Druckspannungen, in der SIA in vergleichbarer Weise nicht enthalten.

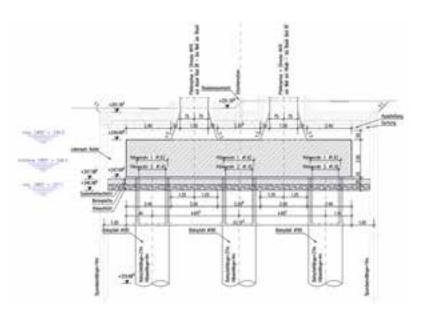


Längsschnitt der Brücke mit TiefgründungDB Netz AG

Im Hinblick auf die Eisenbahnüberführung Wiesekorridor lassen sich folgende Abweichungen feststellen:

- Gemäß SIA müssen geringere Temperaturlasten angesetzt werden als nach Eurocode. Daraus resultieren geringere Beanspruchungen für das Tragwerk.
- Die charakteristische Vorspannkraft ist in der SIA nicht konkret angegeben, sondern muss projektspezifisch geregelt werden.
- In der SIA gibt es im Gegensatz zum Eurocode keine allgemeinen Spannungsbegrenzungen für den Gebrauchszustand.
- In der SIA gibt es im Gegensatz zum Eurocode keinen Dekompressionsnachweis.

Aufgrund der hier genannten Sachverhalte konnten die erforderlichen Spannungsnachweise nach Eurocode im Rahmen der Ausführungsplanung nicht erbracht werden. Insbesondere betrifft dies die Betondruckspannungen in den Pfeilern. Um Zwangskräfte in Brückenlängsrichtung zu reduzieren, werden in vier der fünf Pfeilerachsen die Bohrpfähle mit einer Hülsenkonstruktion versehen. Im Bereich der Hülsen sollen die Bohrpfähle dadurch planmäßig keine horizontale (Quer-)Bettung erfahren, was zu einer größeren horizontalen Verformungsfähigkeit der Gründungsachsen führt und folglich die Zwangsbeanspruchungen im System reduziert. In einem Bewegungsspalt zwischen äußerer und innerer Hülse kann eine Verformung des Bohrpfahls stattfinden. Durch konstruktive Maßnahmen in Form von Spundwandkästen inklusive einer Stahlbetonplatte als horizontaler Abdeckung wird die Pfahlkopfplatte ebenfalls entkoppelt, wodurch eine zwangsarme seitliche Bewegung ermöglicht wird (Bilder 11-13).



12 Querschnitt: Pfahlkopfplatte mit Bohrpfählen und Hühlsenrohrkonstruktion © DB Netz AG



13 Gesamtmodell der Eisenbahnüberführung Wiesekorridor

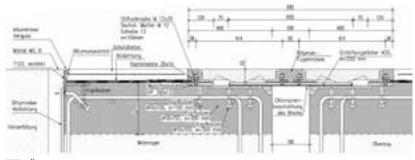
© DB Netz AG

Die Hülsenrohre besitzen eine Länge bis 4 m. Auf der Länge der Hülsenrohre können über die Mantelfläche keine vertikalen Kräfte in den Boden abgeleitet werden. Dadurch ergeben sich die bereits erwähnten Pfahllängen und Durchmesser

Die begehbaren Widerlager werden mit Bohrpfählen tiefgegründet und besitzen eine Schiefe (Abweichung von rechtem Winkel zwischen Gleisachse und Lagerachse) von 32,60° am nördlichen sowie 10,50° am südlichen Widerlager. Die Rückseite des nördlichen Widerlagers wird dabei so ausgeführt, dass es rechtwinklig zur Gleisachse verläuft. Am Übergang des Überbaus zum südlichen Widerlager wird aufgrund der maximalen Verformungen senkrecht zur Fuge eine zweiprofilige gekoppelte Fugenkonstruktion vom Typ 260 der Firma Stog verbaut (Bild 14). Die hier zur Anwendung kommende Fugenkonstruktion besteht aus zwei hintereinander gekoppelten Fugenkonstruktionen des Typs 130 nach Riz M-ÜF 1967.



16 Baufeld in Blickrichtung Widerlager Süd © DB Netz AG



14 Übergangskonstruktion am südlichen Widerlager © DB Netz AG



15 Bohrebene in Blickrichtung Norden © DB Netz AG



17 Bewehrung des Fundaments von Widerlager Nord © DB Netz AG

# 4 Bauabwicklung

Im Juli 2023 begannen die Bauvorbereitungen für die Brücke, bestehend aus dem Herrichten des Baufelds und der Verlegung von im Baufeld befindlichen Leitungen und Kanälen. Im August 2023 erfolgte der Baubeginn mit den Verbauarbeiten. Zunächst wurden die Bohrpfahlgründungen für das nördliche Widerlager realisiert. Nach Herstellung der Bohrpfahlachsen und Fundamentplatten wurden Pfeiler und Widerlager betoniert. Im März 2024 ist der voraussichtliche Baubeginn für den Überbau, im Dezember 2024 soll auf der Brücke die Montage der westlichen Schallschutzwand erfolgen. Sie hat eine Länge von 161 m und eine Höhe von 3 m.

Die Fertigstellung des Brückenbauwerks Wiesekorridor einschließlich des Oberbaus ist für Juli 2025 terminiert (Bilder 15–17).

Autoren:

Dipl.-Ing. Michael Scheck Dipl.-Ing. Okko Heinrich Dipl.-Ing. Sebastian Carstea Dipl.-Ing. Matthias Völkner Dipl.-Ing. Maren Huber DB Netz AG, Karlsruhe

Bauherr

DB Netz AG, Karlsruhe

Entwurf

ACS-Partner AG, Zürich, Schweiz Eduard Imhof, Luzern, Schweiz SKK Landschaftsarchitekten AG, Wettingen, Schweiz Ausführungs- und Tragwerksplanung Ingenieurbüro Grassl GmbH, Stuttgart

Baugrundgutachten

HPC AG, Rheinfelden, Schweiz

Geotechni

Kempfert + Partner GmbH, Konstanz

Prüfingenieur

Dr.-Ing. Jens Neuser, Rödermark

Bauausführung

Arbeitsgemeinschaft Wiesekorridor: Schleith GmbH, Waldshut-Tiegen Leonhard Weiss GmbH & Co. KG, Göppingen



# Vorteile der BIM-Methode bei komplexen Bauabläufen Brücken am Autobahndreieck Funkturm in Berlin

■ ■ von Wolfgang Strobl

Die Zunahme von Infrastrukturmaßnahmen in urbanen Gebieten und die Forderung nach beschleunigter Realisierung von Bauprojekten stellt uns vor neue Herausforderungen: »Was« gebaut werden soll, tritt zunehmend in den Hintergrund gegenüber den Anforderungen, »wie« unter Berücksichtigung von komplexen urbanen Randbedingungen überhaupt gebaut werden kann und welche räumlichen, logistischen und terminlichen Auswirkungen sich daraus ergeben. Die politische Forderung nach Beschleunigung von Projekten bedingt unter anderem die Minimierung von Risiken und damit die Erhöhung der Zuverlässigkeit der Planung. Die BIM-Methode erlaubt erstmals, Bauabläufe in einem räumlichen und zeitlichen Zusammenhang zu visualisieren. Dieser 4-D-Bauablauf ermöglicht damit die Überprüfung eines Gantt-Diagramms und das Auffinden von zeitlichen Kollisionen. Nur so ist es machbar, den Bauablauf in einem Gantt-Diagramm mit über 3.000 Zeilen in seiner Gesamtheit zu verstehen, zu plausibilisieren, in der Öffentlichkeit zu vertreten, die richtigen Baulose und Vergabeeinheiten zu bilden, den Ablauf insgesamt zu optimieren und dergestalt die Zuverlässigkeit der Planung maßgeblich zu erhöhen.



1 Übersicht: Blick von Süden nach Norden © Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH

# 1 Einführung

Das Autobahndreieck Funkturm in Berlin verknüpft innerstädtisch die beiden Bundesautobahnen A 100 und A 115 und ist einer der am stärksten befahrenen Autobahnknoten in Deutschland mit einer durchschnittlichen Belastung bis zu 230.000 Kfz/d. Ziele der Umbaumaßnahme sind die grundlegende Erneuerung, der Ersatzneubau abgängiger Brücken, eine Optimierung der Abwicklung der erheblichen Verkehrsmengen durch Entflechtung und die Verringerung der Anschlussstellen an das nachgeordnete innerstädtische Netz.

Die Umbaumaßnahme umfasst

- Verkehrsanlagen (VA): 11 Objekte im Endzustand, 7 Objekte bauzeitlich, 7 Entwässerungsanlagen;
- Ingenieurbauwerke (IBW): 25 Brücken,
   23 Stützwände, 7 Lärmschutzwände,
   32 temporäre Brücken und Stützwände, 47 Abbruchbauwerke.

# 2 Bauablauf

# 2.1 Allgemeines

Ausgangspunkt für den Bauablauf ist der Bestand: Bild 3 zeigt nicht nur die vielen historisch gewachsenen Anschlussstellen (AS) an das nachgeordnete Netz der Stadtstraßen, sondern auch eine Kreuzung mehrerer Bahnanlagen innerhalb des Autobahndreiecks: Fern- und S-Bahn, Messegleis.



2 Räumliche Einordnung des Autobahnknotens © Increa/Adobe Stock



Verknüpfungen im Bestand © Thomas Römer/www.wikimedia.de

Aus den Zielvorgaben und einer umfassenden Bürgerbeteiligung resultierte der Entwurf der Verkehrsanlage (Bild 4). Im engen Austausch mit den technischen Lösungsmöglichkeiten für Brücken und ca. 20 Fachplanungen entstanden anspruchsvolle technische und gestalterische Lösungen für den Endzustand:

- Neubau der AS Messe und Weiterführung der A 115 in neuer Lage
- Weiterführung der A 115 im Autobahndreieck Funkturm (ADF), Bauwerke als vorbereitende Maßnahme in neuer Lage unter laufendem Verkehr
- Weiterführung vom ADF in Richtung Norden über die Bahnanlagen in gleicher Lage unter laufendem Verkehr.
   Dazu ist der Bau von 2 Behelfsautobahnen (Ost und West) erforderlich
- Entwicklung von Gestaltungsrichtlinien für die Brücken, Stütz- und Lärmschutzwände

Im Vordergrund stehen hier jedoch nicht die teilweise komplexen Brückenbauwerke, sondern der sehr diffizile Bauablauf unter Aufrechterhaltung des Verkehrs, das heißt das Konzept »Fahren und Bauen«: Wie muss der Bauablauf organisiert werden, welche Baulose mit welchen Vergabestrategien sind sinnvoll, welche Baubehelfe und Baulogistik (Zufahrten, Baufelder, Baustelleneinrichtungsflächen) sind erforderlich und welche Auswirkungen und Betroffenheiten ergeben sich daraus?

Ein erster Bauablauf entstand aus der Verdichtung des Rahmen- und des Steuerungsterminplans (Bild 5), der iterativ plausibilisiert und optimiert wird.

# **2.2 Wesentliche Einflussgrößen** Wesentliche Einflussgrößen für den Bauablauf sind:

- parallele Baumaßnahmen und sequentielle Abhängigkeiten aus dem Konzept »Fahren und Bauen«
- (erste) Überlegungen zu Baulosen für Vergabe und Ausführung:
  - vorbereitende Maßnahmen (innerhalb und außerhalb der Planfeststellungsgrenze, Umwelt, Bahn, Baufeldberäumung)
  - Zuordnung von Objekten der Verkehrsanlage und von Ingenieurbauwerken inklusive Umbau von Leitungen (Schnittstellen)
  - Ausgleichs- und Ersatzmaßnahmen
  - Ausrüstung
  - Sicherungsleistungen
- Dauer des Genehmigungsverfahrens
- Abhängigkeiten zur Anmeldung von Sperrpausen der Bahn



4 Autobahndreieck Funkturm im geplanten Endzustand © Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH

# 2.3 Vorbereitung der 4-D-Ablaufplanung

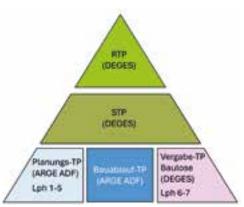
Der Start der Terminplanung erfolgt mit einem Grob-Bauablauf-Terminplan als Excel-Diagramm mit zunehmender Detaillierung:

- beginnend mit »wesentlichen« Brücken
- Integration der bauzeitlichen und bereichsweise endgültigen Verkehrsanlage Straße
- Berücksichtigung der Sperrpausen der Bahn

Auf dieser Basis werden Bauphasenpläne zur Dokumentation wesentlicher Phasen vom Bestand bis zum geplanten Endzustand mit einer bauzeitlichen Verkehrsführung von mindestens zwei Fahrspuren je Richtung erstellt. Für die Lesbarkeit der strukturierten und aggregierten Daten sind die Bauphasenpläne idealerweise 2-D-Pläne.

Erkenntnisse aus deren Vorbereitung sind:

- Eine terminliche Kontrolle der einzelnen Abläufe auf bauzeitliche Kollisionen durch eine überlagerte Darstellung in Bauphasenplänen ist nur näherungsweise möglich.
- Mit zunehmender Detaillierung werden die Übergänge zwischen den Bauphasen fließend.
- Im klassischen Planungsablauf erfolgt die terminliche Einordnung von Bauleistungen oft (nur) auf Basis von Meilensteinen. Damit entsteht einerseits Gestaltungsfreiheit für den Baubetrieb, andererseits führt das Übertragen der Terminverantwortung auf den Baubetrieb zu den bekannten Konsequenzen: Bauzeitliche Kollisionen haben wesentliche Auswirkungen auf Kosten und Termine.



5 Bauablauf als Teil der Terminplanung © Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH

Zur Steigerung der Zuverlässigkeit der Planung erfolgte nun im nächsten Schritt die Weiterentwicklung des Bauablaufs in Form eines Gantt-Diagramms mit MS-Project. Eine detaillierte Erfassung der Bauabläufe mit den wesentlichen Zusammenhängen, Einflussgrößen und zugehörigen Abhängigkeiten, Restriktionen und Auswirkungen führt jedoch zu über 3.000 Vorgängen. Eine Datei dieser Größe ist wiederum nur schwer auf Plausibilität und räumliche Kollisionsfreiheit zu überprüfen oder gar zu optimieren. Damit bleibt das Gantt-Diagramm eine schwer zu überprüfende Einzelleistung: Die bauzeitliche Kollisionsfreiheit kann nicht dokumentiert werden.







Lückenschluss der A1 Rheinbrücke Leverkusen am 05.09.2023

# 3 4-D-Bauablauf

# 3.1 Allgemeines

Die BIM-Planungsmethode ermöglicht nun die Überprüfung des Gantt-Diagramms auf bauzeitliche Kollisionen: Die zeitliche und räumliche Visualisierung der Baumaßnahmen zur Dokumentation eines kollisionsfreien Bauablaufs wird zum maßgeblichen Faktor der Qualitätssicherung. Grundlage sind

- das (laufend fortgeschriebene und mit Informationen angereicherte)
   Bestandsmodell,
- das integrierte 3-D-Koordinationsmodell der Entwurfsplanung von Verkehrsanlage und Ingenieurbauwerken für den Endzustand,
- Kollisionsfreiheit der Objekte im Endzustand,
- die weitgehend abgeschlossene Entwurfsplanung der Ingenieurbauwerke (RAB-Ing) und der Verkehrsanlage (RE) im Endzustand.

Die Weiterentwicklung des 3-D-Koordinationsmodells zu einem 4-D-Bauablaufmodell entsteht durch

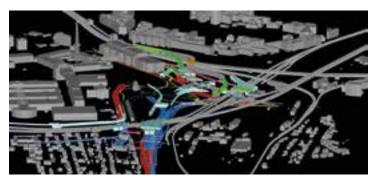
- Modellieren der bauzeitlichen Verkehrsführungen (»Wo wird gefahren, wo wird gebaut?«) mit temporären Bauwerken,
- Zerlegen des 3-D-Modells (Endzustand) in Teilmodelle der Verkehrsanlage und der Brücken entsprechend den Verkehrsführungs- und Bauphasen.

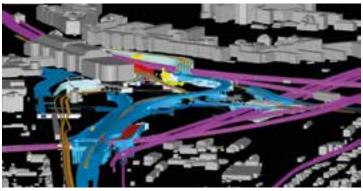
Allein für die bauzeitliche Verkehrsführung sind 90 Teilmodelle erforderlich. In Summe entstanden ca. 800 Teilmodelle zur Plausibilisierung des Bauablaufs. Durch die Verknüpfung von Terminvorgängen mit den Teilmodellen im Gantt-Diagramm ist der 4-D-Bauablauf datentechnisch für den weiteren Ablauf vorbereitet.

Aus dem folgenden iterativen Prozess entsteht am Ende ein bauzeitlich kollisionsfreier Bauablauf. Die visuell dokumentierte Qualitätssicherung führt damit zur Minimierung bauzeitlicher Risiken. Der kollisionsbereinigte Bauablauf ist die Grundlage für die Festlegung von Baulosen, Ausschreibung und Vergabe.

# 3.2 Einzelheiten

Aufgrund der Vielzahl der Maßnahmen wurden zum besseren Verständnis der Vorgänge diverse Vereinfachungen festgelegt: Die bauzeitliche Verkehrsführung der VA-Straße wird vereinfacht als 3-D-Fahrbahnband dargestellt. Dieser reduzierte Detaillierungsgrad ist für die grundlegende bauzeitliche Kollisionsprüfung völlig ausreichend. Die Ergänzung von Fahrbahnaufbauten, Böschungen, Baugruben usw. kann mit zunehmender Planungstiefe detailliert werden, ändert jedoch nichts am prinzipiellen Bauablauf.





6 7 4-D-Bauablauf in Auszügen © Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH

Für eine strukturierte Durchsicht und Bewertung des Bauablaufs ist darüber hinaus die Entwicklung eines 4-D-Navigators in Form eines Filtersystems erforderlich.

Damit können verschiedene Handlungsstränge des Bauablaufs einzeln, in beliebiger Kombination oder gesamtheitlich selektiert werden, zum Beispiel die Verkehrsführung getrennt nach Fahrtrichtungen, die Bauwerke nach »Abbruch«, »neu«, »temporär« sowie Bahnsperrpausen, Leitungen, räumliche Eingrenzung usw. Das Verständnis der komplexen zeitlichen und räumlichen Zusammenhänge wird durch diese selektive Visualisierung wesentlich verbessert.

Auf jener Grundlage erfolgen dann die Kollisionsprüfungen für

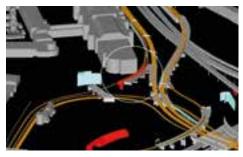
- bauzeitliche Verkehrsführungen untereinander,
- bauzeitliche Kollision der Verkehrswege mit Bauwerken (Bestand, Abbruch, Herstellung, fertiggestellte Ingenierbauwerke: Brücken, Stützwände, Lärmschutzwände),
- bauzeitliche Kollision von temporären Bauwerken mit endgültigen Bauwerken,
- Kollision mit Maßnahmen zu Leitungsumverlegungen.

Durch die Vielzahl der möglichen Kombinationen ist eine regelbasierte Prüfung derzeit nicht vorgesehen. Das heißt, die Prüfung erfolgt visuell durch sachverständige Bearbeiter.

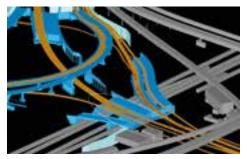


4-D-Navigator für das Projekt
 Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH

Ausgangspunkt der visuellen Darstellung der Verkehrsführung sind die Verkehrsbeziehungen zwischen Magdeburg/Leipzig (MD/L), Hamburg (HH) und Dresden (DD) mit jeweils zwei Richtungsfahrbahnen. Zu diesen sechs Verkehrsbeziehungen gibt es jeweils bis zu 17 Verkehrsführungsphasen in Form von Teilmodellen, die als Verkehrsbänder (3-D-Flächen) modelliert und farblich als »Verkehrsführung« dargestellt werden.



 Beispiel 1: Bauzeitliche Verkehrsführung über den Überbau der Brücke im Status »Herstellung«
 Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH



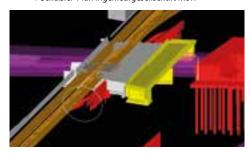
Beispiel 2: Zeitliche Überschneidung bauzeitlicher Verkehrswege © Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH



 Beispiel 3: Widerlager im Status »Herstellung«, realisierter Überbau
 Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH



12 Beispiel 4: Bauzeitliche Verkehrsführung über die Behelfsautobahn Ost © Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH



 Beispiel 5: Herstellung der Stützwandanker unter der Fahrbahn in Betrieb
 Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH

Für die praktische Bautätigkeit erfolgt die farbliche Unterscheidung der Teilmodelle der Verkehrsanlage und der Ingenieurbauwerke nach »BW/VA in Herstellung« und »BW/VA Endzustand«. Für temporäre Objekte und Bestandsobjekte ist zusätzlich der Status »Abbruch« erforderlich. Mit weiteren Teilmodellen zur Umverlegung von Trinkwasser-, Gas-, Fernmeldeleitungen usw., zu den Sperrpausen und Umbaumaßnahmen der Bahn (Oberleitungen, Kabeltiefbau), möglichen Erweiterungen, etwa durch Umweltthemen, und mit dem 4-D-Navigator ist man damit in der Lage, den komplexen Bauablauf visuell gesamtheitlich und selektiv zu erfassen und Optimierungsmöglichkeiten zu erkennen.

### 3.3 Bauzeitliche Kollisionen

Mit der Visualisierung des Bauablaufs wurden bereits im ersten Durchlauf zwölf bauzeitliche Kollisionen festgestellt und behoben. Auszugsweise werden hier (Bilder 9–13) fünf Beispiele dargestellt.

# 4 Zusammenfassung

Mit der BIM-Planungsmethode ist es nun erstmals möglich, Bauabläufe in Form von Gantt-Diagrammen in einem zeitlichen und räumlichen Zusammenhang zu visualisieren und im Ergebnis eine zeitliche Kollisionsfreiheit als Qualitätssicherung zu dokumentieren. Das ist insbesondere dann von Vorteil, wenn Verkehrsanlagen und zugehörige Ingenieurbauwerke mit komplexen Abhängigkeiten realisiert werden sollen. Der iterative Prozess von Erkennen und Auflösen bauzeitlicher Kollisionen führt zu einem konsolidierten Bauablauf mit hoher Terminsicherheit. Jede aufgelöste Kollision reduziert Terminrisiken wie Behinderungen und Verzug auf der Baustelle und erhöht damit die Termin- und Kostensicherheit erheblich.

### Autor: Dipl.-Ing. Wolfgang Strobl Schüßler-Plan Generalplanungsgesellschaft mbH, Berlin

Rauharr

DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH, Berlin

Entwurf

Arbeitsgemeinschaft: Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH, Berlin Arcadis Germany GmbH, Berlin

Objektplanung Verkehrsanlagen Arcadis Germany GmbH, Berlin

Objekt- und Tragwerksplanung Ingenieurbauwerke Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH, Berlin SSF Ingenieure AG, Berlin

Vermessung Ingenieurbüro Bertels GmbH, Berlin

Umweltplanung Froelich & Sportbeck GmbH & Co. KG, Potsdam

Schallschutz CS Planungs- und Ingenieurgesellschaft mbH, Berlin

Luftschadstoffgutachten Ingenieurbüro Lohmeyer GmbH & Co. KG, Karlsruhe

Verkehrsplanung

Hoffmann-Leichter Ingenieurgesellschaft mbH, Berlin VIA Beratende Ingenieure, Berlin Zech-Con Beratende Ingenieure GmbH, Berlin

Schlothauer & Wauer GmbH, Berlin
Gestalterische Beratung

Lärmschutzanlagen

Kolb Ripke Architekten, Berlin

DB Engineering & Consulting GmbH, Hannover

Verkehrszeichenbrücken Prof. Dr.-Ing. H. Bechert + Partner, Kassel

Leit- und Sicherungstechnik Siemens Mobility GmbH, München

Baugrund, Altlasten, Kontaminierung GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH, Berlin

Ingenieurbüro Döring GmbH, Berlin

Kampfmittelräumung

Denkmalschutzsachverständiger Dr.-Ing. Helmut Behrens, Kiel

Sicherheitsauditoren

INVER Ingenieurbüro für Verkehrsanlagen GmbH, Erfurt

# Sechsstreifiger Ausbau der A 42 zwischen Bottrop und Essen Ersatzneubau der Brücke über den Rhein-Herne-Kanal

von Joachim Güsgen, Markus Gabler, Laura Hellebrandt

Die Rhein-Herne-Kanalbrücke mit einer Spannweite von 162 m und einer Nutzbreite von 20,88 m je Fahrtrichtung ist ein wichtiger Bestandteil der Bundesautobahn A 42, die das westliche mit dem östlichen Ruhrgebiet verbindet. Durch die ganzheitliche Planung der Brücke, die neben dem Neubau unter anderem den Bestandsrückbau, den Bauablauf und die Leitungskoordination umfasste, konnte ein in sich schlüssiges und abgeschlossenes Konzept erstellt werden. Mit Hilfe digitaler Werkzeuge wurden sowohl die Bogengeometrie als auch das Fahrbahndeck mit den Versteifungsträgern so optimiert, dass ein filigranes, standsicheres und wirtschaftliches Tragwerk entstand. Durch die Anwendung der BIM-Methode wurde ein digitales Abbild erstellt, das als Grundlage für Kollisionsprüfungen, Mengenermittlung und Kostenberechnung sowie für den Bauablauf und den Bauzeitenplan diente. Dem Bauablauf wurde aufgrund der Komplexität besondere Aufmerksamkeit geschenkt: Durch das Einschwimmen der neuen Brücke mit Hilfe von Pontons zum Einbauort wurde eine effektive und sinnvolle Möglichkeit gefunden, die die schwierigen Randbedingungen vor Ort berücksichtigt.

# 1 Einleitung

# 1.1 Veranlassung

Planungsgegenstand ist der Ausbau der Autobahn A 42 zwischen der Anschlussstelle (AS) Bottrop-Süd und dem Autobahnkreuz (AK) Essen-Nord von vier auf sechs Spuren (Bild 1). Das Straßenbauvorhaben ist im aktuellen Bedarfsplan für Bundesfernstraßen in die höchste Kategorie »vordringlicher Bedarf: Engpassbeseitigung« eingestuft und darüber hinaus im Masterplan zur Umsetzung der wichtigsten Projekte des Fernstraßenbedarfsplans in Nordrhein-Westfalen enthalten.



1 Geografische Lage des Bauvorhabens © www.tim-online.nrw.de

Die A 42 ist eine der wichtigen West-Ost-Achsen durch die Metropolregion Ruhr. Sie verbindet zwischen Kamp-Lintfort und Castrop-Rauxel die Städte Duisburg, Essen und Dortmund. Die Strecke hat gleichermaßen Bedeutung für Pendler wie für den Güterverkehr. Sie fungiert als Ausweichstrecke für die stark frequentierten Autobahnen A 2 und A 40 und nimmt Teile des Hafenhinterlandverkehrs des Duisburger Binnenhafens auf. Auf dem Streckenabschnitt zwischen der AS Bottrop-Süd und dem AK Essen-Nord befindet sich die Rhein-Herne-Kanalbrücke, BW 4407-510, mit dem Baujahr 1970.

Diese Brücke weist einen sehr schlechten Zustand auf und musste nach bereits durchgeführten Instandsetzungen in den Jahren 2009 und 2010 einer mehrfachen Rissesanierung unterzogen werden. Bei der jüngsten Prüfung wurden neue Risse im Bereich der Hängerverbindungen festgestellt, die zur Folge haben, dass die Brücke für mehrere Monate gesperrt ist und anschließend für Fahrzeuge ≤ 3,50 t wieder freigegeben werden soll. Ein Ersatzneubau der Brücke ist daher dringend geboten.





2 3 Satellitenbilder der Bestandsbauwerke © Google Maps

# 1.2 Lage und Randbedingungen

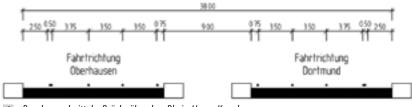
Der Streckenabschnitt unterteilt sich in zwei trassierungstechnisch unterschiedliche Bereiche. Für den ersten Ausbauabschnitt zwischen Betriebskilometer km 26+000 westlich der AS Bottrop-Süd und km 29+050 wird ein axialer Ausbau vorgesehen, für den zweiten Ausbauabschnitt zwischen km 29+050 und km 30+750 westlich des AK Essen-Nord ist eine Achsverschiebung der A 42 geplant. Der zweite Ausbauabschnitt ist geprägt durch die Vorgaben des Ersatzneubaus der Brücke über den Rhein-Herne-Kanal. Sie überquert neben dem Kanal eine Werksbahn, einen Betriebsweg, eine Fernwärmeleitung und die Vogelheimer Straße. Die anschließende Vorlandbrücke überspannt eine Werkszufahrt (Bilder 2 und 3).

Das Gebiet im Bereich der Brücke ist geprägt durch große gewerblich und industriell genutzte Flächen. Die Emscher und der Rhein-Herne-Kanal durchschneiden den Raum, werden aber weitestgehend parallel zueinander geführt. Freiflächen sind nur wenige vorhanden. Große Areale nördlich und südlich des Rhein-Herne-Kanals werden von Lagerflächen für die ehemalige nationale Kohlenreserve eingenommen. Im Bereich des Essener Stadthafens befinden sich derzeit sowohl Gewerbe- als auch Industrieanlagen im Nahbereich der Autobahn.

# 2 Entwurfsplanung2.1 Grundlegende Parameter

Die Bestandsbrücke, die aus zwei hintereinander liegenden Bogenbrücken sowie den östlich anschließenden mehrfeldrigen Vorlandbrücken besteht, wird durch eine Bogenbrücke über den Rhein-Herne-Kanal, eine kürzere integrale Verbundbrücke westlich davon und eine kurze Vorlandbrücke in Stahlverbundbauweise östlich der Bogenbrücke ersetzt. Für die Bereiche der Bestandsbrücke, die nicht durch neue Querungen ersetzt werden, ist die Errichtung von Dammkörpern geplant.

Der Verkehr, der zurzeit für beide Fahrtrichtungen über einen gemeinsamen Brückenquerschnitt geführt wird, wird zukünftig je Fahrtrichtung über ein Teilbauwerk abgewickelt.



4 Regelquerschnitt der Brücke über dem Rhein-Herne-Kanal © Autobahn GmbH



5 Neue Streckenführung (grau) und derzeitige (gelb) © Autobahn GmbH

# 2.2 Verkehrsplanerische Gestaltung

Für den zu erneuernden 4,75 km langen Abschnitt der A 42 zwischen der AS Bottrop-Süd und dem AK Essen-Nord ist der Ausbau mit einem Regelquerschnitt RQ 36 nach den Richtlinien für die Anlage von Autobahnen (RAA) geplant [1] (Bild 4). Die Gestaltung der Fahrbahn von 14,50 m Breite orientiert sich an diesem Querschnitt.

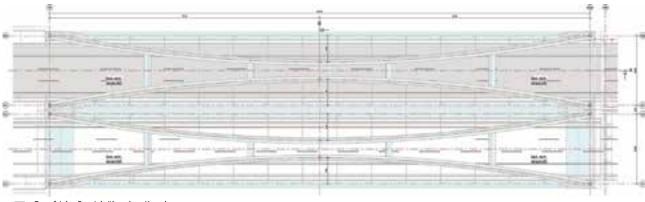
Um den Verkehr der A 42 aufrechtzuerhalten, wird zunächst das nördliche Teilbauwerk parallel zur südlich liegenden Bestandsbrücke gebaut. Hierzu werden die Achsen der Teilbauwerke um 18 m gegenüber der derzeitigen Bauwerksachse nach Norden verschoben.

# 2.3 Bauwerksgestaltung

Die Bogenbrücken haben eine Spannweite von je 162 m (Bild 6). Die Bogenhöhe beträgt 37 m in der Achse der Hauptträger (Bild 7), die Bögen haben eine Neigung von 78° (Bild 8). Ihre Querschnitte bestehen aus Hohlkästen mit den Abmessungen von 1,50 m x 1,50 m. Die beiden zueinander geneigten Bögen des jeweiligen Teilbauwerks werden durch vier Hohlkastenträger biegesteif miteinander verbunden.

Die Hauptträger haben einen Achsabstand von 20,88 m. Sie sind als I-Träger mit einer Höhe von 3,50 m und einer Breite von 1,50 m ausgelegt. Die Stege der Hauptträger sind in einer Linie mit dem Bogen und den Hängern geneigt. An jedem Ende des Hauptträgers geht der Träger von einem I-Profil in einen Kastenträger über, um einen reibungslosen Anschluss zum Bogen zu ermöglichen.

Zwischen den Hauptträgern sind Querträger in einem Achsabstand von 3,45 m angeordnet, die als I-Profile mit einer Höhe von 1,50 m und einer Breite von 0,50 m geplant sind. Die Stege der Querträger sind über eine Queraussteifung mit den Hauptträgern verbunden. Die ersten und letzten drei Querträger weichen von den Standardquerträgern ab. Diese Endquerträger haben einen Achsabstand von 3,415 m und eine Breite von 0,60 m. Der Unterflansch des Schlussquerträgers ist mit jenem des Hauptträgers verbunden. Dadurch variiert die Höhe des Querträgers über seine Länge.



6 Draufsicht: Bereich über dem Kanal © Arup Deutschland GmbH

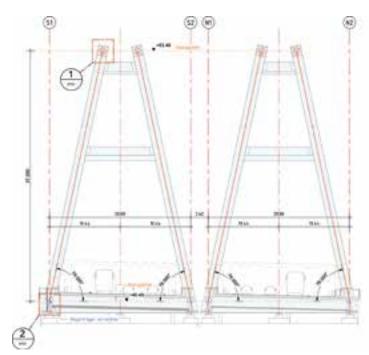


7 Längsschnitt der Bogenbrücke © Arup Deutschland GmbH

Anstelle eines Obergurts ist eine Deckplatte vorhanden, die alle drei Querträger umspannt. Diese obere Platte ist mit den Stegen der Hauptträger verbunden. Die Fahrbahnplatte ist als Betonplatte mit einer Breite von 17,90 m und einer Dicke von 30 cm konstruiert. Sie erhält drei Lagen Längsbewehrung, die von einer Schubbewehrung umgeben sind, und zwei Lagen Querbewehrung. Die Fahrbahnplatte ist durch Dübel mit dem oberen Flansch der Querträger und mit der Endplatte verbunden. An jeder Seite der Fahrbahnplatte befindet sich ein Kappendetail aus Beton mit einer Breite von 2,05 m.

# 2.4 Optimierung der Bogengeometrie

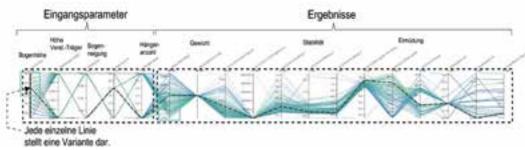
Während der Entwurfsphase wurde ein parametrisches Modell der Bogenbrücke mit Hilfe der digitalen Werkzeuge Rhino bzw. Grasshopper (Karamba 3-D) entwickelt, in dem das Bauwerk in verschiedenen Geometrien überschlägig dimensioniert und dargestellt wurde. Als Eingangsparameter für die Bogenbrücke wurden in einem ersten Schritt der Bogenstich, die Bogenneigung, die Queraussteifung zwischen den Bögen sowie die Höhe der Versteifungsträger variiert. In weiteren Schritten wurden noch die Anzahl der Hänger, der Abstand und die Höhe der Querträger, der Querschnitt und Abstand der Aussteifungen sowie die Dicke der Betonfahrbahnplatte optimiert.



Querschnitt der Bogenbrücke © Arup Deutschland GmbH

Als Einwirkungen wurden die ständige Last (Eigengewicht und Ausbaulast), Verkehrslast (LM 1) und Wind berücksichtigt. Für die Ermüdungsberechnung wurde das Lastmodell LM 3 gemäß DIN EN 1991-2+NA [2] angesetzt.

Eine große Anzahl von Berechnungen für verschiedene Kombinationen der Eingangsparameter und deren Eigenschaften wurde mit der hauseigenen Software GSA durchgeführt. Sie sollte Aussagen über das Stahl- und Betongewicht, die Ausnutzungsgrade und die Auswirkungen auf die Stabilität und die Ermüdung der Konstruktion in Abhängigkeit der zuvor genannten Eingangsparameter liefern. Die Entwurfsbemessung erfolgte auf der Grundlage der DIN EN 1993-2+NA [3] und der DIN EN 1994-2+NA [4].



Parameterstudien zur Optimierung der Bogengeometrie in Abhängigkeit der Eingangsgrößen
 Arup Deutschland GmbH

Die Bilder 9 und 10 verdeutlichen die Ergebnisse der Parameterstudien. Das Diagramm in Bild 9 zeigt eine große Anzahl von Linien: Jede Linie stellt einen Berechnungslauf und damit eine mögliche Variante einer Bogenbrücke in Abhängigkeit der Eingangsparameter dar. In Bild 10 ist ein Spektrum von Bogenbrücken in Abhängigkeit der Bogenhöhe und möglicher Querverbindungen zwischen den Bögen dargestellt. Unter Berücksichtigung der Kriterien Wirtschaftlichkeit (Einsparung von Stahlgewicht) und gestalterischer Anspruch hat sich eine Bogenhöhe zwischen 25 m und 39 m als sinnvoll erwiesen.

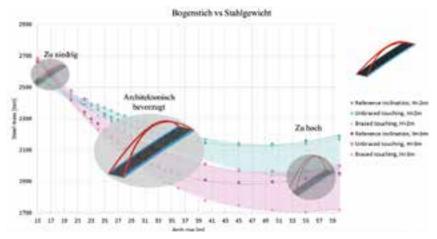
Durch die für den finalen Entwurf gewählte Bogenhöhe von 37 m konnte eine Gewichtsreduzierung des Stahlbaus gegenüber der Variante aus einer Machbarkeitsstudie erreicht werden.

# 2.5 BIM-Planung der Bauteile, Baubehelfe und Drittbauwerke

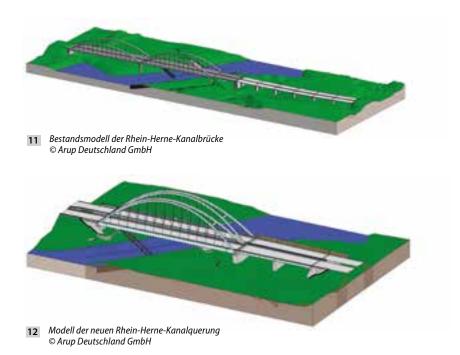
In der Entwurfsplanung wurde die BIM-Methode angewandt, um ein umfassendes digitales Abbild des Bauwerks zu erstellen.

Neben der neuen Brücke wurden die Bestandsquerung, die Baubehelfe sowie die Umgebung mit allen Leitungen und sonstigen Bauwerken (Düker, Rohrleitungsbrücke, Vogelheimer-Straßen-Brücke) in 3-D modelliert. Hierfür wurden Vermesserdaten in Form eines 3-D-Geländemodells mit Angaben zu Bestandsbauwerken sowie Leitungspläne, Verkehrsanlagendaten (Streckenzug mit Trassierung, Achsdaten, Höhenpläne und Querprofile) und Pläne der Bestandsbrücken durch den Auftraggeber zur Verfügung gestellt.

Mit dem aus den zuvor genannten Daten in Revit erstellten 3-D-Bestandsmodell (Bild 11) wurde die Lage der nördlichen Trasse des ersten Bauabschnitts, die an dem Bestand vorbeiführt, optimiert und mögliche Kollisionsbereiche, zum Beispiel das Widerlager am nordwestlichen Ufer des Rhein-Herne-Kanals, wurden überprüft.



10 Brückengewicht in Abhängigkeit der Bogenhöhe © Arup Deutschland GmbH



Das Bestandsmodell bildete außerdem die Grundlage für die Planung des schrittweisen Rückbaus der vorhandenen Brücken, der Baubehelfe, die für den Rückbau benötigt werden, und des Entsorgungskonzepts der Materialien, die im Zuge des Rückbaus anfallen. Bei dem in der Entwurfsplanung entwickelten neuen Brückenmodell mit der später optimierter Bogengeometrie lag der Schwerpunkt auf dem Tragwerk, der Zugänglichkeit für die Inspektionen und dem Bauablauf (Bild 12).

Neben den Tragwerken der Bestands- und der neuen Brücken sind auch die wesentlichen Versorgungsleitungen im Baufeld, die Wasserstraße unterhalb der Brücken, Drittbauwerke, zum Beispiel Düker, und die Gleisanlagen der Werksbahn, die unterhalb der westlichen Bestandsbogenbrücke verlaufen, im 3-D-Modell enthalten (Bild 13).

Mit Hilfe der Informationen zu den Versorgungsleitungen im 3-D-Modell konnten Kollisionsbereiche besser entdeckt und in Abstimmung mit den Leitungsträgern mögliche Umverlegungen geplant werden (Bild 14).

Die 3-D-Modelle wurden mit Daten bezüglich der Bauteileigenschaften, zum Beispiel Material, Kosten und Bauzeiten, hinterlegt, so dass sich Mengen und Kosten sowie Bauzeiten und Bauabläufe aus ihnen generieren ließen.

# 3 Entwurfsplanung des Bestandsrückbaus

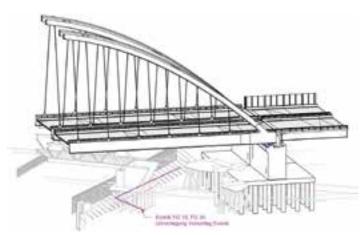
# 3.1 Beschreibung des Bestands

Der Rückbau der bestehenden Bogenbrücke erfolgt nach der Verkehrsfreigabe der neuen nördlichen Trasse mit dem ersten Teilbauwerk für den 4+0-Verkehr. Bei dem in den Jahren 1968-1970 errichteten Bauwerk handelt es sich um zwei Stabbogenbrücken mit einer Stützweite von jeweils 149,36 m und einem Abstand der Stabbögen von 33,40 m. Beide Brücken waren als einteilige Überbauten, die beide Fahrtrichtungen aufnehmen, ausgeführt worden. Die Fahrbahnkonstruktion besteht aus Hauptquerträgern, die im Abstand a = 9,96 m der Hänger des Bogens angeordnet sind. Zwischen diesen Hauptquerträgern befinden sich jeweils zwei Zwischenquerträger im Abstand von 3,32 m. Die Querträger bilden zusammen mit sechs Längsträgern und den Längsrippen der orthotropen Fahrbahnplatte einen Trägerrost. Eine ausführliche Beschreibung der Bestandsbrücke findet sich in [5] und [6]. Die Hauptabmessungen des Tragwerks und des Brückenquerschnitts sind in Bild 15 dargestellt.

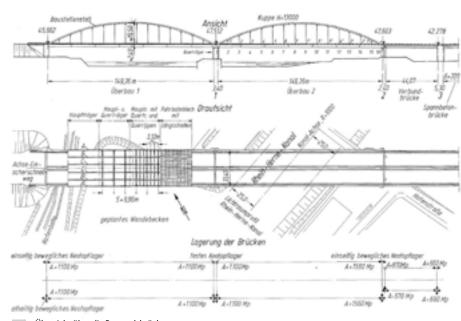


13 Leitungen und andere Hindernisse im Baufeld

© Arup Deutschland GmbH



14 Umverlegung von Leitungen © Arup Deutschland GmbH



Übersicht über die Bestandsbrücken © Aus [5]



# Stahl mit Beschichtungen dauerhaft schützen

Mit hochleistungsfähigen Beschichtungssystemen für den Korrosions- und Brandschutz ist Sherwin-Williams seit mehr als 150 Jahren zuverlässiger Partner für die Umsetzung neuer Bauvorhaben und die Instandsetzung bestehender Bauwerke. Unter anderem im Bereich Verkehrs- und Brückenbau bietet Sherwin-Williams Protective & Marine erstklassiges, branchenspezifisches Fachwissen, eine beispiellose technische und spezifikationsseitige Beratungsleistung sowie einen Mix aus bewährten und innovativen Produkten für höchste Anforderungen.



Erfahren Sie mehr über unser umfangreiches Sortiment an Beschichtungen für Brückenund Verkehrsbauwerke.

protectiveeu.sherwin-williams.com protectiveemea.sherwin-williams.com



An der Ostseite der Bogenbrücke über den Rhein-Herne-Kanal schließen die Vorlandbrücken an, die sich in zwei unterschiedliche Typen unterteilen. Das erste Bauwerk ist ein Einfeldträger in Stahlverbundbauweise, das aus einem Überbau besteht. Die Verbundbrücke ist im Westen auf dem Träger der Stabbogenbrücke gelagert (Bild 16).

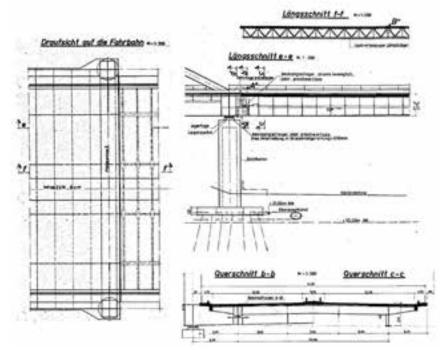
Das zweite Bauwerk, das westlich an das erste anschließt, ist eine Hohlkastenbrücke, bestehend aus sechs Feldern mit einer Stützweite von jeweils 37,11 m. Es hat zwei getrennte Überbauten, die über ungenutzte Flächen spannen, so dass der Rückbau vom Boden aus mit Baggern möglich ist.

Bei den Unterbauten handelt es sich um Widerlager und Pfeiler in Stahlbetonbauweise, die auf den Fundamenten, Tiefgründungen mit Pfahlkopfplatten und Pfählen, aufsitzen.

# 3.2 Rückbau der Überbauten

Der Rückbau der verschiedenen Teilbauwerke des Brückenzugs über den Rhein-Herne-Kanal erfolgt in mehreren Phasen mit unterschiedlichen Verfahren. Begonnen wird mit dem Leichtern der Brücke über die gesamte Länge.

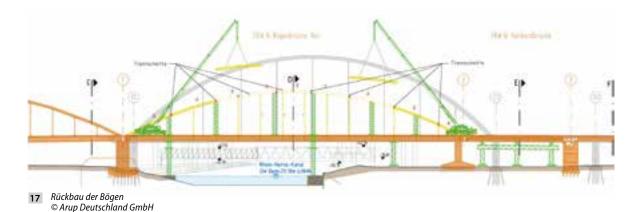
Als erstes Bauwerk wird die östliche Bogenbrücke über den Rhein-Herne-Kanal rückgebaut. Dies ist der komplexeste

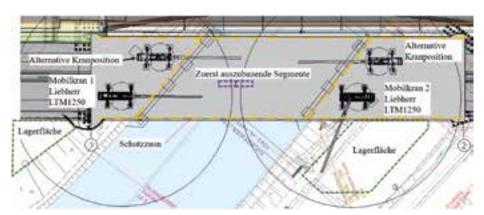


16 Übersicht über die Verbundbrücke © Autobahn GmbH

Vorgang, der im Wesentlichen durch das Schneiden des Stahlbaus in Segmente und das Ausheben dieser Segmente mit Hilfe von Mobilkränen geschieht. Die Abbruchtechnik wird durch die begrenzten Möglichkeiten für die Abstützung der Brücke mit Behelfskonstruktionen und den Kranzugang diktiert. Behelfstürme

werden innerhalb des Kanals so installiert, dass dessen Betrieb aufrechterhalten bleibt. Die Bogenbrücke besteht aus mehreren wichtigen Bauteilen, weshalb ihr Rückbau in mehreren Schritten erfolgen muss: zunächst die Bögen, dann das mittlere Feld der Fahrbahnplatte und schließlich deren Randfelder.





Rückbau der Fahrbahnplatte mit möglichen Kranpositionen © Arup Deutschland GmbH

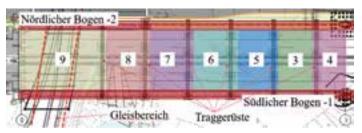
Für den Rückbau der Bögen werden die Gerüsttürme, die sich unterhalb der Fahrbahnplatte befinden, nach oben bis zur Unterkante der Bögen fortgeführt. Zusätzlich werden weitere Gerüsttürme auf der Fahrbahnplatte zur Stützung der Bögen aufgestellt. Die Mobilkräne zum Ausheben der Segmente werden in der Nähe der Bogenenden positioniert (Bild 17).

Nachdem die Bögen und die Gerüsttürme auf der Fahrbahnplatte entfernt worden sind, beginnt der Rückbau der Fahrbahnplatte im mittleren Teil über dem Kanal (Bild 18).

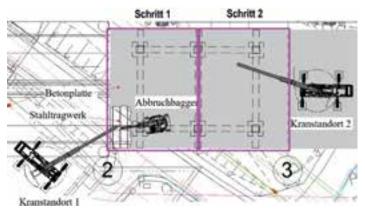
Die Größe der auszubauenden Segmente wird auf der Grundlage der Kranhebekapazität für den gegebenen Standort bestimmt.

Der Rückbau der westlichen Bogenbrücke, die sich über Gelände befindet, erfolgt im Wesentlichen analog zu jenem der östlichen Bogenbrücke. Durch eine dichtere Anordnung der Hilfsunterstützungen wird der Rückbau der Fahrbahnplatte erleichtert. Sie wird von Osten nach Westen mit dem letzten Teilfeld über den Gleisanlagen rückgebaut (Bild 19). Die sich auf der südöstlichen Uferseite befindlichen Vorlandbrücken, eine einfeldrige Verbund- und eine mehrfeldrige Spannbetonhohlkastenbrücke umfassend, werden parallel zur westlichen Bogenbrücke abgebrochen.

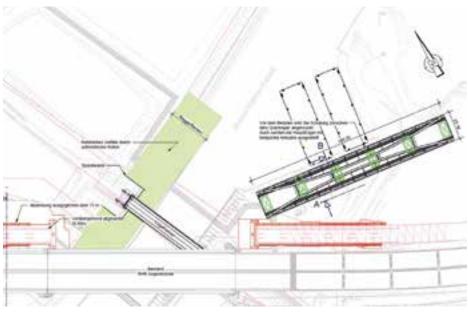
Die Verbundbrücke, die an der westlichen Seite auf Konsolen der östlichen Bogenbrücke aufliegt, wird vor deren Rückbau mittels Hebern angehoben und auf einem stationären Traggerüst aufgelagert. Sowohl die Betonfahrbahnplatte als auch der Stahlüberbau der Verbundbrücke werden in zwei Schritten abgebrochen (Bild 20). Zunächst wird die westliche Hälfte der Brücke rückgebaut und danach in einem zweiten Schritt die östliche. Der Rückbau der mehrfeldrigen Spannbetonhohlkastenbrücken erfolgt nach dem der Verbundbrücke konventionell mit Hilfe von Abbruchbaggern und Abbruchhämmern.



19 Westliche Bogenbrücke: Abbruchreihenfolge der Fahrbahnplatte mit Hilfsunterstützungen © Arup Deutschland GmbH



20 Abbruchreihenfolge für die Verbundbrücke © Arup Deutschland GmbH



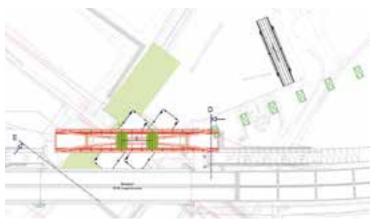
21 Montageplatz der Bogenbrücke und Lage zum Einbauort © Arup Deutschland GmbH

## 4 Bauablauf

## 4.1 Vormontage der Brücke

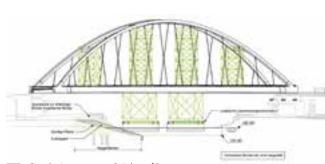
Die Errichtung der Bogenbrücke über den Rhein-Herne-Kanal stellt aufgrund der Randbedingungen, zum Beispiel durch Leitungen und Drittbauwerke eingeschränkte Zugänglichkeit sowie durch den Rhein-Herne-Kanal als viel befahrene Wasserstraße, einen komplexen Vorgang dar.

In einem ersten Schritt wird der Stahlüberbau für das erste Teilbauwerk der Bogenbrücke auf einem stationären Traggerüst am Uferbereich des Hafens Essen in der Nähe des Einbauorts montiert (Bild 21). Die Lage des Montageorts beeinträchtigt hierbei nicht die anderen, parallel laufenden Bauarbeiten wie unter anderem die Errichtung der Vorlandbrücken.



22 Lage der Vogelheimer-Straßen-Brücke während des Einschwimmens des ersten Teilbauwerks

© Arup Deutschland GmbH



23 Einschwimmvorgang: Brücke auf Pontons © Arup Deutschland GmbH

## 4.2 Einbau der Brücke in die nördliche Trasse

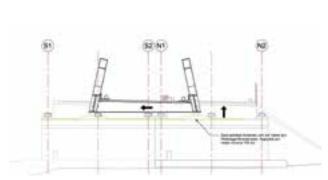
Bevor das erste Teilbauwerk vom Montageplatz mit Hilfe von Pontons zum Einbauort gebracht werden kann, wird ein Teil des nordwestlichen Ufers ausgekoffert, damit mehr Platz für den nördlichen Ponton geschaffen wird. Um die Stabilität des Widerlagers der in unmittelbarer Nähe befindlichen Vogelheimer-Straßen-Brücke zu gewährleisten, wird ein Verbau um das Widerlager herum errichtet. Außerhalb des Widerlagerbereichs wird der durch den Aushub entstehende Höhenunterschied zum vorhandenen Gelände durch ein natürliches Gefälle abgefangen. Kurz vor dem Einbau des ersten Überbaus wird die Vogelheimer-Straßen-Brücke mit Hilfe eines Pontons entfernt, auf dem sie bis zum Einsetzen der Bogenbrücke verbleiben wird (Bild 22). Das erste Teilbauwerk wird dann von SPMTs aufgenommen, auf Pontons gefahren und auf das Wasser ausgeschwommen. Wenn die Brücke auf Pontons auf dem Wasser steht, drehen sich die SPMTs auf den Pontons, um sie in die Einbauanordnung parallel zum Kanal zu bringen (Bild 23).

## 4.3 Querverschub des ersten Teilbauwerks und Einbau der zweiten Bogenbrücke

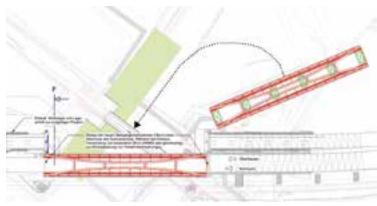
Sobald alle Betonier- und Ausbauarbeiten auf der Brücke abgeschlossen sind, wird der Verkehr auf das neue nördliche Teilbauwerk umgeleitet. Danach können der Abbruch der bestehenden Bogenbrücke sowie zeitgleich die Vorbereitung des zweiten Teilbauwerks am selben Montageplatz erfolgen.

Nachdem die südliche Fahrbahn bis auf die Bogenbrücke vollständig fertiggestellt worden ist, wird der erste nördliche Teilüberbau quer in die südliche Position verschoben und der Verkehr auf die südliche Fahrbahn umgeleitet. Das Schubverfahren ist zeitkritisch und muss in kurzer Zeit ablaufen, da es eine Vollsperrung der Autobahn bedingt. Es wird erwartet, dass diese Arbeiten einschließlich des Ausbaus und Wiedereinbaus der permanenten Fahrbahnübergangskonstruktionen innerhalb kürzester Zeit abgeschlossen werden können. Der Querverschub wird über Schienen durchgeführt, die auf der Auflagerbank des Widerlagers am nordwestlichen Ufer und auf dem Pfeilerkopf am südöstlichen Ufer angebracht werden. Wenn die Straßensperrung beginnt, werden die beweglichen Teile der Fahrbahnübergänge herausgenommen und die Verschraubungen der vertikalen und horizontalen Lager gelöst. Die Mitte der Endquerträger wird angehoben, um die horizontalen Lager zu entfernen. Die Brücke wird mit den Hebern leicht angehoben, um die vertikalen Lager und Stahllagerstühle zu beseitigen. Danach wird die Brücke mit den Hebern nach unten abgelassen und seitlich in die Position der südlichen Brücke geschoben (Bild 24). Nun wird die Brücke erneut angehoben, die Stahllagerstühle für die südliche Brücke und die vier Ecklager werden eingebaut. Dann werden die Querträger aufgebockt sowie die letzten beiden Mittellager installiert. Danach werden die Übergangskonstruktionen wieder eingebaut, und die Südbrücke kann für den Verkehr freigegeben werden.

Der Einbau des zweiten Teilbauwerks erfolgt in gleicher Weise (Bild 25). Nach Fertigstellung des zweiten Teilbauwerks wird der Verkehr für beide Brücken freigegeben.



24 Querverschub des ersten Teilbauwerks in Richtung Süden © Arup Deutschland GmbH



25 Einschwimmen und Einbau der zweiten Brücke © Arup Deutschland GmbH

## Zusammenfassung

Die Rhein-Herne-Kanalbrücke ist ein wichtiger Bestandteil der Bundesautobahn A 42, die das westliche mit dem östlichen Ruhrgebiet verbindet und von großer Bedeutung für Pendler wie für den Güterverkehr ist.

Durch die ganzheitliche Planung, die neben dem Neubau unter anderem auch den Rückbau, den Bauablauf und die Leitungskoordination betrifft, steht dem Auftraggeber ein in sich schlüssiges und abgeschlossenes Konzept zur Verfügung. Mit Hilfe innovativer digitaler Werkzeuge wurde ein Tragwerk für die Bogenbrücke entwickelt, das hinsichtlich des Stahlgewichts optimiert ist und somit eine sehr wirtschaftliche Lösung darstellt. Durch die Anwendung der BIM-Methode bereits zu Beginn der Entwurfsarbeit wurde die 3-D-Planung mit Bauteileigenschaften, Bauzeiten und Kosten verknüpft, so dass Bauabläufe optimiert und Mengen sowie Kosten in einfacher und effektiver Weise ermittelt werden konnten.

An dieser Stelle möchten wir unserem Auftraggeber, der Autobahn GmbH des Bundes, und hier insbesondere den Herren Fabian Tobias Patt und Lars Batzer, für die sehr gute und konstruktive Zusammenarbeit danken.

Autoren: Dr.-Ing. Joachim Güsgen Dr.-Ing. Markus Gabler M. Sc. Laura Hellebrandt Arup Deutschland GmbH, . Düsseldorf

### Literatur

- [1] Richtlinien für die Anlage von Autobahnen (RAA). Hrsg. v. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe »Straßenentwurf«. Köln, 2008.
- DIN EN 1991-2+NA: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken, 2012.
- DIN EN 1993-2+NA: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 2: Stahlbrücken, 2022.
- DIN EN 1994-2+NA: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 2: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für Brücken, 2010.
- Meyer, A.; Selchow, H.-J.: Die Stabbogenbrücke über den Rhein-Herne-Kanal bei Bottrop; in: Der Stahlbau 41, Heft 10, 1972, S. 289-297.
- Meyer, A.; Selchow, H.-J.: Die Stabbogenbrücke über den Rhein-Herne-Kanal bei Bottrop; in: Der Stahlbau 41, Heft 11, 1972, S. 331-337.

Autobahn GmbH des Bundes, Niederlassung Westfalen, Außenstelle Bochum

**Entwurf und Tragwerksplanung** 

Arup Deutschland GmbH, Düsseldorf

## Verkehrsplanung

Autobahn GmbH des Bundes, Niederlassung Westfalen, Außenstelle Bochum

### Bodengutachten

GID Geotechnik-Institut-Dr. Höfer GmbH & Co. KG, Dortmund

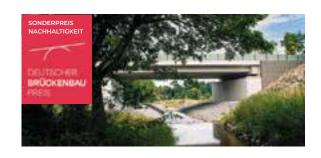
#### Prüfingenieure

Dr.-Ing. Berthold Dobelmann, Bochum Dipl.-Ing. Ulrich Fust, Bochum

**Unsere** Welt. Unsere Baustelle.



## Schnellbau als Weg zu höheren Zielen.



Um die Infrastruktur in Deutschland zukunftsfähig zu gestalten, braucht es schnell neue Lösungen im Brückenbau. Die Schnellbauweise ist dabei nur ein Ansatz, den wir mit weiteren Innovationen zu einem ganzheitlichen Brückenbausystem entwickelt haben, um höhere Ziele zu erreichen. Im Ergebnis bietet die patentierte HEITKAMP Schnellbaubrücke® neben der effektiv schnellen Planung und Bauzeit minimal-invasiven Eingriff in den Verkehr, optimale Kosteneffizienz und maximal erreichbare Nachhaltigkeitswerte. Beispielsweise bis zu 67 % CO<sub>2</sub>-Einsparung durch Reduktion von Beton und einer Widerlager-Konstruktion aus geokunststoff-bewehrter Erde. Wie das zu Ihrem nachhaltigen Wettbewerbsvorteil werden kann, erläutern wir schnell in einem persönlichen Gespräch.

Erfahren Sie mehr dazu:



f (**1** (in (**0**) ► heitkamp-ug.de

## Brückenzug über Bahn, Mainvorland und Bundeswasserstraße Ersatzneubau der Mainbrücke Horhausen

■ ■ von Dominic Reyer, Hans Grassl

Der Ersatzneubau der Mainbrücke Horhausen über eine elektrifizierte zweigleisige Bahnstrecke, das Mainvorland und die Bundeswasserstraße ist ein Brückenzug, bestehend aus drei Teilbauwerken. Die Herstellung erfolgte in Seitenlage mit provisorischer Verkehrsführung während des Rückbaus des Bestands und des anschließenden Querverschubs, um die Einschränkungen für sämtliche Verkehre zu minimieren. Die Bauausführung dauerte von September 2019 bis Frühjahr 2023.

## 1 Einleitung

## 1.1 Bestandsbauwerk

Die Mainbrücke Horhausen wurde im Jahr 1966 fertiggestellt. Der vorhandene Brückenzug bestand von Norden nach Süden aus einer Straßenüberführung über die Gleise der Deutschen Bahn mit einer Stützweite von 12 m sowie einer Durchlaufträger-Deckbrücke über drei Felder mit Stützweiten von 35,70 m + 70,00 + 39,70 m = 157,40 m. Die Nutzbreite zwischen den Geländern betrug 10.80 m.

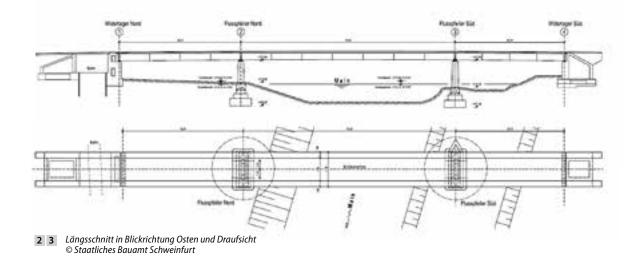
Der Überbau über die Gleise der Deutschen Bahn war als Spannbetonvollplatte mit einer Konstruktionshöhe von 60 cm ausgebildet worden. Die weiteren drei Felder inklusive des Stromfelds über dem Main wurden mit einem durchlaufenden



1 Bestandsbauwerk von 1966 © Ingenieurbüro Grassl GmbH

Überbau in Stahlverbundbauweise als zweistegiger Plattenbalken mit vollwandigen Stahlhauptträgern überspannt. Die Hauptträger aus Stahl hatten eine konstante Trägerhöhe von 2,30 m und lagen im Verbund mit der in Längsrichtung beschränkt vorgespannten Fahrbahnplatte. Die Unterbauten waren einheitlich flach gegründet.

Im Jahr 1987 wurden bei der Mainbrücke wegen eines Fehlers in der ursprünglichen statischen Berechnung Druck-Zug-Lager am Widerlager Süd und am Trennpfeiler nachgerüstet. Zusätzlich wurden die Stahlträger in einzelnen Bereichen verstärkt, eine Kolksanierung am südlichen Mainpfeiler durchgeführt und die Übergangskonstruktionen getauscht.



## 1.2 Verkehrswege

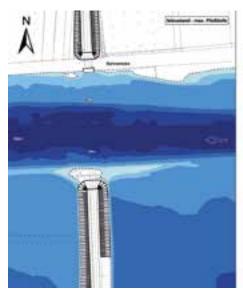
Die Staatsstraße St 2426 im bayrischen Unterfranken zwischen Schweinfurt und Bamberg verbindet bei Theres die nördlich des Mains liegende ehemalige B 26 (jetzt St 2447) mit der A 70, welche südlich verläuft. Mit einem DTV2010 = 7.260 Kfz/d und einem SV2010 = 446 Kfz/d (= 6,10 %) ist die Staatsstraße überdurchschnittlich hoch belastet. Die Mainbrücke Horhausen überspannt die Bundeswasserstraße Main, das Mainvorland und zwei Gleise der Deutschen Bahn. Die Bestandsbrücke ist ein wichtiger Mainübergang und Autobahnzubringer zur A 70 und eine Bedarfsumleitung dieser Autobahn. Die St 2426 weist auf der freien Strecke einen Regelquerschnitt RQ 11 mit einem danebenliegenden unselbstständigen Geh- und Radweg auf. Der Geh- und Radweg verbindet den rechtsmainischen »Mainradweg«, einen der höchstbelasteten Radwanderwege in Deutschland, mit der linksmainisch verlaufenden »Mainroute Siid« Die Mainhriicke Horhausen stellt somit auch für den Radverkehr eine wichtige Querverbindung und Mainüberführung dar.

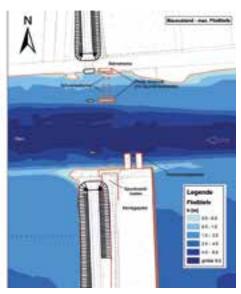
Der Ausbau der Fahrrinne der Bundeswasserstraße Main ist von Würzburg bis Bamberg und folglich ebenso im Bereich der Mainbrücke Horhausen vorgesehen. Mit dem Ausbau soll die Wasserstraßenklasse von Va auf Vb erhöht werden, dies bedingt auch eine Erhöhung des Gefährdungsraums, weshalb eine Sicherung gegen den außergewöhnlichen Lastfall Schiffsanprall für den Überbau und den südlichen Mainpfeiler erforderlich wurde. Im Bereich der Straßenüberführung über die zweigleisig elektrifizierte Bahnstrecke war das Lichtraumprofil GC anzuwenden, dies erforderte eine lichte Höhe über Schienenoberkante von 6,20 m und eine lichte Weite von 10,60 m. Im Bestand betrug die lichte Weite der Straßenüberführung nur 10,55 m.

## 1.3 Veranlassung

Aufgrund des baulich schlechten Zustands der Mainbrücke Horhausen, des Ausbaus der Bundeswasserstraße Main auf die Wasserstraßenklasse Vb, der fehlenden Sicherheit gegen Schiffsanprall des südlichen Mainpfeilers und des Überbaus sowie der erforderlichen Umgestaltung für einen gemeinsamen Geh- und Radweg wurden ein Ersatzneubau und eine Ertüchtigung bei gleichzeitigem Umbau des Bestandsbauwerks untersucht.

Die Wirtschaftlichkeitsuntersuchung nach RI-WI-BRÜ ergab, dass der Erhalt des Bestandsbauwerks gegenüber einem Ersatzneubau nicht mehr wirtschaftlich war.





4 2-D-Wasserspiegel-Berechnung bei Hochwasser ohne und mit bauzeitlichen Einbauten © Ingenieurbüro Grassl GmbH

## 2 Vorplanung der Mainbrücke

## 2.1 Anforderungen

Der Fahrbahnguerschnitt sollte zwei Fahrspuren mit jeweils 4 m, einen gemeinsamen Geh- und Radweg mit 3 m und einen Notgehweg, Geländer und Schutzeinrichtungen, in Summe eine lichte Weite zwischen den Geländern von 13,80 m aufweisen. Zusätzlich sollte der Gefährdungsraum aus der Wasserstraßenklasse Vb für den Überbau und die Unterbauten berücksichtigt werden. Das südliche Widerlager war möglichst nah an den Gefährdungsraum der Schifffahrt zu setzen und gleichzeitig ein Betriebsweg vor dem Widerlager anzuordnen. Die Beeinträchtigungen der Verkehrswege (St 2426, Bedarfsumleitungsstrecke der A 70, Bundeswasserstraße Main, DB-Strecke 5102, Mainradweg und Radweg Mainroute Süd) war zu minimieren, eine Vollsperrung der Staatsstraße durfte einen Zeitraum von zwei bis drei Monaten nicht überschreiten. Die Verkehrsanlage war im Norden an den Kreisverkehr der St 2447 und im Süden an die Mainflutbrücke unter Beachtung der Trassierungsparameter anzuschließen. Eine weitere wichtige Randbedingung war das beengte hochwassergefährdete Baufeld, welches durch die zweigleisig elektrifizierte Bahnstrecke und die Bundeswasserstraße dreigeteilt ist, und die sich daraus ergebende Andienung dieser Bereiche.

### 2.2 Varianten

Variante 1a besteht aus einer Deckbrücke in Stahlverbundbauweise, welche die bestehende Gradiente der Staatsstraße einhält. Bei Variante 1b wurde die Gradiente so weit angehoben (60 cm), dass der Überbau gemäß Variante 1a vollständig außerhalb des Gefährdungsraums der Schifffahrt liegt.

Variante 2 besteht aus einem Stabbogen als Langerscher Balken mit einer Fahrbahn in Stahlverbundbauweise als Durchlaufträger im Strom- und Vorlandbereich sowie senkrechten außenliegenden Bogenebenen.

Bei Variante 3 ist die Stabbogenbrücke als Einfeldsystem mit außenliegenden Versteifungsträgern und nach innen geneigten Bogenebenen ausgelegt. Im nördlichen Vorland schließt eine Spannbetonbrücke mit einem Überbau als Plattenbalkenquerschnitt über ein Feld an.

- Stützweiten von 1a und 1b:15 m + 40 m + 72 m + 38 m = 165 m
- Stützweiten von 2 und 3:

15 m + 40 m + 100 m = 155 m Bei allen Varianten ist ein Trennpfeiler zwischen dem Überbau über den DB-Gleisen und dem nördlichen Vorlandfeld sowie bei Variante 3 zwischen dem Vorland- und dem Flussfeld vorgesehen. Bei der Deckbrückenvariante (Varianten 1a und 1b) wird analog zum Bestand ein Pfeiler im Fluss erforderlich. Er ist aufgrund der Lage im Gefährdungsraum auf Schiffsanprall auszulegen.

## 2.3 Hydraulische Nachweise

Die hydraulischen Nachweise zu dem geringfügig reduzierten Abflussquerschnitt durch die provisorische Herstellung in seitlich versetzter Lage wurden im Rahmen der Vorplanung erbracht. Es wurden 2-D-Abflussberechnungen durchgeführt, um die Auswirkung der verschiedenen Brückenvarianten auf die Hochwassersituation am Main zu untersuchen. Dabei wurde festgestellt, dass die Änderungen des Wasserspiegels bei allen Varianten unter 1 cm liegen. Es waren also bei keiner der untersuchten Varianten negative Auswirkungen insbesondere auf bebaute Gebiete oder Infrastruktureinrichtungen zu erwarten.

## 2.4 Bauverfahren

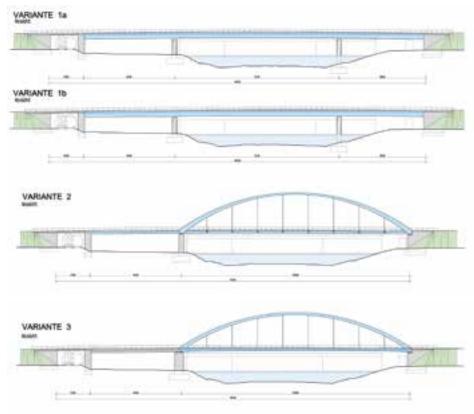
Aufgrund der nur kurzen Sperrzeit von zwei bis drei Monaten für den öffentlichen Verkehr auf der Staatsstraße St 2426 wurden lediglich Herstellungsvarianten untersucht, welche diese Sperrzeit ermöglichen: Eine Errichtung der neuen Überbauten auf provisorischen Unterbauten und ihre Nutzung als Behelfsumfahrung in um 23 m seitlich nach Oberstrom versetzter Lage während des Abbruchs der Bestandsbrücken sowie ihr anschließender Querverschub in Endlage ergaben sich als Bauverfahren der Wahl. Ein Querausschub der Bestandsbrücke auf Behelfsunterbauten in eine seitlich versetzte Lage war aufgrund der Druck-Zug-Lager und des Bauwerkszustands hier nicht empfehlenswert.

## 2.5 Vorzugsvariante

Die Deckbrückenvarianten wiesen zwar die geringsten Herstellungskosten auf, erforderten jedoch die Errichtung eines Flusspfeilers im Gefährdungsraum der Schifffahrt, welcher sowohl während der Bauzeit als auch danach eine Einschränkung des Schifffahrtsprofils bedingt hätte.

Die Variante 3 wartet gegenüber der Variante 2 mit einer höheren Steifigkeit in Querrichtung und deutlichen Vorzügen in der Gestaltung auf. Die Stabbogenlösung stellt eine positive Landmarke im Maintal dar.

Die Variantendiskussion zeigte, dass bei der Bogenbrücke mit außenliegenden Versteifungsträgern und geneigten Bogenebenen (Variante 3) die Vorteile gegenüber den Nachteilen im Vergleich mit 1 und 2 überwiegen und sie somit die Vorzugsvariante ist.



Ansichten der Varianten in Blickrichtung Osten
 Ingenieurbüro Grassl GmbH

## 3 Entwurf, Ausführungsplanung und Vergabe

## 3.1 Planungsleistungen

Da die Entwurfsplanung ohne größere Änderungen umgesetzt wurde, werden nachfolgend nur die Bauwerke an sich und der eigentliche Bauablauf beschrieben sowie Besonderheiten herausgestellt. Als Prüfer wurde die Landesgewerbeanstalt durch das Staatliche Bauamt bereits in der Entwurfsphase eingebunden, um die Entwurfsstatik durch eine unabhängige Vergleichsrechnung zu prüfen. Um den Termin- und den Bauablaufplan mit seinen verschiedenen Zwangspunkten, wie unter anderem Sperrpausen der Gleise und Schleusenrevision des relevanten Mainabschnitts fürs Einschwimmen etc., mit der erforderlichen Terminsicherheit gewährleisten zu können, wurden für alle drei Teilbauwerke die Genehmigungs- und Ausführungsplanung, also die Leistungsphasen 4 und 5 in der Tragwerksplanung, und zusätzlich die Schal- und Bewehrungspläne für die Brücke über die Bahn durch den Entwurfsverfasser im Vorfeld der Auftragsvergabe erbracht. Durch die Baufirmen waren die Ausführungszeichnungen für die Bauwerke einschließlich Baubehelfe in Seiten- und Endlage, Querverschub und Ausstattung zu erstellen und die Baustellenlogistik zu planen.

Der Bauwerksentwurf wurde im November 2018 freigegeben und im Januar 2019 wurde die Plangenehmigung durch die Regierung von Unterfranken erteilt. Parallel erfolgten ab dem dritten Quartal 2018 die Erstellung der Genehmigungsund Ausführungsplanung inklusive der statisch-konstruktiven Prüfung und die Erarbeitung der Ausschreibungsunterlagen. Für die Brücke über die Bahn wurden im Vorfeld 19 Sperrpausen mit Dauern zwischen 8 h und 48 h beantragt. Die Ausschreibungspläne wurden für die Strombrücke unter anderem um den Materialverteilungsplan, Konstruktionsskizzen der maßgeblichen Stahlbaudetails wie Hänger- und Querträgeranschluss, Bogenfußpunkt etc., statische Angaben der bauzeitlichen Belastungen, Bewehrungsskizzen aller Stahlbetonbauteile und die Werkstattform ergänzt. Für die Brücke über die Bahn und die Vorlandbrücke wurde ein Spannkonzept mit vorab gewähltem Vorspannsystem

Die Veröffentlichung der Ausschreibung erfolgte im April 2019, die Submission mit sieben Angeboten war im Juli desselben Jahres.





## A1 RHEINBRÜCKE LEVERKUSEN

Deutschlands breiteste Rheinquerung – 12-spurig

## Gesamtplanung 4,55 km Ausbau A1

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

## **A40 RHEINBRÜCKE DUISBURG-NEUENKAMP**

Deutschlands größte freitragende Schrägseilbrücke

## Ausführungsplanung Rheinquerung

Neubau Rheinbrücke: Verbauten, Massivbau und Stahlbau, Rückbau bestehende Rheinbrücke





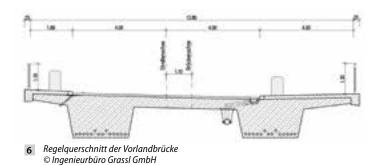
Da die Unterlagen zur Auftragsvergabe vollständig geprüft vorlagen, konnten die erforderlichen Aktualisierungen der statischen Berechnungen infolge der vom Auftragnehmer gewählten Baustellenlogistik und -technologie innerhalb kürzester Zeit durchgeführt und geprüft werden. Als Beispiele seien hier die aktualisierte Werkstattform des Bogens infolge der vom Auftragnehmer vorgesehenen Montageunterstützungen der Bögen und die Spannanweisung für die Vorlandbrücke nach Wahl des Vorspannsystems durch den Auftragnehmer genannt.

## 3.2 Überbauten

Für die provisorische Straßenüberführung über die Bahn wurde eine Behelfsbrücke aus Stahl mit 13,50 m Stützweite gewählt. Zur Trennung des Fahrbahn- vom Gehund Radwegbereich wurde ein Fahrzeugrückhaltesystem vorgesehen. Die neue Brücke über die Bahn wurde als Rahmenbrücke mit vorgespannten Fertigteilplatten und Ortbetonergänzung sowie in Querrichtung veränderlicher Querschnittshöhe aufgrund des Quergefälles des Straßenquerschnitts geplant. Bei der Brücke über die Bahn wurde ein Sondervorschlag der Baufirmen im Rahmen eines Änderungsnachtrags umgesetzt. Dieser Sondervorschlag beinhaltete Änderungen in Fertigteilgeometrie und Vorspannung.

Der Überbau der Vorlandbrücke besteht aus einem zweistegigen Plattenbalken in Spannbetonbauweise als Einfeldträger. Die Gesamthöhe des Querschnitts in Querrichtung folgt dem Gefälle der Straße und beträgt in der Straßenachse 1,72 m. Die Dicke der Fahrbahnplatte variiert zwischen 0,45 m und 0,25 m. Der Überbau verfügt über insgesamt zwölf Spannglieder pro Steg mit nachträglichem Verbund.

Der Stabbogen über dem Main hat eine Spannweite von 100 m sowie eine Höhe zwischen der Oberkante des Bogens am Scheitel und jener der Fahrbahnplatte in der Lage der Straßenachse von ca. 15 m. Das führt zu einem I/f-Verhältnis von 6,67. Die Bogenebenen sind um ca. 15° nach innen geneigt. Die Abmessungen des Bogenquerschnitts am Scheitel betragen ca. 1 m × 1 m, die Querschnittshöhe vergrößert sich zu den Kämpfern hin auf ca. 1,50 m.



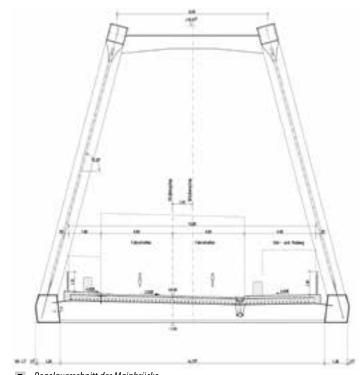
Der Überbau der Strombrücke verfügt über zwei außenliegende Versteifungsträger, die als luftdicht verschweißte Kastenprofile hergestellt wurden. Die Querschnittshöhe der Versteifungsträger im Feldbereich beträgt 1,55 m und voutet sich zu den Auflagern hin auf 1,85 m auf. Je Bogenebene wurden acht Hänger mit einem Durchmesser von 140 mm aus Stahl S 460NL in einem Achsabstand von 11,10 m angeordnet. Zur Aussteifung der Bogenebenen dienen zwei horizontale Querriegel aus Stahl mit den Abmessungen an der Anschlussstelle von ca. 1 m × 1 m, die mittig zwischen dem dritten und vierten bzw. dem fünften und sechsten Hänger platziert sind. Die Querschnittshöhe und -breite betragen 0,75 m in der Mitte der Träger.

Für die Übertragung der Horizontalkräfte aus der Fahrbahnplatte in die Endquerträger und dadurch in die Auflager bzw. für die Übertragung der Bogenschubkräfte in die Fahrbahnplatte ist der obere Gurt der Endquerträger und der ersten zwei Feldquerträger in gesamter Länge als vollständige Platte ausgebildet. Zur kontinuierlichen Lastübertragung zwischen der Fahrbahnplatte und dem Stahlüberbau wurden zwischen den Obergurten der Regelquerträger in jedem dritten Feld im Bereich der Hauptträger horizontale Schubbleche angeordnet. Die Fahrbahn ist im Bereich der Schubbleche mit Kopfbolzen verdübelt. Im Rahmen der Entwurfsplanung wurden Farbvarianten für die Deckbeschichtung

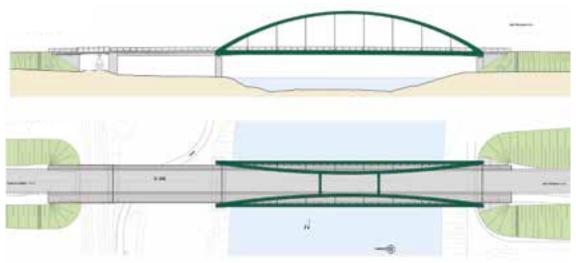
der Bogenbrücke untersucht: Die Wahl

glimmerfarbton DB 610 grün.

fiel für die Ansichtsflächen auf den Eisen-



Regelquerschnitt der Mainbrücke © Ingenieurbüro Grassl GmbH



8 9 Brückenzug in Westansicht und Draufsicht © Ingenieurbüro Grassl GmbH

## 3.3 Gründung und Unterbauten

Die provisorischen Unterbauten wurden auf einem Bodenaustausch flachgegründet. Die neuen Unterbauten hingegen wurden als Tiefgründung auf Ortbetonbohrpfählen vorgesehen, um erwartete Setzungsdifferenzen zwischen Bereichen mit durch die Bestandsgründungen vorbelastetem und jenen mit bisher unbelastetem Baugrund zu vermeiden. Das provisorische Widerlager Nord wurde als Spundwandkasten mit Stabspannankern ausgebildet und die Behelfsbrücke innerhalb des Spundwandkastens flach auf einem Auflagerbalken gegründet.

Die neuen Widerlager und der Trennpfeiler zwischen Vorland- und Mainbrücke erhielten geneigte Bohrpfähle.

## 3.4 Ausstattung

Hinsichtlich Lager, Übergangskonstruktionen, Schutzeinrichtungen, Entwässerung etc. wurden aufgrund der Lage außerorts keine Besonderheiten, sondern herkömmliche Details nach Richtzeichnung vorgesehen. Am Widerlager Süd wurde eine mehrprofilige Übergangskonstruktion, an den Übergängen auf den Trennpfeilern wurden einprofilige Übergangskonstruktionen angeordnet. Da die Bestandsbrücke über eine Freifallentwässerung verfügte, wurde vom Wasserwirtschaftsamt eine freie Entwässerung für den Brückenzug in provisorischer Seitenlage genehmigt. So wurde die Entwässerung erst nach Verschub in die Endlage an die endgültige Entwässerung und Vorflut angeschlossen.

Neben dem Geh- und Radweg wurde ein 1,30 m hohes Füllstabgeländer und oberhalb der Gleise der Bahn ein Berührungsschutz mit 1,80 m Höhe installiert. Oberhalb der Fahrrinne der Bundeswasserstraße und des Radwegs im Vorlandbereich wurde anstelle des Füllstabgeländers ein Geländer mit Drahtgitterfüllung als Schneefang verbaut.

## 3.5 Baufeld, Natur- und Umweltschutz

Eine besondere Herausforderung war die zweigleisige elektrifizierte Bahnstrecke mit Durchfahrtsgeschwindigkeiten des Bahnbetriebs bis zu 160 km/h, welche das Baufeld zerteilte. Die vorhandenen Gleisunterfahrten im näheren Umfeld waren nicht für den Baustellenverkehr geeignet, weshalb bauzeitlich provisorische Gleisüberfahrten vorgesehen werden mussten. Zusätzlich waren einige Leitungen im Baufeld und an der bestehenden Brücke vorhanden, welche soweit möglich im Vorfeld verlegt bzw. gesichert wurden. Der vorgesehene Vormontageplatz musste aufgrund seiner Lage im Überschwemmungsgebiet mit einer hochwassersicheren Höhe (HW 10 zuzüglich Freibord) aufgeschüttet werden. Die Zufahrt zum Vormontageplatz war nur unter der bestehenden Flutbrücke möglich, weshalb eine beschränkte lichte Durchfahrtshöhe von ca. 5 m zu berücksichtigen war. Zur Vermeidung der Tötung und Störung von Vögeln, Zauneidechsen, Schlingnattern und Fledermäusen während der Bauzeit waren im Vorfeld umfangreiche Maßnahmen aus artenschutzrechtlichen Gründen erforderlich. So wurden unter

anderem ca. 9.500 m² temporäre Ersatzflächen mit Stein- und Holzhaufen für Zauneidechsen und Schlingnattern angelegt. Zusätzlich mussten ca. 650 m Reptilienschutzzaun errichtet, unterhalten und teilweise während der Bauzeit umgebaut werden. Für Vögel war eine Mahd von ca. 9.000 m² des Baufelds durchzuführen und ca. 20.500 m² als Schwarzbrache vorzuhalten.

## 4 Bauausführung

## 4.1 Baubeginn bis provisorische Verkehrsführung in Seitenlage

Im April 2019 starteten die Vorarbeiten unter anderem mit Leitungsverlegungen, dem Neubau eines Maindükers, Rodungstätigkeiten sowie der Realisierung von Mahd und Schwarzbrache. Den Zuschlag erhielt im Sommer 2019 eine Arbeitsgemeinschaft aus Adam Hörnig, MCE und Glöckle Hoch- und Tiefbau. Baubeginn war am 30. September 2019 mit dem Freimachen des Baufelds und der Herstellung der Baustraßen. Nach dem Abtrag des Oberbodens erfolgten im nördlichen Baufeld archäologische Resterkundungen, wobei es bereits vor Baubeginn zu Funden kam, welche wohl aus der frühen Bronzezeit stammen. Auf der südlichen Mainseite wurde der hochwassersichere Vormontageplatz und die Pontonanlegestelle erstellt. Im gesamten Baufeld fanden die Spundwandarbeiten für die Behelfsunterbauten statt. In einer ersten Sperrpause der Bahn wurden die provisorische Gleisüberfahrt und die Spundwände neben dem Gleiskörper hergestellt.



10 Spundwandarbeiten für die Unterbauten der Behelfsbrücke © Staatliches Bauamt Schweinfurt



Vorlandbrücke auf Traggerüst
© Staatliches Bauamt Schweinfurt

Direkt mit der Auftragsvergabe wurde auch mit der Ausführungsplanung durch die Baufirmen begonnen, insbesondere mit der Werkstattplanung für die Bogenbrücke, um die Materialbeschaffung noch im selben Jahr auslösen zu können. Im März 2020 startete die Werkstattfertigung der Stahlbauteile und im Sommer die Montage der Bogenbrücke auf der Vormontagefläche vor Ort. Parallel erfolgten die Errichtung der Behelfsunterbauten sowie der Aufbau des Traggerüsts für die Vorlandbrücke.

Die Betonage der Vorlandbrücke war im Oktober 2020, anschließend wurde vorgespannt und die Schalung und das Traggerüst wurden zurückgebaut. Für die Betonage wurde die St 2426 gesperrt, so dass die zwei Betonpumpen auf dem bestehenden Überbau platziert werden konnten und die Anlieferung des Ortbetons über die Staatsstraße von Norden und Süden möglich war.

Anfang Oktober 2020 begann die Montage der Bögen, die bereits Mitte November abgeschlossen wurde. Danach wurde die Bogenbrücke um ca. 6 m auf ca. 7 m über Grund aufgestapelt und auf SPMTs gelagert. Der eigentliche Einschwimmvorgang startete am 28. November 2020 um sechs Uhr morgens mit dem Auffahren der Schwerlastwagen auf die Pontons.



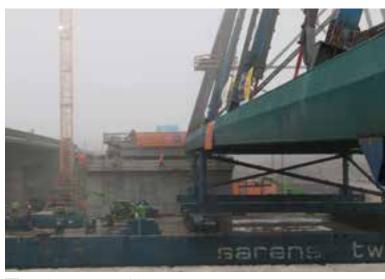
12 Mainbrücke zu Beginn der Bogenmontage © Staatliches Bauamt Schweinfurt

Hierfür war die Bundeswasserstraße voll gesperrt. Das Gesamtgewicht der Brückenkonstruktion betrug ca. 1.200 t, bei Abmessungen von (Länge × Breite × Höhe) 100 m × 17 m × 15 m. Das Längsund Quereinschwimmen wurde mittels eines Schubschiffs, vier Seilwinden und der südlichen Schwerlastwagen gesteuert. Die Schwerlastwagen der südlichen Auflagerachse verblieben an Land und wurden auf dem Betriebsweg vor dem Widerlager querverfahren. Da sich der

vordere Aufnahmepunkt nicht am Bogenfußpunkt befand, waren zusätzliche Montageaussteifungen erforderlich. Auf dem Trennpfeiler liegen die Auflager der Vorlandbrücke und der Bogenbrücke in einer Achse, weshalb die Mainbrücke nach Erreichen der Position in Querrichtung noch einige Meter in Bauwerkslängsrichtung verschoben werden musste. Pünktlich zur Mittagszeit hatte das Bauwerk seine endgültige Position in Seitenlage erreicht.



Auffahren der Mainbrücke auf die Pontons
© Ingenieurbüro Grassl GmbH



14 Einschwimmen am Trennpfeiler © Ingenieurbüro Grassl GmbH



15 Querverfahren am südlichen Widerlager © Ingenieurbüro Grassl GmbH



Längseinschwimmen am Trennpfeiler
© Ingenieurbüro Grassl GmbH

Da die Schalung für die Ortbetonfahrbahnplatte der Bogenbrücke bereits miteingeschwommen worden war, konnte im Anschluss ohne weitere Einschränkungen für die Schifffahrt die Bewehrung der Fahrbahnplatte verlegt und selbige Anfang März 2021 betoniert werden. Die Behelfsbrücke über die Bahn wurde in einer Sperrpause im Januar 2021 eingehoben. Nach Fertigstellung der Behelfsstraßendämme und der Bauwerksausstattung der Vorland- und Strombrücke wurden in einer zehntägigen Sperrung der Staatsstraße die Asphalt- und Markierungsarbeiten durchgeführt. Die Verkehrsfreigabe der Behelfsumfahrung in Seitenlage erfolgte Anfang Juli 2021.

## 4.2 Rückbau der bestehenden Mainbrücke

Mit Sperrung der Staatsstraße für die Fertigstellung der Behelfsumfahrung erfolgte der Rückbau der Ausstattung und der Kappen der bestehenden Mainbrücke. Der Entwurf sah das Abtrennen und Ablassen des Flussfelds auf Pontons vor, um es auf den Vormontageplatz auszuschwimmen und dort zu zerkleinern. Die ausführende Arbeitsgemeinschaft wählte einen kleinteiligeren Rückbau mittels Ausheben. Dazu wurde die Brücke um die Kragarme und im Anschluss um Bereiche der Platte zwischen den Hauptträgern geleichtert. Final wurden bis zu 30 t schwere Segmente abgetrennt und mit bis zu 37 m Ausladung mittels Mobilkran ausgehoben und im Vorland zerkleinert und abtransportiert. Die Vorlandfelder wurden konventionell abgebrochen und zu Boden gebracht.

Nach dem Abbruch der Unterbauten mussten die Fundamente bis 3 m unter die Geländeoberkante bzw. den höchsten Schiffswasserstand beseitigt werden. Der Rückbau des Überbaus der bestehenden Brücke über die Bahn erfolgte mittels Schneiden und Ausheben während einer Sperrpause, ebenso der Abbruch der Unterbauten. In einer Sperrpause vor Weihnachten 2021 wurden die letzten Bauteile der Bestandsbrücke zurückgebaut und die neuen Unterbauten eingeschalt. Nachdem die neuen Unterbauten hergestellt worden waren, konnten die zehn Überbaufertigteile Mitte Juni 2022 in mehreren vierstündigen Nachtsperrpausen eingehoben werden. Da die Kappengesimse inklusive der Verankerungen des Berührschutzes bereits im Fertigteilwerk installiert worden waren, erfolgten die Herstellung der Bewehrung sowie die Betonage der Ortbetonergänzung und der Rahmenecken ohne Einschränkungen der Bahnstrecke. Abschließend musste das Widerlager noch vollständig hinterfüllt werden.

## 4.3 Querverschub und Verkehrsfreigabe

An den Behelfsunterbauten waren Schraubmuffenanschlüsse zur Kopplung der Bewehrung der Querverschubbalken vorgesehen. Nach Fertigstellung der Unterbauten einschließlich der Querverschubbalken begannen die Vorbereitungen für den Querverschub. Ab Mitte August 2022 wurde die St 2426 für rund zwei Monate voll gesperrt. Der Querverschub der Vorland- und der Strombrücke einschließlich der Übergangskonstruktionen erfolgte parallel an drei Achsen am 31. August und 1. September 2022.



17 Abbruch der Bestandsbrücke
© Staatliches Bauamt Schweinfurt

Querverschoben wurden ca. 4.100 t. Im Anschluss waren noch die Straßenbauarbeiten in Verlängerung des Brückenzugs fertigzustellen.

Am Freitag, den 21. Oktober 2022, erfolgte dann die Verkehrsfreigabe des vollständigen Brückenzugs in Endlage. Die Restarbeiten mit Rückbau der Behelfsbrücke über die Bahn, der Behelfsunterbauten, der Querverschubbalken und der Baustelleneinrichtung sowie die Wiederherstellung des Baufelds in den Ursprungszustand wurden im Frühjahr 2023 abgeschlossen.

## 4.4 Widrigkeiten während der Ausführung

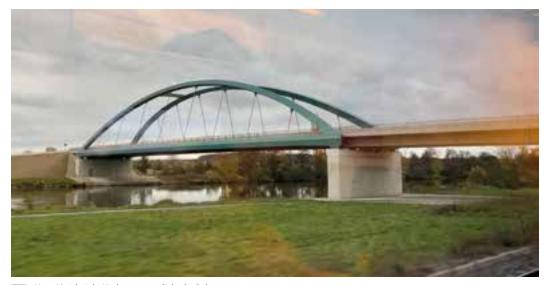
Nicht unerheblichen Einfluss auf die Ausführung hatte die Corona-Pandemie. Mit den Maßnahmen zur Eindämmung des Virus und den Lockdowns mussten viele bis dahin alltägliche Baustellenabläufe neu organisiert werden. Auszugsweise sollen hier nur ein paar Stichworte genannt werden: Unterbringung der Arbeiter vor Ort, Quarantäne, Fertigung im Ausland, geschlossene Grenzen, Fertigungsüberwachung im Werk, Ein- und Ausreisebestimmungen, gestörte Transportwege, Einschwimmen ohne »Öffentlichkeit« vor Ort, dafür mit Livestream etc. Auch der Angriff Russlands auf die Ukraine Anfang 2022 hatte Auswirkungen auf die Materialbeschaffung, und zwar insbesondere der Bewehrung.



18 Querverschub der Vorlandbrücke © Staatliches Bauamt Schweinfurt

Hinzu kamen die ȟblichen« Überraschungen, wie Kampfmittel- und archäologische Funde, von den Bestandsplänen abweichende Bauteilabmessungen und dergleichen.

Dass bei all diesen Widrigkeiten, so vielen verschiedenen technisch anspruchsvollen Arbeitsschritten und einer planmäßigen Bauzeit über einen Zeitraum von dreieinhalb Jahren sowohl der Zeit- als auch der Kostenrahmen eingehalten werden konnten, spricht für die Qualität der Planung vor und während der Ausführung. Ebenfalls zu erwähnen ist das große Engagement aller Beteiligten über den gesamten Zeitraum der Planung und Ausführung.



19 Neue Mainbrücke Horhausen aus Sicht der Bahnnutzer © Ingenieurbüro Grassl GmbH

### 5 Kosten

Die Gesamtkosten der Baumaßnahme belaufen sich auf ca. 28,50 Mio. €. Kostenträger des Ersatzneubaus sind neben dem Freistaat Bayern, vertreten durch das Staatliche Bauamt Schweinfurt, die Deutsche Bahn AG mit ca. 1,50 Mio. € und die Bundesrepublik Deutschland, vertreten durch das Wasserstraßen-Neubauamt Aschaffenburg, mit ca. 0,20 Mio. €.

## 6 Fazit

Durch die gute Zusammenarbeit aller Projektbeteiligten (Bauherr, Baufirmen, Planer, Prüfer, örtliche Bauüberwachung) auf Augenhöhe ließ sich die Mainbrücke Horhausen trotz aller Widrigkeiten innerhalb der vorgesehenen Bauzeit und im Kostenrahmen erfolgreich realisieren. Der Ersatzneubau der für die Region wichtigen Verbindung über den Main konnte dementsprechend mit nur minimalen Einschränkungen für die Nutzer errichtet werden. Der gelungene Bauwerksentwurf stellt einen wichtigen Beitrag zur Baukultur in Unterfranken dar.

Autoren: Dominic Reyer, M.Sc. Dr.-Ing. Hans Grassl Ingenieurbüro Grassl GmbH, Stuttgart und München

#### Rauhari

Freistaat Bayern, vertreten durch das Staatliche Bauamt Schweinfurt

Entwurf und Tragwerksplanung Ingenieurbüro Grassl GmbH, München

Verkehrsanlagenplanung Ingenieurbüro Alka GbR, Haßfurt

#### Prüfingenieu

Landesgewerbeanstalt Bayern, Prüfamt für Standsicherheit, Zweigstelle Würzburg

## Bauausführung

Arbeitsgemeinschaft: Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG, Aschaffenburg MCE GmbH, Linz, Österreich Glöckle Hoch- und Tiefbau GmbH, Schweinfurt



# Besonderheiten bei Rückbau, Planung und Herstellung einer zweizelligen Hohlkastenbrücke auf Traggerüst **Ersatzneubau der Talbrücke Bechlingen**

von Nicholas Schramm, Peter Wagner, Stephan Sonnabend

Aufgrund von festgestellten Defiziten bei der Nachrechnung der Talbrücke Bechlingen im Zuge der A 45 müssen die beiden Teilbauwerke der bestehenden Bogenbrücke durch einen Neubau ersetzt werden. Hierzu werden die Bestandsbauwerke mit Hilfe eines Abbruchgerüsts rückgebaut. Die Fahrbahnplatte sowie der Bogen werden dabei in entsprechend freigeschnittenen Elementen herausgehoben und die Pfeiler mittels Lonafrontbaggern konventionell abgebrochen. Der Ersatzneubau sieht ein geometrisch komplexes dreifeldriges Durchlaufträgersystem in Spannbetonbauweise mit zwei getrennten Überbauten vor. Der im Zuge des sechsstreifigen Ausbaus erforderliche sehr breite Querschnitt wird als zweizelliger Spannbetonhohlkasten in Mischbauweise realisiert. Bedingt durch die abschnittsweise Herstellung auf einem bodengestützten, an den Koppelfugen aufgehängten Traggerüst und die Betonage des Ouerschnitts in vier Abschnitten. musste die Interaktion zwischen Bauwerk und Traggerüst hinsichtlich des Tragverhaltens rechnerisch detailliert untersucht werden.

Einführung und Projektübersicht Die Talbrücke Bechlingen befindet sich zwischen Dortmund und Gießen entlang der Bundesautobahn A 45. Bei dem bestehenden Bauwerk mit zwei getrennten Überbauten aus dem Jahr 1972 handelt es sich um eine Bogenbrücke in Massivbauweise mit einer Bogenspannweite von 92,60 m und einer Länge von 179,20 m, die die Bundesautobahn A 45 bei Betriebs-km 5+261,076 bis 5+440,276 überführt. Hierbei verläuft die A 45 über das Tal des Bechlinger Bachs, die L 3376 sowie drei Wirtschaftswege. Die Talbrücke befindet sich nahe eines Stadtteils von Aßlar namens Bechlingen im mittelhessischen Lahn-Dill-Kreis (Bild 1). Aufgrund der stark gestiegenen Verkehrsbelastungen und des hohen Schwerverkehrsanteils sind die bestehenden Bauwerke der Talbrücke Bechlingen nicht mehr zukunftsfähig, so dass ein Ersatzneubau erforderlich wird. Künftig soll die Bundesautobahn A 45 im Bereich der Brücke sechsstreifig ausgebaut werden. Bild 2 zeigt das noch bestehende Teilbauwerk der Richtungsfahrbahn Dortmund und den sich in Ausführung befindlichen neuen Überbau der Richtungsfahrbahn Hanau (im Vordergrund).



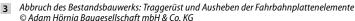
1 Lage der Talbrücke im Zuge der Autobahn A 45 © Büchting und Streit AG

Die bestehenden Teilbauwerke aus Spannbeton werden einschließlich der Pfeiler und Widerlager vollständig rückgebaut und durch zwei neue Brückenbauwerke in Spannbetonbauweise ersetzt. Hierbei erfolgt zunächst der Rück- und Neubau der Talbrücke in Fahrtrichtung Hanau, und zwar während einer 4+0-Verkehrsführung auf dem Überbau der Fahrtrichtung Dortmund. Anschließend wird der Verkehr mit 4+0-Führung auf den neuen Überbau umgelenkt und es erfolgt der Rück- und Neubau des zweiten Teilbauwerks.



2 Aufbau des Traggerüsts für den Neubau der Richtungsfahrbahn Hanau und bestehende Bogenbrücke mit Richtungsfahrbahn Dortmund © Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG







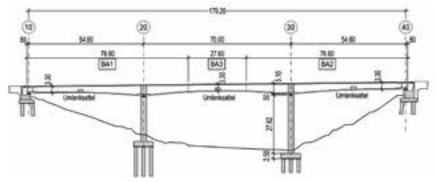
4 Ausheben der herausgeschnittenen Bogenelemente © Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG

Die Autobahn A 45 verläuft im Bereich des Bauwerks über ca. 60 m in einer Geraden und über ca. 120 m im Übergangsbogen (Linksbogen) mit R  $\approx$  1.000 m am Brückenende. Die Gradiente der Talbrücke liegt in einer Wannenausrundung, wobei die Längsneigung im Bauwerksbereich zwischen ca. 0,55 % und ca. 1,15 % variert. Im Bereich des Bauwerks befindet sich die Gradiente der A 45 bis ca. 31 m über dem Talgrund.

## 2 Rückbau des Bestandsbauwerks

Für den Rückbau des Bestandsbauwerks wurde der Überbau zunächst geleichtert, indem Belag, Abdichtung und Kappen ohne Beschädigung der Querspannglieder einschließlich der Geländer, Schutzplanken und Rückhaltesysteme entfernt wurden. Anschließend erfolgten die Einrüstung des gesamten Überbaus und der Rückbau auf der Abbruchrüstung. Hierbei wurde der Überbau nicht entgegen der Herstellrichtung, sondern in ähnlicher Reihenfolge rückgebaut. Begonnen wurde der Rückbau über dem Bogenscheitel und dann symmetrisch in Richtung Widerlager fortgesetzt, um exzentrische Belastungen des Bogens, die dessen Tragfähigkeit überschreiten würden, zu vermeiden.

Für den Rückbau des Überbaus wurde das Traggerüst an den Überbau gedrückt und selbiger durch mehrere Trennschnitte in Quer- und Längsrichtung in entsprechende Abschnitte unterteilt. Diese Elemente wurden anschließend inklusive der Traggerüstträger mittels Autokran ausgehoben (Bild 3). Da der Längsfestpunkt des Bestandsbauwerks nahe des Bogenscheitels lag, wurden zusätzliche temporäre Längsfesthaltungen an den Widerlagern



5 Längsschnitt des Ersatzneubaus mit Einteilung der Bauabschnitte © Büchting + Streit AG

durch Verschweißen der Übergangskonstruktionen realisiert, um Längskräfte während des Rückbaus aufnehmen zu können.

Der Bogen sowie die Steher wurden ebenfalls durch Trennschnitte in handhabbare Elemente zersägt und mittels Autokran schrittweise von der Bogenmitte aus ausgehoben (Bild 4). Für die Lagesicherung dieser Bogenelemente wurden Steckträger hin zum Traggerüst des Bogens verwendet. Der Abbruch der Pfeiler erfolgte konventionell mittels Longfrontbagger von unten.

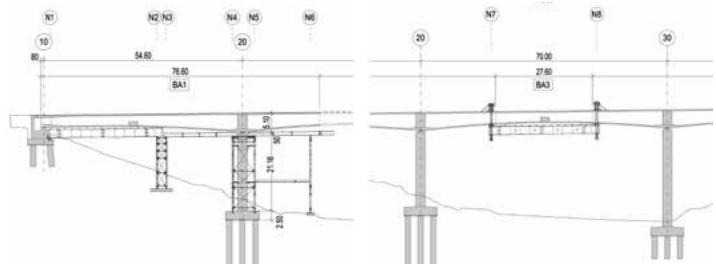
Die das Bauwerk unterführende L 3376 wurde während des Abbruchs durch ein Schutzgerüst gesichert, wodurch der dortige Straßenverkehr aufrechterhalten werden konnte. Die Hilfsgründungen des Abbruchtraggerüsts wurden so positioniert, dass sie sich teilweise auch für den Neubau nutzen ließen.

Der Rückbau wurde durch das Ingenieurbüro MKP geplant und durch die Firma Moß Abbruch-Erdbau-Recycling als Nachunternehmer von Adam Hörnig ausgeführt.

## Neubau der Talbrücke BechlingenÜberbau

Der Ersatzneubau der Talbrücke Bechlingen wird als dreifeldriger Spannbetonüberbau mit Stützweiten von 54,60 m in den beiden Randfeldern sowie 70,00 m im Mittelfeld realisiert (Bild 5). Die Gesamtlänge des Brückenbauwerks in BABAchse beträgt 179,20 m. Die Unterkante des Querschnitts folgt einem parabelförmigen Verlauf, wodurch die Querschnittshöhen zwischen 3,30 m am Ende der Randfelder sowie in Feldmitte des Hauptfelds und 5,10 m in den Pfeilerachsen variieren.

Aufgrund der Anforderungen zur Einhaltung der Haltesichtweiten können die beiden Überbauten nicht parallel geführt werden. Dadurch wird eine jeweils eigenständige Trassierung der Richtungsfahrbahnen im Bauwerksbereich erforderlich.



Traggerüst für den ersten Bereich des Bauabschnitts 1

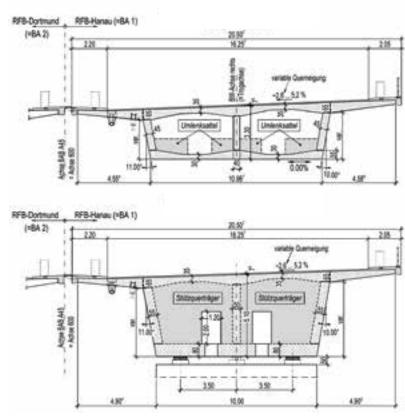
Büchting + Streit AG/RöRo Traggerüste GmbH & Co. KG

7 Traggerüst für den dritten Bauabschnitt © Büchting + Streit AG/RöRo Traggerüste GmbH & Co. KG

Die Richtungsfahrbahn Dortmund folgt dabei einer Klothoide (A = 491,191) mit einer Längsneigung von ca. 1,10 % und weist variable Querneigungen zwischen 2,60 % und 5,20 % auf. Die Richtungsfahrbahn Hanau verfügt über einen konstanten Radius (R = 2.900 m am Mittelkappeninnenrand) und hat eine Längsneigung von ca. 1,25 % sowie eine variable Querneigung von ca. 2,60-5,10 %. Die Breite beider Überbauten ist konstant und ihre Querneigung weist die gleiche Richtung auf. Aufgrund der variablen Querneigung des Überbaus variieren die Kragarmlängen ebenfalls. Entgegen der Ausschreibung, die eine unsymmetrische Lage der Arbeitsfugen zur Unterteilung in drei Bauabschnitte vorsah, wurden die beiden Arbeitsfugen im Zuge der Ausführungsplanung symmetrisch ins Hauptfeld in den Bereich der Momentennullpunkte verlegt. Somit liegen geometrisch nahezu gleiche Bauabschnitte 1 und 2 vor, für die dasselbe bodengestützte Traggerüst verwendet werden kann (Bild 6). Die Rüststützen ließen sich so teilweise auf den Pfahlkopfplatten der Neubau-Pfeilergründungen und auf den Spornen der Widerlager auflagern. Somit wurden für die Bauabschnitte 1 und 2 jeweils nur zwei zusätzliche Hilfsgründungen erforderlich, die jedoch auch für den Rückbau genutzt wurden. Anschließend kann der Bauabschnitt 3 über ein Traggerüst mit Koppelfugenaufhängung (Bild 7) realisiert werden. Die Symmetrisierung der Lage der Arbeitsfugen ermöglichte zudem eine Optimierung der Spanngliedführung. Der Überbauquerschnitt wird als zweizelliger längsvorgespannter Spannbetonhohlkasten (Bild 8) in Mischbauweise mit

Einsatz. Für den Überbau der Richtungsfahrbahn Hanau beträgt die gesamte Querschnittsbreite zwischen den Kappenaußenkanten 20,507 m. Für die Richtungsfahrbahn Dortmund liegt eine maximale Querschnittsbreite von lediglich 18,50 m vor, wobei die im Vergleich zur Richtungsfahrbahn Hanau um 2,00 m geringere Querschnittsbreite durch eine Reduktion der Kragarmlängen um jeweils 1,00 m erreicht wird. Durch die Anordnung eines Mittelstegs konnte für den

vergleichsweise breiten Überbauquerschnitt auf eine Quervorspannung verzichtet werden. Zukünftig ist damit zu rechnen, dass für ähnliche entsprechend breite Querschnitte wieder auf einen klassischen einzelligen Hohlkasten mit Quervorspannung zurückgegriffen werden wird, da verbundlose Querspannglieder mit Kunststoffhüllrohren im Zuge der baldigen Einführung der BEM-ING Teil 1 erneut zugelassen bzw. favorisiert werden.



8 Richtungsfahrbahn Hanau: Regelquerschnitt im Feldbereich (oben) und im Stützbereich (unten) © Büchting + Streit AG

externer und interner Vorspannung reali-

siert, als Baustoff kommt ein C45/55 zum



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

Als innovativer Ingenieurdienstleister erarbeiten wir für Sie seit fast 60 Jahren umfassende und praxisgerechte Lösungen – für anspruchsvolle Neubauvorhaben und zur Erhaltung von bestehenden Ingenieurbauwerken. **Büchting + Streit AG.** 



Neubaustrecke Wendlingen-Ulm – Bau der Filstalbrücke Prüfung der Entwurfs- und Ausführungsplanung



Ersatzneubau Talbrücke Onsbach, BAB A45 Ausführungsplanung Neubau

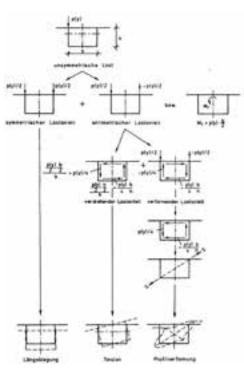
Als Querträger kommen massive Querträgerscheiben mit Dicken von 2,75 m an den Widerlagern und 2,60 m in den Pfeilerachsen, die monolithisch in die Stege und die Fahrbahnplatte einbinden, zum Einsatz. Durch die veränderliche Querneigung des Querschnitts und den veränderlichen Bauhöhenverlauf variieren die Steghöhen in Längsrichtung. Zur Aufnahme der schiefen Hauptdruckspannungen ist eine Erhöhung der Stegdicken von 45 cm für die Außenstege und von 40 cm für den Mittelsteg im Feld sowie auf 55 cm für die Außenstege und 50 cm für den Mittelsteg in den Pfeilerachsen erforderlich. Die Bodenplattendicke variiert ebenfalls von minimal 30 cm im Feldbereich bis 80 cm an den Pfeilerachsen. An den Endauflagern werden massive Endquerträger ausgebildet. Daher erfolgt eine Anvoutung der Fahrbahnplatte und der Bodenplatte des Hohlkastens nahe der Endauflagerachsen 10 und 40. Durch die entlang der Bauwerksachse veränderlichen Parameter ergibt sich insgesamt ein geometrisch extrem anspruchsvolles Bauwerk. Aus baupraktischen Gründen wurden entgegen der Ausschreibung zusätzliche Arbeitsfugen zwischen Bodenplatte und Stegen vorgesehen. Für den Mittelsteg wäre ansonsten eine aufwendige Aufhängung der Schalung erforderlich geworden. Der Querschnitt wurde folglich in vier Abschnitten hergestellt.

Zunächst wurde die Bodenplatte ausgeführt und mit einer Teilvorspannung versehen, um die Betonagelasten aus den Stegen ohne Rissbildung aufnehmen zu können. Anschließend wurden die Außenstege betoniert und die Herstellung des Mittelstegs nachgezogen. Im nächsten Schritt wurden der Trog vorgespannt und die Fahrbahnplatte realisiert. Nach Realisierung sämtlicher drei Bauabschnitte wurde die externe Vorspannung aufgebracht.

Durch die Ausbildung des Querschnitts als zweizelliger Hohlkasten ergeben sich Besonderheiten beim Lastabtrag, die bei der Bemessung zu berücksichtigen sind. So erfährt der Querschnitt insbesondere bei stark exzentrischen Verkehrslasten eine Profilverformung, was bedeutet, dass sich die einzelnen Stege ungleichmäßig am Lastabtrag beteiligen. Eine unsymmetrische Last führt dabei allgemein zu Längsbiegung, Torsion und Profilverformung (Bild 9), wobei deren

jeweilige Anteile von mehreren Faktoren, wie zum Beispiel der Torsions- und Biegesteifigkeit oder dem Abstand zu Querträgern, abhängen.

Gemäß Ausschreibung musste dieser Effekt für den Nachweis der Dekompression, für die Längsspannungen beim Ermüdungsnachweis sowie für die Querkraftbemessung in Längsrichtung berücksichtigt werden. Mit dem Bauherrn wurde abgestimmt, dass die Schnittgrößen für die Nachweise am Einstabmodell ermittelt und für die Bemessung mit entsprechenden Lasterhöhungsfaktoren beaufschlagt werden. Die Lasterhöhungsfaktoren wurden dabei im Rahmen einer Zusatzbetrachtung am Faltwerk errechnet. Hierbei zeigte sich, dass die Außenstege infolge Profilverformung grundsätzlich größere Beanspruchungen als die am Einstabmodell erfahren. Für Einwirkungen aus Eigengewicht und Ausbaulasten wurde der Lasterhöhungsfaktor mit 1,09 bestimmt.



9 Zerlegung der unsymmetrischen Belastung eines einzelligen Hohlkastens in die Anteile für Längsbiegung, Torsion und Profilverformung © Aus: Grossert, E.: Untersuchungen zum Tragverhalten von Massivbrücken mit zweizelligem Kastenquerschnitt. Dissertation, Braunschweig, 1989.

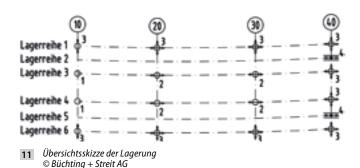


Querschnitt mit Traggerüst im ersten Bauabschnitt

G Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG

Für UDL-Verkehrslasten ergab sich ein Faktor von 1,47 und für TS-Verkehrslasten ein Faktor von 1,35 im jeweils ungünstigsten Schnitt in Bauwerkslängsrichtung. Bild 10 zeigt den Querschnitt mit Traggerüst in Bauabschnitt 1.

Die Vorspannung des Bauwerks in Längsrichtung erfolgt intern mit 6-22-Spanngliedern (St 1660/1860,  $P_{max} = 4.752 \text{ kN}$ ) mit nachträglichem Verbund in den Gurten sowie externen girlandenförmig geführten verbundlosen Draht-EX60-Spanngliedern (St 1570/1770, P<sub>max</sub> = 3.117 kN) im Hohlkasten. Es wurden bis zu 20 interne 6-22-Spannglieder in der Bodenplatte und 11 interne 6-22-Spannglieder über den Pfeilerachsen in der Fahrbahnplatte vorgesehen. Als externe Vorspannung kommen acht Draht-EX60-Spannglieder zum Einsatz. Die internen Verbundspannglieder werden jeweils an entsprechenden Lisenen in der Bodenplatte bzw. an Deckenlisenen in der Fahrbahnplatte einseitig vorgespannt. Die internen Spannglieder im Feldbereich des Hauptfelds werden nachträglich eingezogen, da sie über die Bauabschnittsgrenzen geführt werden. Alle anderen internen Spannglieder werden als Fertigspannglieder direkt eingebaut. Für eine eventuelle spätere Nachrüstung einer Lärmschutzwand wurde für die Bemessung des Überbaus der Lastansatz einer 4,50 m hohen Konstruktion berücksichtigt.

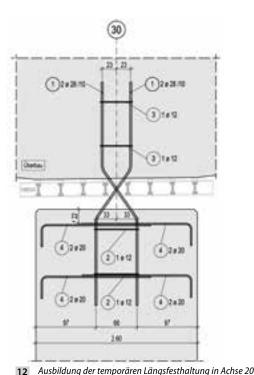


3.2 Lagerungssystem und Übergangskonstruktion

Bild 11 zeigt das Lagerungssystem der Talbrücke Bechlingen. Aufgrund der Höhe der abzutragenden Lasten und der Verschiebungen werden Kalottenlager eingesetzt. Zur weitgehenden Vermeidung von Zwängungen aus der Bauwerkskrümmung im Grundriss wird die Lagerung tangential ausgebildet. Es liegt in jeder Achse ein querfestes Lager vor, wodurch der Überbau in Querrichtung statisch bestimmt gelagert ist. Der Längsfestpunkt befindet sich jeweils am Widerlager in Achse 10. Entgegen der Ausschreibung werden jeweils zwei längsfeste Lager in Achse 10 angeordnet, um aufwendige temporäre Längsfesthaltungen für den Zustand des Lagerwechsels zu vermeiden. Die längsfesten Lager wurden dabei für jeweils 70 % der gesamten Horizontalkraft in Brückenlängsrichtung bemessen.

Aufgrund der geringen vertikalen Auflast in der Widerlagerachse mussten entsprechend aufwendige Verankerungskonstruktionen für die längsfesten Lager vorgesehen werden, um die hohen Horizontallasten abtragen zu können. Es sei darauf hingewiesen, dass aus Sicht der Autoren die Anordnung der längsfesten Lager in den Pfeilerachsen aufgrund der größeren Auflasten stets zu bevorzugen ist. Dadurch lassen sich aufwendige Verankerungskonstruktionen in der Regel vermeiden. In Achse 40 wurde eine Kragfinger-Übergangskonstruktion mit einer rechnerischen Dilatation des Überbaus von ca. 230 mm vorgesehen. Da sie in Querrichtung nur begrenzt Verformungen aufzunehmen vermag, muss am Widerlager Hanau in Achse 40 ein mittig unter dem Überbau angeordnetes querfestes Führungslager vorgesehen werden. Ferner wurde der gemäß TL/TP-FÜ maximal zulässige vertikale Höhenversatz der Finger auf 5 mm rechnerisch nachgewiesen.

Um eine Längsfesthaltung im Bauzustand für Bauabschnitt 2 sicherzustellen, wurde selbige in Form von unter ca. 45° geneigten Schrägeisen zwischen Pfeilerkopf und Stützquerträger integriert. Sie wird beim Lückenschluss, für den dann die endgültige Längsfesthaltung in Achse 10 vorliegt, durchtrennt und rückgebaut. Bild 12 zeigt die konstruktive Durchbildung der temporären Längsfesthaltung in Achse 30. Alternativ wäre auch eine Variante unter Verwendung von Pressen mit entsprechend hoher Querkrafttragfähigkeit, in der Regel 8 % der vertikalen Auflast, denkbar gewesen. Von Seiten der ausführenden Firma wurde jedoch die Ausführung mit Schrägeisen bevorzugt.



© Büchting + Streit AG

### 3.3 Unterbauten

Für die Herstellung der Unterbauten mussten zunächst entsprechende Verbauten geplant werden. Im Bereich der Pfeilergründungen wurden die bis zu ca. 40° steilen Hänge mit Nagelwänden gesichert bzw. verbaut. Diese waren für schwere Abbruchgeräte, wie zum Beispiel einen 160 t schweren Longfrontbagger, oberhalb der Verbauten zu bemessen. Die Standsicherheit der vorhandenen Kämpfer als Bestandteil der Verbauwand konnte ohne weitere Maßnahmen nachgewiesen werden.

Sowohl die Widerlager als auch die Pfeiler beider Überbauten werden mit Großbohrpfählen (d = 150 cm) tiefgegründet. Im Zuge der Ausführung zeigte sich, dass der angenommene Felshorizont mit Diabasgestein teilweise deutlich höher als angenommen lag und die Felsfestigkeiten derart hoch waren, dass kein nennenswerter Bohrfortschritt mehr erzielt werden konnte. Vor diesem Hintergrund wurden einzelne Bohrpfähle in Abstimmung mit dem geotechnischen Gutachter im Zuge der Ausführung eingekürzt. Die Pfeiler weisen am Fuß einen rechteckigen Vollquerschnitt mit den Abmessungen 2,60 m × 6,00 m auf, der sich am Pfeilerkopf in Bauwerksquerrichtung kelchförmig von 6,00 m auf 10,00 m aufweitet. Die Aufweitung erfolgt bei allen Pfeilern auf den oberen 9,03 m, wobei die letzten 0,65 m über eine konstante Breite von 10,00 m verfügen. Aufgrund der kelchförmigen Aufweitung ergibt sich ein starkes Zugband im Pfeilerkopf, welches durch einen entsprechend großen Bewehrungsquerschnitt abgedeckt werden muss. Um Rissbildungen aus dieser Zugbandwirkung in den vergleichsweise dünnen Wänden der Besichtigungsgrube des Pfeilerkopfs zu vermeiden, wurden in diesen entgegen der Ausschreibung in Abstimmung mit dem Bauherrn vertikale Trennfugen vorgesehen.

Die kastenförmigen Widerlager werden getrennt hergestellt und sind durch eine Dehnfuge nach RIZ Fug 1 auf gesamter Widerlagerhöhe getrennt. Zur Reduktion der erforderlichen Mindestbewehrung infolge Dehnungsbehinderung wurden vier Scheinfugen nach RIZ Fug 2 vorgesehen. Für den Bauwerksunterhalt werden die Widerlager mit jeweils einem Wartungsgang ausgestattet. Um das zweite Teilbauwerk (Richtungsfahrbahn Dortmund) abbrechen und das neue Widerlager des Ersatzneubaus in dessen Schatten herstellen zu können, erhalten die Widerlager des ersten Bauabschnitts entlang der Achse der trennenden Raumfuge einen Hilfsflügel.

## 3.4 Besonderheiten bei der Herstellung auf Traggerüst

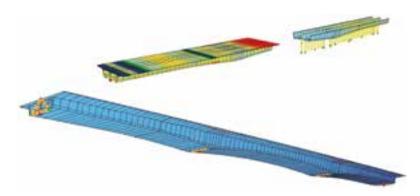
Durch die Herstellung des Überbaus auf einem bodengestützten bzw. an den Koppelfugen aufgehängten Traggerüst (Bauabschnitt 3) ergaben sich einige Besonderheiten, die im Zuge der Planung und Ausführung beachtet werden mussten.

So wurde insbesondere die Interaktion zwischen Traggerüst und Brückenüberbau unter Ansatz der jeweils wirksamen Tragwerkssteifigkeiten berücksichtigt. Um das Rückfedern des Traggerüsts bei den Berechnungen nicht zu vernachlässigen und möglichst realistische Verformungsberechnungen zur Ermittlung der erforderlichen Überhöhungen anstellen zu können, wurden die Längs-

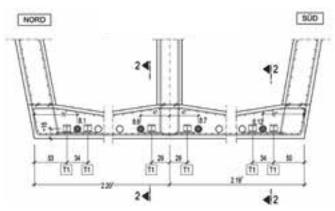
träger mit ihren entsprechenden Steifigkeiten bei der Modellbildung des Überbaus mit in Ansatz gebracht. Die Kopplungen zwischen Überbau und Traggerüst wurden dabei mit nichtlinearen Rissfedern unter Berücksichtigung des Zugausfalls modelliert. Dabei wurde das Programmpaket von Sofistik verwendet (Bild 13).

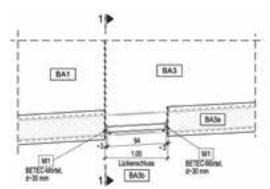
Die erforderliche Überhöhung wurde unter Berücksichtigung der Traggerüststeifigkeiten sowie des Aufsummierens der Bauzustände ermittelt. Um potentielle Abweichungen zwischen errechneten und praktisch vorhandenen Verformungen im Zuge der Querschnittsherstellung ausgleichen zu können, wurden Kontrollmessungen nach der Betonage von Bodenplatte und Stegen durchgeführt. Die Einstellung der Überhöhung erfolgte mit Hilfe von Überhöhungsleisten in der Überbauschalung.

Für den Lückenschluss im letzten Bauabschnitt werden Druckstücke in Form von jeweils sechs Stahlträgern HEB 100 mit einer Länge von 900 mm kraftschlüssig in die Bodenplatte eingebaut (Bild 14). Anschließend werden vier der Bodenplattenspannglieder im Mittelfeld gegen die Druckstücke angespannt und gleichzeitig die temporäre Längsfesthaltung in Achse 30 gelöst. Mit diesem Vorgehen kann eine Rissbildung infolge Zwangskräften durch die im Bauzustand vorhandenen beiden Längsfestpunkte vermieden werden.



Rechenmodell: Bauzustand unter Berücksichtigung der Traggerüststeifigkeiten (oben) und Bauwerk im Endzustand (unten)
 Büchting + Streit AG





14 Druckstücke in der Bodenplatte zur Herstellung des Lückenschlusses © Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG

## 4 Zusammenfassung und Ausblick

In diesem Beitrag wurde eine Spannbetonbrücke mit zweizelligem Hohlkasten in Mischbauweise mit Errichtung auf Traggerüst vorgestellt. Es zeigt sich, dass durch den vorgegebenen Gradientenverlauf und die Ausbildung des sehr breiten Querschnitts als zweizelliger Hohlkasten ein technisch anspruchsvolles Bauwerk entstanden ist, dass sowohl bei der Planung als auch bei der Herstellung entsprechende Herausforderungen mit sich brachte. Für zukünftige Brückenbauwerke mit ähnlich breiten Querschnitten im Bereich von mehr als 20 m ist damit zu rechnen, dass diese durch die baldige Einführung der BEM ING Teil 1 wieder als einzelliger Hohlkasten mit Quervorspannung in der Fahrbahnplatte ausgeführt werden können.

Durch die gute Zusammenarbeit sämtlicher am Projekt aktiv Beteiligter entsteht mit der Talbrücke Bechlingen im Zuge der A 45 ein weiteres modernes und optisch gelungenes Bauwerk.

#### Autoren:

Dr.-Ing. Nicholas Schramm
Büchting + Streit AG,
München
Dipl.-Ing. (FH) Peter Wagner
Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG,
Aschaffenburg
Dipl.-Ing. Stephan Sonnabend
Büchting + Streit AG,
München

## Bauherr und Bauüberwachung

Autobahn GmbH des Bundes, Niederlassung Westfalen, Außenstelle Dillenburg

### Entwurfsplanung

Obermeyer Planen + Beraten GmbH, München

## Tragwerksplanung

Büchting + Streit AG, München

### Rückbauplanung

MKP GmbH, Hannover

## Prüfingenieure

Dr.-Ing. Dietmar H. Maier, Karlsruhe Dr.-Ing. Ralf Egner, Karlsruhe

## Bauausführung

Arbeitsgemeinschaft:

Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG,

Aschaffenburg

Bauunternehmung Heinrich Lauber GmbH & Co. KG,

Coswig

Nachunternehmer:

Moß Abbruch-Erdbau-Recycling GmbH & Co. KG, Lingen RöRo Traggerüste GmbH & Co. KG, Wuppertal





## Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG

Magnolienweg 5 | 63741 Aschaffenburg | Tel.: +49 6021 844 - 0 | E-Mail: info@hoernig.de www.hoernig.de



# Ersatzneubau der Überführung von Mély VD UHFB-Rahmenbrücke über die Nationalstraße A1

von Jean-Marc Waeber, Stéphane Cuennet

Die meisten Kunstbauten der Nationalstraße A1 wurden in den frühen 1960er Jahren errichtet. Diese Bauwerke haben heute ein Durchschnittsalter von fast 60 Jahren erreicht. Dies gilt auch für die alte Überführung RC de Mély, eine 1963 fertiggestellte V-Stiel-Brücke aus vorgespanntem Stahlbeton, die aufgrund ihres schlechten Zustands im Oktober 2019 vorübergehend durch eine Stahlbrücke vom Typ »Bailey« ersetzt wurde. Eine neue integrale Rahmenbrücke mit einer vor Ort vorgefertigten Brückenplatte aus Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) und pfahlgegründeten Widerlagern aus Stahlbeton wird 2024 auf der gleichen Achse wie das Vorgängerbauwerk errichtet.

## 1 Ideenauftrag für die A1 zwischen Genf und Lausanne

Die im Rahmen des generellen Projekts für einen Autobahnabschnitt zwischen Genf und Lausanne vorgesehenen Verbreiterungen führen zu Ersatzneubauten von Überführungen (UEF), deren heutiges Lichtraumprofil den künftigen Ausbau der Autobahn auf  $2\times 3$  Fahrspuren nicht gewährleistet.

Zu diesem Zweck wurde ein Ideenwettbewerb zur gestalterischen und landschaftlichen Integration der neuen UEF durchgeführt, aus dem ein Entwurf für eine neue Generation von Bauwerken hervorging. Der Preisträger schlug eine beidseits eingespannte Querung mit mehreren Trägern aus UHFB vor, die sich durch eine offene, ästhetische und skulpturale Gestaltung auszeichnet und mit einer historischen Reminiszenz an die Stützen und einer Neuinterpretation ihrer statischen Effizienz aufwartet.

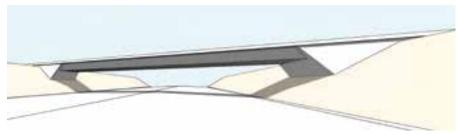


Bild 2 zeigt den evolutionären Ansatz auf der Grundlage bestehender V-Stiel-Brücken in Bezug auf die Anpassung der Form und die Verwendung eines innovativen, dauerhaften Baustoffs wie UHFB, um eine zeitgemäße Generation von integralen UEF zu schaffen. Wir hielten die Wahl dieses Konzepts für sinnvoll und innovativ, aber auch für gewagt. Deshalb haben wir uns für eine

## 2 Ziele der Pilotanwendung

Pilotanwendung entschieden.

Das Bundestamt für Strassen (ASTRA) beabsichtigt, die bestehende provisorische Brücke durch ein neues Bauwerk zu ersetzen, das den Anforderungen des Ideenauftrags entspricht.

Die vorliegende Studie definiert die geometrischen Eigenschaften der künftigen Überführungen der Nationalstraße A1 zwischen Lausanne und Genf:

- Entwurf einer integralen Brücke ohne Zwischenstützen
- einheitliche Materialien und UHFB-Brückenplatte (Fahrbahnplatte, Brückenränder und Hauptträger)
- statische Spannweite zur Ermöglichung der Durchführung von 2 × 3 Fahrspuren

Zur Unterstützung und Bestätigung des Realisierungsvorschlags für eine neue UHFB-Überführung wurde zu Beginn des Projekts eine Variantenstudie durchgeführt. Dies geschah, um keine strukturellen Alternativen auszuschließen und die Eignung der geplanten Basislösung im Vergleich zu anderen Optionen zu bewerten.



Ansatz und Konzeptidee © ASTRA

## 3 Lage

Die PS (passage supérieur) de Mély überquert die Nationalstraße A1 zwischen den Autobahnanschlüssen Gland und Rolle. Sie hat die Besonderheit, dass sie sich in unmittelbarer Nähe der Raststätte La Côte befindet. Sie stellt die Haupterschließung des Gebiets der in der direkten Umgebung gelegenen Nationalstraßen in Bursins sicher.



**3** Geografische Lage des Bauwerks © ASTRA

## 4 Historische Zusammenfassung

Drei Generationen von UEF folgen hier am selben Standort aufeinander: Die alte, 1963 errichtete »UEF Mély« befand sich in einem schlechten Zustand, so dass Lastbeschränkungen eingeführt werden mussten.

Aus Sicherheitsgründen wurde sie im Oktober 2019 durch eine provisorische Stahlbrücke vom Typ »Bailey« ersetzt, die derzeit in Betrieb ist. Diese provisorische Brücke wurde ausgeführt, um nach Abschluss der Studien und öffentlichen Anhörungsverfahren den Bau des neuen endgültigen Bauwerks an derselben Stelle zu ermöglichen.

Die neue integrale UHFB-Brücke mit einer Spannweite von 42 m wird ab 2024 auf der gleichen Achse wie die alte Brücke gebaut. Die Verlängerung der Beschleunigungsspur auf der Genfer Seite der Tankstelle wirkt sich auf das Lichtraumprofil aus.

Andere UEF, die in diesem Abschnitt ersetzt werden sollen, haben eine kürzere Spannweite, wodurch die statischen Belastungen verringert werden. Ihr Design, einschließlich der Wahl der Betonart, wird entsprechend optimiert.

## 5 Variantenstudie

Um die Relevanz der im Ideenmandat empfohlenen Lösung zu bestätigen, wurde zu Beginn des öffentlichen Auflageprojekts eine Multi-Kriterien-Analyse von vier strukturellen Optionen für die Brückenplatte durchgeführt:

- vorgespannter Beton C30/37
- vorgespannter UHFB
- Stahl-Beton-Verbundbau
- Holz-Beton-Verbundbau

Die Analyse umfasste folgende Bewertungskriterien: technische und geometrische Aspekte, Bauphasen und die Dauer der Bauarbeiten, Verkehrsführung und Beeinträchtigung der Nutzer, Tragverhalten und Dauerhaftigkeit sowie die Kosten.



4 Alte UEF Mély: V-Stiel-Brücke aus vorgespanntem Stahlbeton © ASTRA



5 Provisorisches Brückenbauwerk als Ersatz für die alte UEF Mély

© ASTRA



6 Visualisierung der neuen Brücke: Vereinheitlichung der Übergänge Lausanne–Genf © ASTRA

## 6 Auswahl für die Realisierung6.1 Vorzüge und Prinzip

Die Untersuchung der verschiedenen strukturellen Optionen hat die Vorteile einer neuen Vollrahmenbrücke mit einer vorgespannten UHFB-Fahrbahnplatte klar aufgezeigt.

Die Verwendung dieses Hightech-Baustoffs ermöglicht eine Verfeinerung der Tragstruktur (gerippte Brückenplatte mit einer strukturellen Schlankheit von 1/34). Darüber hinaus gewährleistet die Planung einer UEF mit einer statischen Spannweite von 42 m die Überquerung der Nationalstraße, ohne dass das Längenprofil der Kantonsstraße wesentlich erhöht werden muss.

Die gerippte Brückenplatte, ergänzt um Querträger, wird in massive Widerlager aus Stahlbeton eingespannt, die beidseitig der Fahrbahnen der Nationalstraße auf verrohrten Bohrpfählen gegründet werden.

## 6.2 Baustellenlogistik und Verkehrsbeeinträchtigungen

Aufgrund der mechanischen Eigenschaften von UHFB kann das Eigengewicht der Brückenplatte um ca. 40 % reduziert werden. Dies verringert nicht nur die auf das Fundament einwirkenden Kräfte, sondern ermöglicht auch eine effiziente Baustellenlogistik und einen entsprechenden Ablauf, der es erlaubt, die provisorische Brücke in zwei Arbeitsschritten von jeweils einer Nacht durch die neue Brückenplatte zu ersetzen. Dies kann mit Hilfe von SPMT-Wagen, also Self-Propelled Modular Transporter geschehen, die für den Transport schwerer Lasten entwickelt wurden.

Die Optimierung der Baustellenlogistik und der Bauphasen führt zu einer Reduzierung der Investitionskosten und garantiert somit eine erhebliche finanzielle Einsparung im Vergleich zu den anderen baulichen und logistischen Varianten. Diese würden zum Beispiel eine komplexere Verkehrsführung mit direkten und umfangreichen Eingriffen in die Fahrbahnen der Nationalstraße erfordern. Außerdem ermöglicht die UHFB-Variante eine deutliche Optimierung der Baustellenorganisation und eine erhebliche Reduzierung der Beeinträchtigungen für die Nutzer der Nationalstraße.

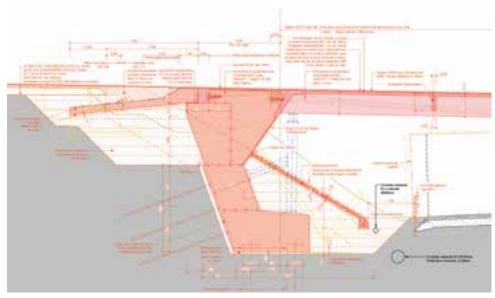
## 6.3 Wirtschaftliches Kriterium

Entgegen dem ersten Eindruck, der durch die relativ hohen Produktionskosten des UHFB-Baustoffs beeinflusst wurde, fällt der Kostenvergleich mit einem eher klassischen Spannbetonbauwerk letzlich zugunsten der UHFB-Lösung aus. Die Einsparungen bei den Anschlüssen an die Zugangsrampen des Bauwerks, die Vereinfachung der Baustellenlogistik und die Reduktion der Eingriffe in die Verkehrsführung ergeben letztlich eine finanzielle Einsparung der UHFB-Brückenplatte von ca. 1–2 % der Baukosten der Betonvariante.

Betrachtet man die Instandhaltungskosten über die gesamte Lebensdauer des Bauwerks, also die Cycle Costs, so erhöht sich die Einsparung durch die UHFB-Variante auf über 12 % der Gesamtkosten einer klassischen Spannbetonvariante. Die Option einer UHFB-Brückenplatte ist somit die kostengünstigste Variante aller untersuchten Bauwerke.

## 6.4 Dauer der Bauarbeiten

Die vorgeschlagene Lösung für die Ausführung dieser neuen UEF ermöglicht die Realisierung der gesamten Brückenplatte außerhalb des Autobahnbereichs. Die Herstellung der vorgespannten Brückenplatte, der UHFB-Brückenränder und die Montage der Rückhaltesysteme sind parallel zu den Arbeiten an den Widerlagern der künftigen Brücke vorgesehen. Dies verkürzt die Gesamtbauzeit erheblich und erlaubt die Errichtung des neuen Bauwerks in weniger als einem Jahr. Die gewählte Variante ermöglicht zudem eine Verkürzung der Gesamtbauzeit um mehr als zwei Monate im Vergleich zu einer klassischen Betonvariante. Das Baustellenprogramm ist auch besser gegen unvorhergesehene Ereignisse gewappnet und beinhaltet größere Reserven, die die Verpflichtungen der Unternehmen absichern.



7 Schnitt durch ein integrales Widerlager: Geometrie vor der Optimierung
© ASTRA

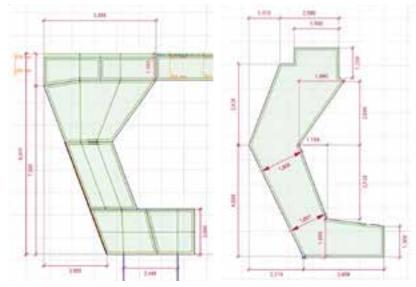
## 7 Strukturelle Aspekte

## 7.1 Pfähle und Fundamente

Das vorhandene Bauwerk wurde auf einem schlechten Baugrund gegründet. Die tieferen Schichten unter der Brücke bestehen aus schluffigem Schwemmland, das sich hauptsächlich aus Schluff, Ton und feinem Sand zusammensetzt. Dieses Material ist wenig tragfähig und enthält organisches Material. Bei den Arbeiten ist auch das Grundwasser zu berücksichtigen, das sich in geringer Tiefe unter der Autobahnplattform befindet (ca. 2,00–2,50 m unterhalb der Autobahn).

Aufgrund dieser Bodenverhältnisse entschied man sich für eine Tiefgründung. Zwei Reihen von je drei Pfählen unter jedem Fundament ermöglichen es dem Bauwerk, sich tiefer auf der Moränenschicht abzustützen. Dies sorgt für eine stabilere Gründung und verhindert zu große oder differentielle Setzungen auf beiden Seiten des Bauwerks.

Die Einspannung der Brückenplatte in die Widerlager ist aus Sicht der Dauerhaftigkeit sehr günstig. Allerdings werden die Widerlager stark beansprucht, so dass sie zwangsläufig relativ massiv ausgeführt werden müssen.



8 Optimierung der Widerlager: links vor, rechts nach der Optimierung © ASTRA

Die integralen Widerlager werden aus Stahlbeton hergestellt. Um die Einheitlichkeit mit der UHFB-Brückenplatte zu gewährleisten, wird ihr sichtbarer Teil mit einer vorgefertigten UHFB-Schalhaut als verlorener Schalung verkleidet. Die Geometrie der Widerlager wurde seit der Anfangsphase des Projekts einer »Schlankheitskur« unterzogen, wodurch das einzubauende Betonvolumen drastisch reduziert werden konnte. Dies ist jedoch mit der Anordnung einer relativ großen und komplexen Bewehrung verbunden. Mit den vorgeschlagenen Optimierungen liegt die vertikale Resultierende der Kräfte immer in der Mitte der zwei Reihen von Gründungspfählen. Die Betoneinsparung beträgt ca. 25 m<sup>3</sup> pro Widerlager, was einer Einsparung von ca. 30 % des gesamten Betonvolumens pro Widerlager entspricht.

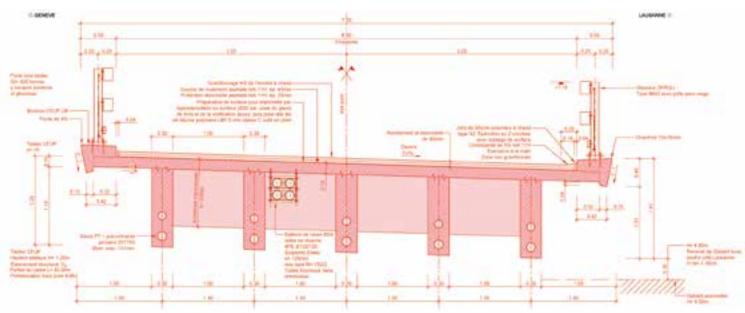
## 7.2 Vorgefertigte Brückenplatte aus bewehrtem UHFB

Die bewehrte UHFB-Brückenplatte wird im Bereich der Baustelleneinrichtung in der Nähe der UEF gebaut. Hier soll eine In-situ-UHFB-Produktionsanlage mit zwei oder drei Mischern eingesetzt werden. Um eine ausgezeichnete Dauerhaftigkeit und ein gutes Verhalten der Brückenplatte zu gewährleisten, wird dem Unternehmen vorgeschrieben, die gesamte Brückenplatte ohne die Brückenränder in maximal zwei Etappen zu betonieren. Es werden zudem Reservemischer, Reservegeneratoren und Reservearbeiter in

jeder Schicht gefordert, um den reibungslosen Ablauf dieser entscheidenden Schritte sicherzustellen. In einem ersten Schritt werden die fünf Träger und die Querträger gleichzeitig betoniert, im zweiten Schritt die Bodenplatte und zuletzt die Brückenränder. Die Querträger werden mit komprimierbaren Schichten, zum Beispiel Polystyrol, eingeschalt, um Risse durch Schwindspannungen zu vermeiden.

Die Planung eines Bauwerks ist ein iterativer Prozess. In diesem Sinne wurde in enger Zusammenarbeit zwischen dem Planer, dem Experten und der ASTRA-Fachunterstützung nach der optimalen Lösung für dieses gewagte Bauwerk mit einer Schlankheit von 1/34 (1/20 zwischen den Nullmomenten) gesucht. Eine Vergrößerung der statischen Höhe war keine attraktive Option, da sie die Ästhetik beeinträchtigt hätte und eine Anpassung des Längsprofils mit langen Rampen und mehr Platz erfordert hätte. Ziel war es, die Eigenschaften von UHFB optimal zu nutzen, um das Volumen zu reduzieren und gleichzeitig die Auswirkungen auf das optische Erscheinungsbild, die Robustheit, die Dauerhaftigkeit und die Kosten zu berücksichtigen. Durch diesen Optimierungsprozess konnte die äquivalente Dicke (ohne Brückenränder), die dem Verhältnis von Querschnitt zu Gesamtbreite entspricht, zwischen dem endgültigen Ausführungsprojekt AP und dem Detailprojekt DP von 45 cm auf 38 cm reduziert werden.

In einigen Veröffentlichungen finden sich Referenzen von UHFB-Brücken mit einer äguivalenten Dicke in der Größenordnung von nur 20-30 cm. Ein direkter Vergleich ist sehr schwierig, da die meisten Beispiele eine etwa halb so große Spannweite wie das vorliegende Projekt aufweisen. Darüber hinaus sind diese Bauwerke in der Regel mit einer Vorspannung durch anhaftende Drähte versehen. Ein derartiges Vorgehen ist mit der Größe und der Bauart der »UEF Mély« aber unvereinbar. Es erscheint in der Tat unvernünftig, 42 m lange Träger in der Firma vorzubereiten und zu transportieren. Außerdem würde eine solche Bauweise zahlreiche Arbeitsfugen in Längsrichtung erfordern, die Schwachstellen in Bezug auf die Dauerhaftigkeit darstellen würden. Hinzu kommt, dass in der Schweiz nur wenige Fertigteilhersteller für diese Art der Vorspannung ausgerüstet sind. Die Anwendung einer »klassischen« parabolischen Vorspannung gemäß dem vorliegenden Projekt der »UEF Mély« ist zweckmäßig und effizient, obwohl damit die Stegbreite vergrößert wird. Wenn man die Breite der Stege deutlich reduzieren wollte, hätte man sich für eine externe Vorspannung entscheiden müssen. Es erschien uns inkonsequent, einen extrem dauerhaften UHFB zu verwenden und die Vorspanneinheiten außerhalb des Querschnitts anzuordnen. Im Fall von Brand oder Vandalismus wäre die Vorspannung nicht geschützt.



Querschnitt der UHFB-BrückenplatteSASTRA

## 7.3 Abdichtung

Muss eine PBD-Abdichtung auf der UHFB-Fahrbahnplatte angeordnet werden?

Da UHFB auch eine wasserdichte Funktion hat, optimierten wir das Projekt, indem wir zwischen den folgenden zwei Bereichen unterscheiden:

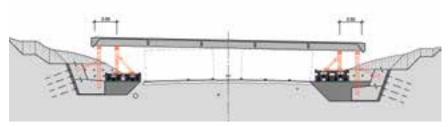
- Die Bereiche, in denen die Fahrbahnplatte auf einer Länge von 10 m in die
  Widerlager eingespannt ist, werden
  mit einer Epoxidharzversiegelung und
  einer PBD-Abdichtung versehen. Dies
  sind die Bereiche, in denen die UHFBBrückenplatte Zugkräften ausgesetzt
  ist, die die wasserdichten Eigenschaften des UHFB verringern können.
- Die mittleren Bereiche der Fahrbahnplatte, in denen die UHFB-Brückenplatte auf Druck beansprucht wird, erfordern keine zusätzliche Abdichtung.

## 7.4 Einige Aspekte der Bauphasen

Während des Betonierens der Brückenplatte wird das Lehrgerüst auf seiner gesamten Länge abgestützt. Das Hauptvorspannkabel der Träger wird aktiviert, bevor diese Stützen entfernt werden. Zwischen dem Ende des Betonierens der Brückenplatte und dem Entfernen der Lehrgerüststützen ist ein Zeitraum von mindestens 40 Tagen vorgesehen. In dieser Zeit wird die Nachbehandlung der Brückenplatte durchgeführt, die Brückenränder werden betoniert und nachbehandelt sowie die Leitplanken und die elektrischen Leitungen angebracht. Danach werden die Lehrgerüststützen entfernt und nur die Endstützen verbleiben als Vorbereitung für das Einheben und Verschieben der Brückenplatte von unten.

Das statische System des Bauwerks während der Phasen der Vorbereitung des Einhebens, des Einhebens der Brückenplatte und ihres Verschiebens unterscheidet sich vom endgültigen System und wurde durch Berechnungen validiert.

Die Brückenplatte wird mit Hilfe von SPMT-Wagen, die die Brückenplatten tragen, vom Baustelleneinrichtungsbereich zu ihrem endgültigen Standort bewegt. Die Brücke wird zunächst mit Hilfe von zwei Portalkränen angehoben, damit die SPMTs darunter gleiten und die Brückenplatte mit Stabilisierungsstrukturen abstützen können. Als Alternative zu den Portalkränen für das Heben der Brückenplatte auf SPMT sind selbstkletternde Zylinder des Typs »Jack-up« oder Gleichwertiges denkbar.



Während des Hebens und des Transports der Struktur durch die SPMT-Wagen wird das statische System praktisch dasselbe sein wie bei der Vorfertigung der Brückenplatte.

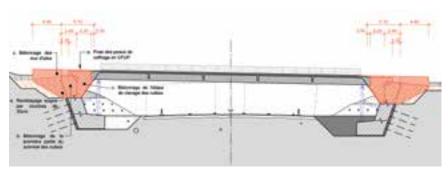
Die SPMT-Wagen werden das Bauwerk vorsichtig an seinen endgültigen Standort auf den Auflagertürmen in der Nähe der Widerlager bringen. Diese Türme werden auf den Fundamenten der Widerlager abgestützt, sie stützen die Brückenplatte unter den Randquerträgern ab.

Zuvor müssen die unteren Teile der Widerlager in situ mit Beton C30/37 betoniert werden. Die Baugruben der Widerlager werden sorgfältig verfüllt und in Schichten von 30 cm bis zur Oberkante der Nagelwände verdichtet. Nachdem die Brückenplatte in ihre endgültige Position gebracht worden ist, erfolgt die Betonage zu ihrer Verbindung mit den Widerlagern. Anschließend wird das Kontinuitätsvorspannkabel aktiviert,

um die Verbindungsphase abzuschließen. Der Verbindungsbereich wird mit einem vor Ort gegossenen UHFB-Overlay (d = 70 mm) bedeckt, um den Verankerungsbereich der Kontinuitätsvorspannung zu schützen.

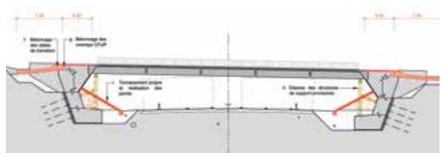
## 8 Inputs für künftige Projekte

Die Einspannung der Brückenplatte in die Widerlager ist aus Sicht der Dauerhaftigkeit sehr günstig (integrale Brücke). Im Gegenzug werden die Widerlager stark beansprucht und sind daher zwangsläufig massiv – trotz aller Optimierungen, die der Projektverfasser in den verschiedenen Projektphasen vorgenommen hat. Eine Integration von V-Stützen, die dem gestalterischen Konzept in Gänze widersprechen würde und im Fall der UEF Mély deshalb inakzeptabel war, wäre praktisch die einzige Option, wenn das Ziel darin bestünde, das Betonvolumen der Widerlager zu reduzieren.



Verbindung der Brückenplatte an den Widerlagern

© ASTRA



Schleppplatte als UHFB-Overlay

Es versteht sich von selbst, dass diese Stützen potenziell einem Fahrzeuganprall ausgesetzt wären, dass sie Elemente darstellen würden, die stark chloridhaltigem Spritzwasser ausgesetzt wären. Außerdem würde die Montage des Bauwerks deutlich komplexer werden. Dennoch erscheint es uns sinnvoll, diese Option für zukünftige UHFB-UEF-Projekte zu untersuchen.

## 9 Schlussfolgerungen

Das gestalterische Konzept der bis Oktober 2024 fertigzustellenden UEF Mély ist attraktiv, erfordert jedoch eine Vergrößerung der Spannweite und eine Einspannung der Brückenplatte in die Widerlager, um die statische Höhe nicht gravierend zu verändern.

Die Wahl von UHFB wird es der Brücke ermöglichen, den Prüfungen der Zeit für viele weitere Generationen zu trotzen. Sie wird den Nutzern ein Erlebnis bieten, das nicht durch wiederkehrende Instandhaltungsarbeiten beeinträchtigt werden wird.

»Bauen bedeutet, mit der Erde zusammenzuarbeiten: Es bedeutet, ein menschliches Zeichen in eine Landschaft zu setzen, die dadurch für immer verändert wird.« Marguerite Yourcenar (1903–1987) in »Ich zähmte die Wölfin. Die Erinnerungen des Kaisers Hadrian«.

Autoren:
Jean-Marc Waeber
Bereichsleiter
Stéphane Cuennet
Fachspezialist Kunstbauten
Bundesamt für Strassen (ASTRA)
Bern, Schweiz

## Bauherr

Bundesamt für Strassen (ASTRA), Bern, Schweiz

## Entwur

NIB-Arbeitsgemeinschaft: IUB Engineering AG, Givisiez, Schweiz Perret-Gentil SA, Lausanne, Schweiz Schopfer & Niggli SA, Lausanne, Schweiz Robert-Grandpierre et Rapp SA, Lausanne, Schweiz Ecoscan SA, Lausanne, Schweiz

Tragwerksplanung
IUB Engineering AG, Givisi

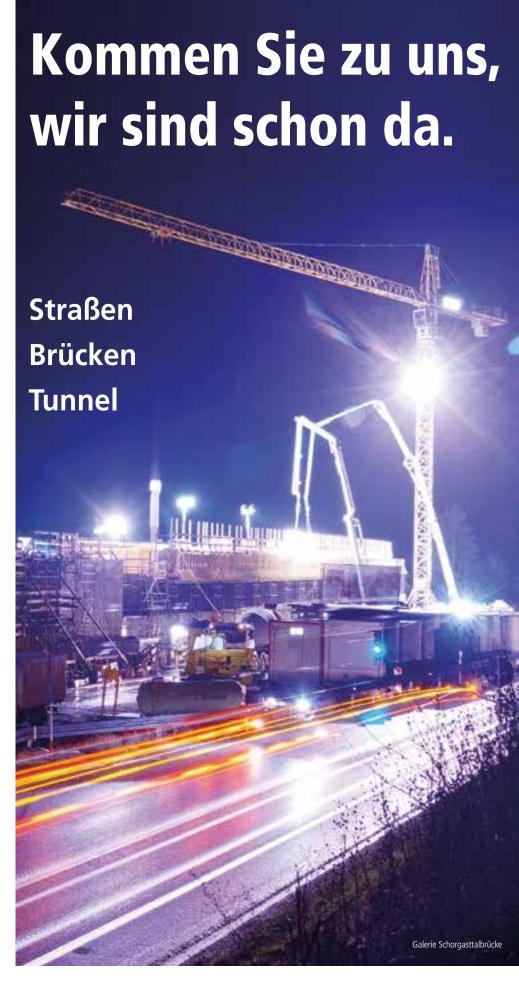
IUB Engineering AG, Givisiez, Schweiz Projektleiter: Claude Chappuis

Prüfingenieur

Blaise Fleury, OPAN Concept SA, Neuchâtel, Schweiz

Bauausführung

Implenia Suisse AG, Opfikon, Schweiz











# Entwurf und Konstruktion Ersatzneubau der Süderelbbrücke in Hamburg

■ ■ von Sebastian Krohn, Frank Lukaschek

Die Region Hamburg ist aufgrund ihrer verkehrsgeografischen Lage und der Bedeutung für die Hafenwirtschaft in besonderem Maße von Verkehrszunahmen betroffen. Ein leistungsfähiges Straßennetz ist unabdingbare Voraussetzung für die Vermeidung von Engpässen und negativen Umweltauswirkungen. Mit dem Ausbau der Bundesautobahn A 1 wird eine Verbesserung des Verkehrsflusses für den kontinentalen Nord-Süd-Verkehr, aber auch für die Erreichbarkeit der Metropolregion Hamburg erzielt. Der Ersatzneubau der bestehenden Süderelbbrücke ist das Herzstück der achtstreifigen Ausbauplanung zwischen der Anschlussstelle Hamburg-Harburg und dem zukünftigen Autobahndreieck Hamburg-Süderelbe. Im Rahmen der Planung des Ersatzneubaus werden unterschiedlichste Randbedingungen, unter anderem die Lage im Sturmflutgebiet der Hamburger Tideelbe und die unmittelbare Nähe zu hochwertigen Naturschutzgebieten, berücksichtigt. Zudem werden äußerst anspruchsvolle Bauverfahren des Spezialtief- und Brückenbaus, wie zum Beispiel tidebeanspruchte Spundwandkästen und rückverankerte Unterwasserbetonsohlen in der Elbe sowie der Längs- und Querverschub des Verbundüberbaus inklusive Stabbogen, vorgesehen. Während der gesamten Bauzeit werden die Einschränkungen des Straßen- und Schiffsverkehrs auf ein Minimum reduziert.

### 1 Einführung

## 1.1 Bestandssituation und Planungsaufgabe

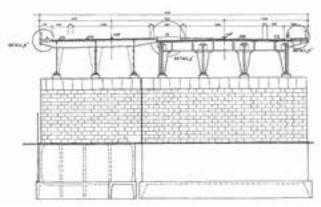
Eine Besonderheit der bestehenden Süderelbbrücke ist, dass sie sich aus zwei Teilbauwerken zusammensetzt, die in unterschiedlichen Jahrzehnten entstanden sind. Die A 1 zwischen Bremen und Hamburg wurde im Jahr 1939 vollständig für den Verkehr freigegeben. Dabei ging auch das 1938 fertiggestellte erste Teilbauwerk der Süderelbbrücke erstmalig mit insgesamt vier Fahrstreifen unter Verkehr. Anfang der 1960er Jahre erfolgten der sechsstreifige Ausbau dieser Strecke und der Lückenschluss zum zugehörigen nördlichen Abschnitt der A 1 zwischen Hamburg und Lübeck. Im Zuge dieser Erweiterung wurde 1965 das zweite Teilbauwerk direkt neben dem ersten errichtet (Bild 1).

Die Unterbauten wurden in den 1960er Jahren direkt neben dem Bestand in gleicher Art und Weise wie schon in den 1930er Jahren gegründet. Für die Widerlager wurde eine Pfahlgründung gewählt. Die Flusspfeiler gründen durchgängig auf Senkkästen aus Stahlbeton. Beide Überbauten sind in Stahlbauweise ausgeführt.

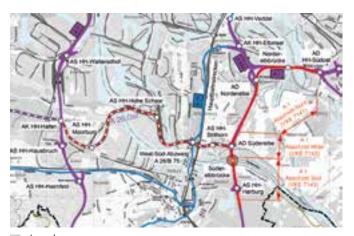
Beide Bauweisen haben aus heutiger Sicht konstruktive Defizite, die vor dem Hintergrund des erheblich gestiegenen Schwerverkehrs verkehrseinschränkende Maßnahmen erforderlich machen. So besteht aktuell ein Lkw-Überholverbot auf dem Bauwerk und die Fahrstreifen wurden so versetzt, dass die Belastung der Hauptträger möglichst reduziert wird.

Derzeit werden auf dem Bestandsbauwerk drei Fahrstreifen je Richtungsfahrbahn (RiFa) sowie ein Geh- und Radweg östlich neben der Fahrbahn geführt. Die vorgenannten Defizite und die aktuellen Verkehrszahlen ≥ 100.000 Kfz/d inklusive eines hohen Schwerverkehrsanteils machen zum einen den Ersatzneubau der Süderelbbrücke erforderlich und zum anderen den achtstreifigen Ausbau der A 1 unumgänglich.

Der Projektauftrag der DEGES sieht den achtstreifigen Ausbau der A 1 vom Autobahndreieck (AD) Hamburg-Südost im Norden bis zur Anschlussstelle (AS) Hamburg-Harburg im Süden über eine Strecke von insgesamt 8,20 km vor (Bild 2). Die Strecke ist in drei Planungsabschnitte unterteilt, wobei die zu ersetzende Süderelbbrücke dem südlichen Abschnitt zuzuordnen ist. Der Nordabschnitt enthält mit dem umzubauenden Autobahndreieck Norderelbe und dem Ersatzneubau der Norderelbbrücke ebenfalls sehr anspruchsvolle Ingenieuraufgaben. Darüber hinaus hält auch der Mittelabschnitt mit dem Anschluss der geplanten A 26 Ost, die mit dem Wilhelmsburgtunnel am geplanten AD Süderelbe auf die A 1 stoßen wird, sowie mit der ca. 1 km langen Lärmschutzgalerie entlang der A 1 hochkarätige Planungsaufgaben bereit.



Westliches Teilbauwerk von 1964 (links) und östliches Teilbauwerk von 1938 (rechts)
 Freie und Hansestadt Hamburg



2 Lageplan © INVER GmbH



3 Vogelperspektive des Bestands aus südöstlicher Richtung
© DEGES GmbH

## 1.2 Randbedingungen für den Ersatzneubau

Verkehrlich wird für die Erweiterung von  $2 \times 3$  auf  $2 \times 4$  Fahrstreifen gemäß RAA mindestens der Regelquerschnitt RQ 43,5 erforderlich. Um der Forderung der Verkehrsbehörde zur Gewährleistung eines zukünftigen 6+0-Verkehrs Rechnung zu tragen, wird ein Sonderquerschnitt SQ 45 im Bereich der Brücke zu Grunde gelegt. Für den Ersatzneubau wird es erforderlich werden, die Bestandswiderlager zu verändern, die wie der Straßendamm in Bauwerksnähe Teil der Hochwasserschutzlinie sind. Der Hochwasserschutz hat in Hamburg seit jeher einen hohen Stellenwert. Insbesondere bei der Sturmflut 1962 war der Stadtteil Wilhelmsburg sehr stark betroffen, was die Sensibilität für die an beiden Ufern der Süderelbe befindlichen Hochwasserschutzdeiche besonders unterstreicht. Angesichts zukünftig zu erwartender Hochwasserereignisse

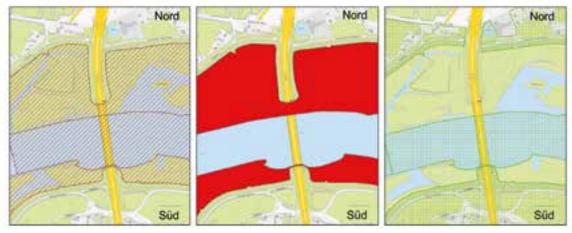
muss die Hochwassersicherheit während der Baumaßnahmen jederzeit gewährleistet sein,



4 Froschperspektive des Bestands aus nordöstlicher Richtung
© DEGES GmbH

- müssen Deiche und Brückenbauwerk im Endzustand so dimensioniert sein, dass auch die prognostizierte Entwicklung von Hochwasserszenarien durch angemessene Zuschläge berücksichtigt wird,
- muss die Süderelbbrücke jederzeit als Evakuierungsweg der Wilhelmsburger Insel für Kfz sowie für Fußgänger und Radfahrer dienen können.

Hieraus sowie aus dem hohen Verkehrsaufkommen auf der A 1 ergibt sich, dass der derzeit vorhandene Straßenquerschnitt während der Baumaßnahme nicht wesentlich eingeschränkt werden darf. Die vorhandenen sechs Fahrstreifen sind bis auf wenige Ausnahmen dauerhaft aufrechtzuerhalten.



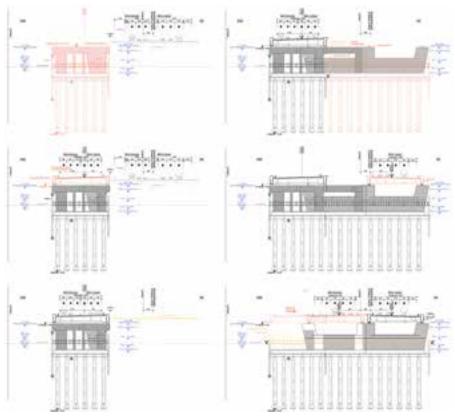
FFH- (internationale Bedeutung), Natur- (nationale Bedeutung) und Landschaftsschutzgebiet (nationale Bedeutung) im Planungsraum (v. l. n. r.)
© Freie und Hansestadt Hamburg

Aufgrund der rechnerisch ermittelten Tragfähigkeitsdefizite wie auch der durch ein Verkehrs- und Bauwerksmonitoring bestätigten hohen Belastungssituation der Brücke sind wesentliche Verschiebungen von Fahrstreifen oder eine dichtere bauzeitliche Verkehrsführung auf dem Bestandsbauwerk auszuschließen. Zudem darf der Schiffsverkehr, der entlang der Süderelbe unterwegs ist, nicht behindert werden. Eine bauzeitliche Einengung der Bundesschifffahrtsstraße auf bis zu 50 m Breite ist bauzeitlich möglich, Sperrungen sind aber zu vermeiden. Alle Uferbereiche sowie die Süderelbe selbst sind in Bauwerksnähe als europäische Schutzgebiete gemäß Flora-Fauna-Habitat-Richtlinie (FFH) der EU definiert. Zusätzlich sind innerhalb dieser FFH-Gebiete sogenannte Lebensraumtypen, Biotope mit besonderem EU-Schutzstatus, ausgewiesen. Entlang der Süderelbe erstrecken sich im Uferbereich wie auch im Gewässer selbst weitere Natur- und Landschaftsschutzgebiete, so dass in der Umgebung des Bauwerks und gewässernah nur sehr begrenzte Flächen für eine Baumaßnahme zur Verfügung stehen (Bild 5).

## 2 Herleitung der Vorzugslösung2.1 Grundriss und Querschnitt

Da der Verkehr auf mindestens drei Fahrstreifen je Fahrtrichtung aufrechterhalten werden muss, wäre eine 6+0-Verkehrsführung erforderlich, um einen der beiden Bestandsüberbauten zurückzubauen. Aufgrund der geringen Gesamtbreite und der bestehenden Tragfähigkeitsdefizite ist selbige auf der Bestandsbrücke jedoch nicht möglich. Daher muss der Verkehr so lange auf dem Bestandsbauwerk laufen, bis das erste Teilbauwerk des Neubaus in Seitenlage errichtet worden ist.

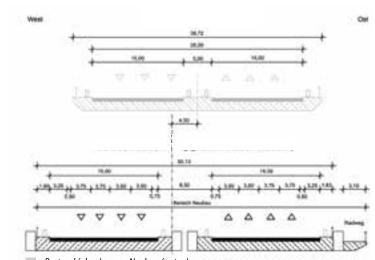
Nach Umlegen des gesamten Verkehrs (6+0) auf den neu errichteten westlichen Überbau kann das Bestandsbauwerk zurückgebaut und das zweite neue Teilbauwerk östlich hergestellt werden. Da ein größerer Achsversatz der BAB-Achse trassierungstechnisch nicht hinnehmbar wäre, erfolgt nach Verkehrsumlegung auf das Teilbauwerk 2 der Querverschub des Teilbauwerks 1 in Richtung Osten (Bild 6).



Bauphasen im Querschnitt
© Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH

Der Bau des ersten Teilbauwerks in Seitenlage auf der Westseite hat gegenüber dem Bau auf der Ostseite mehrere Vorteile:

- Die Eingriffe in Umweltschutzgebiete sind auf der Westseite geringer.
- Die bauzeitliche Verbreiterung der hohen Autobahndämme in Richtung Westen ist als eine einseitige Verbreiterung aufgrund der notwendigen Baugrundverbesserungen vorteilhaft gegenüber einer beidseitigen Verbreiterung.
- Durch die bauzeitliche Verbreiterung in westlicher Richtung wird die Inanspruchnahme der Wohnbebauung auf der Ostseite umgangen.
- Bei den im Verlauf der A 1 folgenden A-Bauwerken kann durch die seitlich verschobene Mittelfuge, die durch die einseitige Verbreiterung entsteht, der Bauablauf für die halbseitigen Ersatzneubauten sowie für die Verkehrsführung während der Bauzeit optimiert werden.



7 Bestand (oben) versus Neubau (unten) © Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH



8 Entwurf in Ansichten und Längsschnitt © Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH

Das Ausschwimmen von Teilen der Bestandsüberbauten in Richtung Osten ist leichter möglich, da westlich bis zur angrenzenden Bahnbrücke kaum geeignete Flächen für das Anlanden und Zerlegen zur Verfügung stehen. Zudem wäre es bei einem neu errichteten Überbau auf der Ostseite kaum möglich, Brückenteile des dann westlich liegenden Bestands in Richtung Osten auszuschwimmen und den Neubau zu unterqueren.

Im Endzustand wird es einen leichten Versatz der BAB-Achse in Richtung Westen geben (Bild 7). Der im unteren Teilbild dargestellte vergrößerte Abstand zwischen beiden Richtungsfahrbahnen von 8,50 m ergibt sich zum einen durch das obenliegende Tragwerk und zum anderen durch einen für die Bauwerksprüfung erforderlichen Mindestabstand zwischen den beiden neuen Überbauten. Daraus folgen eine Aufweitung des Mittelstreifens vor und hinter der Süderelbbrücke und eine Achsverschiebung um 4,50 m nach Westen im Endzustand.

## 2.2 Längsschnitt und Gradiente

Das Bestandsbauwerk ist mit untenliegendem Tragwerk als Deckbrücke ausgebildet und nimmt sich optisch zurück. Da die Bestandsunterbauten, bedingt durch die neue Gesamtbreite und die Herstellung in Seitenlage, nicht weiter genutzt werden können, ist es sinnvoll, die neuen Gründungen versetzt zu den alten zu planen. So werden Ausführungsrisiken durch Hindernisse im Baugrund bestmöglich reduziert.

Um die Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs zu verbessern, wurden die Achsen der Strompfeiler um jeweils 15 m nach außen gesetzt, so dass eine größere Hauptöffnung von 134 m Breite entsteht. Im Bestand steht ein Achsabstand von nur 104 m bei beiden gleich großen Hauptöffnungen zur Verfügung, von denen lediglich die nördliche Öffnung für die Schifffahrt genutzt werden kann. Die Veränderung der Stützweitenverhältnisse im Bereich der Schifffahrtsöffnung bewirkt eine deutliche Betonung des Hauptfelds des neuen Bauwerks und hat entsprechende Auswirkungen auf die Wahl des Tragsystems des Neubaus.

Die neuen Widerlagerachsen lassen sich nur in Richtung Damm zurückversetzen, da ihr Vorziehen in Richtung Wasserstraße einen weiteren Eingriff in bestehende Schutzgebiete und zum Teil in den Fließquerschnitt der Süderelbe bedeutet hätte. Aus den zurückgesetzten Widerlagern und dem vergrößerten Hauptfeld ergaben sich die weiteren Pfeilerstandorte infolge statischer Überlegungen. So entstand ein Fünf-Feld-System für den Neubau, welches das Vier-Feld-System des Bestandsbauwerks zukünftig ablösen wird (Bild 8).

Um dem zukünftigen Sturmflutbemessungswasserstand von +8,17 m NHN zuzüglich eines Zuschlags von 50 cm Rechnung zu tragen, war eine Anhebung der Autobahngradiente bis 2,10 m erforderlich. Im Sturmflutfall liegt die Unterkante des Überbaus teilweise nur knapp oberhalb der Wasserlinie, so dass in Frage kommende Tragwerke in ihrer Ausdehnung nach unten entsprechend limitiert sind.

Das im Vergleich zum Bestand deutlich größere Hauptfeld erfordert eine obenliegende Tragwerkslösung. Mit der Stützweite von 134 m bietet sich ein Stabbogen an, der hier optisch ansprechend und betrieblich vorteilhaft fugenlos mit der sich anschließenden Deckbrücke verbunden wird.

Aufgrund der ausgedehnten und hochwertigen Naturschutzgebiete und der kaum zur Verfügung stehenden Montageflächen in Bauwerksnähe ist für die Fertigung des ersten Überbaus nur ein ufernahes Areal westlich des südlichen Straßendamms vorgesehen. Der dort zusammengebaute Überbau wird inklusive Bogen im Taktschiebeverfahren über die Süderelbe bewegt. Dabei soll im Hauptfeld eine Hilfsstütze im Gewässer zur Reduzierung der Stützweite genutzt werden. Voraussetzung für das Taktschieben ist der gerade Verlauf der Hauptträgeruntergurte. Die überwiegend gerade Trassierung der Brücke im Grundriss und die konstante Untergurtbreite der Hauptträger sind ebenfalls vorteilhaft für den Verschubvorgang. Als Alternative zum Längseinschub wurde das Einschwimmen von Überbauteilen auf Pontons untersucht. Für den Bogen fehlten dafür zwei separate Montageflächen beidseitig des Bestandsbauwerks. Darüber hinaus ist aufgrund der geringen Wassertiefen im Bereich der Randfelder das Einschwimmen nicht überall möglich. Da alle Montageflächen auch bauzeitlich ausreichend vor Hochwasser geschützt werden müssen, bietet der relativ hoch liegende Taktkeller ebenfalls Vorteile. Die Herstellung des zweiten Überbaus erfolgt ebenfalls in einem Taktkeller am selben Ufer, jedoch auf östlicher Seite. Die Straßendämme und die Bestandswiderlager sind aktuell Teil des Hochwasserschutzdeichs. Daraus folgt, dass vor dem Eingriff in Widerlager und Straßendämme eine Begradigung der Hochwasserschutzlinie erfolgen muss. Hierfür ist das Einbringen von Spundwänden in den Autobahndamm als Vorabmaßnahme vorgesehen (Bild 9).



9 Deichkurzschluss (rot) und bestehende Deichlinie (grün) © Freie und Hansestadt Hamburg

## 3 Gestalterische Begleitung

Als Planungsgemeinschaft für den Südabschnitt der A 1 setzte sich eine Ingenieurgemeinschaft aus Schüßler-Plan und den Büros INVER und IBV in einem Vergabeverfahren mit vorgeschaltetem Teilnahmewettbewerb durch. Im gleichen Zeitraum wurde das Architekturbüro gmp beauftragt, für alle drei Planungsabschnitte der A 1 ein Gestaltungskonzept zu erstellen und dies im Zuge der Entwurfsplanung der Bauwerke weiter zu detaillieren. Zur Sicherstellung eines einheitlichen Erscheinungsbilds der A 1 zwischen der AS Hamburg-Harburg und dem AD Hamburg-Südost wurde ein Gestaltungskatalog erarbeitet [4]. Sowohl Bauwerksplaner als auch Architekten kamen im Falle der Süderelbbrücke unabhängig voneinander auf die Stabbogenbrücke als Vorzugslösung für das Hauptfeld und entwickelten diese Idee weiter, bis schließlich ein ingenieurtechnisch und gestalterisch gut durchdachter Bauwerksentwurf vorlag. Inspiriert von den alten Bogenbrücken der Speicherstadt soll der Entwurf einerseits diese bedeutende Querung für den autofahrenden Nutzer erlebbar machen und andererseits ein verkehrsbedeutsames Ingenieurbauwerk in den Naturraum einfügen.

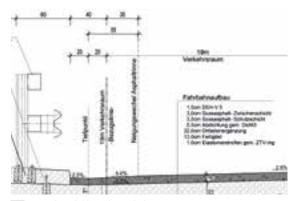
Die Bogenkonstruktion ermöglicht die Spannweite von 134 m über der schiffbaren Süderelbe bei einer deutlichen Vergrößerung des bestehenden Lichtraumprofils. Das Bauwerk geht nahtlos in den bewusst einfach gehaltenen Vorlandbereich und den nicht schiffbaren Flussbereich mit gleichbleibender Durchfahrtshöhe über.

Seine vorrangig helle metallische Beschichtung spiegelt diffus durch die gekanteten Bleche der Hauptträger-Ansichtsflächen facettenartig die Farben des umgebenden Naturraums, des Wassers sowie des Himmels wider. Die vertikalen Flächen der Widerlager erhalten eine hanseatisch geprägte Klinker-Vorsatzschale, die von einem hellen Betonsockel gefasst wird. Der Übergang von Widerlager- zu Flügelwand folgt einem Radius.

Die Gestaltung der Pfeiler sieht zwei Farbgebungen vor: Der obere Teil inklusive der sich herauslösenden Stützen wird mit einem Anthrazitgrau eingefärbt, der untere Teil erhält ein klassisches Betongrau. Im Übergang der unterschiedlichen Farbgebungen wird zur Betonung eine gebrochene Kante angeordnet.



lsometrie des Querschnitts in Bogenmitte
© Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH



11 Detail: Ausbildung der Asphaltrinne © Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH

## 4 Bauwerksentwurf

### 4.1 Überbauten

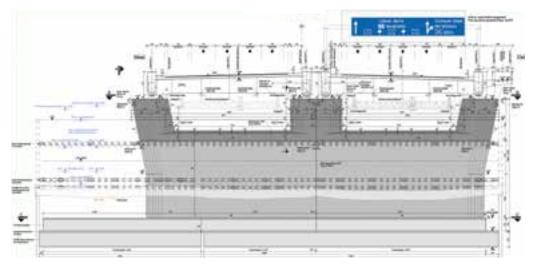
Der Ersatzneubau der Süderelbbrücke wird mit zwei getrennten Überbauten ausgebildet. Der östliche Überbau wird an östlicher Seite durch einen Geh- und Radweg ergänzt. Die Überbauten sind als fünffeldrige Durchlaufträger mit Einzelstützweiten von 47,00 m, 65,50 m, 65,50 m, 134,00 m und 74,00 m konzipiert. Die Gesamtlänge beträgt 386 m zwischen den Endauflagern. Zur Überspannung der Nebenfelder der Schifffahrtsöffnung sind außenliegende Stahlhohlkästen (Hauptträger) und quer zu den Hohlkästen spannende Verbundträger vorgesehen. Im Bereich der Schifffahrtsöffnung werden die stählernen Hohlkästen in Bogen und Versteifungsträger überführt, so dass die Schifffahrtsöffnung mit einer 134 m spannenden Stabbogenkonstruktion überbrückt wird. Die Konstruktionshöhe der Hauptträger beträgt durchgängig 3,70 m, womit eine maximale Schlankheit von l/h = 20 im 74 m spannenden Endfeld erzielt wird. Die Konstruktionshöhe des Bogens beträgt 25,50 m, was einem Verhältnis von Stützweite zu Bogenstich von I/h = 5.3entspricht.

Dem Brückennutzer soll die Wahrnehmung der Elbquerung ermöglicht werden. Aus diesem Grund wird die Konstruktionshöhe der außenliegenden Versteifungsträger auf 3,20 m verringert, während die innenliegenden Versteifungsträger aufgrund der Fahrbahnquerneigung eine Höhe von 3,70 m behalten. Die Höhe des Bogenhohlkastens beträgt im Scheitel 2 m und nimmt kontinuierlich zu den Bogenkämpfern hin bis auf 2,70 m zu.

Im Bereich des Bogenkämpfers erfolgt ein gestalterisch ansprechender und technisch anspruchsvoller Übergang zu den Haupt- bzw. Versteifungsträgern. Die Gesamtbreite des westlichen Überbaus der RiFa Bremen beträgt 26 m. Die seitlich angeordneten Hauptträger weisen eine Breite von je 1,50 m auf, so dass die Stahlverbundquerträger über 23 m spannen.

Die Gesamtbreite des östlichen Überbaus der RiFa Lübeck beträgt 25,65 m. An östlicher Seite wird zusätzlich ein um 1,50 m abgesetzter Geh- und Radweg angeordnet. Für Fußgänger und Radfahrer wird durch die leicht unterhalb des Notgehwegs auf dem Haupttragwerk verlaufende Gradiente ein größerer Abstand gegenüber dem Autobahnverkehr und damit eine höhere Aufenthaltsqualität erzeugt. Der Geh- und Radweg weist eine Nutzbreite von 3 m auf, so dass sich infolgedessen eine zusätzliche Breite von 4,65 m ergibt.

Die zwei durch einen 1,50 m breiten inspektionsfreundlichen Zwischenraum getrennten Überbauten werden in Brückenquerrichtung mit einer durchgängig horizontal verlaufenden Brückenunterkante ausgebildet, die in Längsrichtung der Gradiente der RiFa Bremen folgt. Aufgrund unterschiedlicher Gradienten beider RiFas ergeben sich für die RiFa Lübeck veränderliche Querträgerhöhen. Die Hauptträger sind als stählerne, durchgängig begehbare Hohlkästen mit Querschotten in einem Regelabstand, entsprechend den Querträgerabständen, von 3,13-3,64 m konzipiert. Die Querschotte erhalten Durchstiegsöffnungen mit Mindestabmessungen von 97 cm × 160 cm. Die Stegbleche erhalten zur Gewährleistung der Beulsicherheit Längssteifen, welche bei den äußeren Hauptträgern in Verbindung mit vertikalen Steifen auch zum Lastabtrag eines Schiffsanpralls herangezogen werden. Gemäß dem Gestaltungskonzept [4] erhalten Hauptträger und Bögen eine 3:1 geneigte Fase (Bilder 10 und 11).



12 Konzeption der Pfeiler © Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH

Der Bogen wird ebenfalls als stählerner Hohlkasten konzipiert, abweichend von den Haupt- und Versteifungsträgern aber als dichtgeschweißte Konstruktion mit Montageöffnungen von 60 cm × 80 cm. Der Bogenschub wird durch die Versteifungsträger im Zusammenspiel mit der Stahlbetonverbundfahrbahnplatte aufgenommen. Zum Lasteintrag des Bogenschubs in die Stahlbetonfahrbahnplatte werden im Bereich der Kämpferpunkte horizontal liegende stählerne Fachwerke angeordnet.

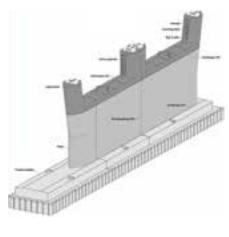
Aufgrund der im Brückenquerschnitt horizontal ausgebildeten Konstruktionsunterkante ergeben sich Querträger mit veränderlicher Höhe. An deren Unterkante werden Aussparungen für die Schienen des Brückenuntersichtgeräts vorgesehen. Die Querträger, ausgenommen in den Achsen 10, 40, 50 und 60, sind als offene I-Träger geplant. Die Flansche der Obergurte dienen als Auflager der Stahlbetonhalbfertigteile. Die Untergurtflansche erhalten geneigte Vogelabweisbleche. Die Betonfahrbahnplatte weist eine Dicke von 35 cm auf und setzt sich aus 13 cm Fertigteil und 22 cm Ortbetonergänzung zusammen.

In den Achsen 10, 40, 50 und 60 werden die Querträger als Hohlkästen ausgebildet. In den Achsen 40 und 50 als bedingt begehbare Hohlkästen konzipiert, dienen diese zur Stabilisierung und Queraussteifung der Bögen. Die Endquerträger in den Achsen 10 und 60 hingegen werden als begehbare Hohlkästen ausgeführt. Zur Durchbiegungsbegrenzung infolge veränderlicher Lasten wird in der Überbauachse jeweils ein drittes Lager angeordnet.

Der am östlichen Überbau befindliche Geh- und Radweg wird mit Kragarmen in Verlängerung jedes dritten Querträgers am östlichen Hauptträger befestigt. Zwischen den Kragarmen spannen Längsträger, welche die stählerne Fahrbahnplatte tragen.

Die gesamte Stahlkonstruktion wird aus Baustahl S 355 J2+N und S 460 NL hergestellt.

Die Entwässerung der Überbauten erfolgt mit Hilfe einer 75 cm breiten Asphaltrinne, deren Längsgefälle der Straßenlängsneigung entspricht. Trassierungsbedingt ergeben sich für beide Überbauten ca. 200 m lange entwässerungsschwache Bereiche mit Längsneigungen < 0,5 %. Zur Optimierung der Rinnenentwässerungsleistung und der Ablaufabstände wird im Bereich der Asphaltrinnen eine Querneigung von 5 % vorgesehen. Zur Vermeidung einer Rinnen- und Ablaufüberfahrung während des bauzeitlichen 6+0-Verkehrs werden die Kappenvorderkanten am tiefliegenden Fahrbahnrand um 40 cm regelwerkskonform zurückgesetzt. Während des Regelbetriebs liegt die Rinne am äußeren Rand des Standstreifens.



## 4.2 Unterbauten

## 4.2.1 Pfeiler

Die Pfeiler, welche durchgängig im Einflussbereich der Süderelbe liegen, werden als wandartige, 4 m dicke, massive Stahlbetonpfeiler ausgebildet.

Zur Sicherstellung der Befahrbarkeit mit einem Brückenuntersichtgerät wird die Wandscheibenoberkante 5,60 m unterhalb der Brückenunterkante angeordnet. Lediglich an den Lagerpunkten der Hauptträger werden Stützen aus der Pfeilerscheibe heraus nach oben geführt. Die Pfeilerenden werden zur Reduzierung des Anströmwiderstands spitz zulaufend ausgeführt und erhalten einen nach innen sowie unten gerichteten Anlauf mit einer Neigung von 5:1.

An der Oberkante weisen die Pfeiler eine Gesamtbreite von ca. 58 m auf. In Pfeilermitte wird eine Bewegungsfuge zur Trennung der RiFas vorgesehen. Die Pfeilerhöhen von Oberkante Fundament bis Pfeilerkopf variieren zwischen 11 m und 19 m.

Die Herstellung der Pfeiler erfolgt in einer trockenen Spundwandbaugrube. Bauablaufbedingt erhalten die Unterbauten auf westlicher Seite eine provisorische Pfeilererweiterung zur Stützung des Überbaus in provisorischer Lage. Nach erfolgtem Querverschub werden diese Provisorien zurückgebaut.

## 4.2.2 Widerlager

Die Widerlager werden als vollständig durch eine Bewegungsfuge getrennte rechtwinklige Kastenwiderlager mit Parallelflügeln ausgebildet. Sie sind begehbar und ermöglichen die Kontrolle der Lager, der Übergangskonstruktionen und Entwässerungseinrichtungen sowie den Zugang zu den Hohlkästen. Der Zugang zu den Wartungsgängen der Widerlager erfolgt luftseitig über jeweils eine hochwassersichere Einstiegstür pro Widerlager. Die Flügel werden als separate, durch eine Bewegungsfuge von der Widerlagerwand getrennte tiefgegründete Stützwandkonstruktionen mit erdseitigen Lisenen ausgeführt.

Die Widerlager des östlichen Teilbauwerks werden um jeweils ein zurückgesetztes Widerlager für den Geh- und Radweg ergänzt, das monolithisch an den jeweiligen östlichen Flügel anschließt und über separate Gründungspfähle verfügt. Die Widerlager erhalten bauablaufbedingt auf westlicher Seite provisorische Erweiterungen, welche nach erfolgtem Querverschub zurückgebaut werden.



3-D-Ansicht vom südlichen Widerlager © Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH

## 4.3 Baugrund und Gründung

Der betrachtete Autobahnabschnitt verläuft in geologischer Hinsicht in der Niederung der Elbmarsch. Die gewachsene Schichtenfolge besteht ab Geländeoberkante aus organischen Weichschichten mittlerer Mächtigkeit. Die Weichschichten werden von Sanden und in größeren Tiefen von Geschiebeböden unterlagert.

Aufgrund des in den 1930er Jahren im Moorsprengverfahren hergestellten Autobahndamms ist eine deutlich gestörte Schichtenfolge zu attestieren. Eine eindeutige Einteilung zwischen natürlich gewachsenen organisch bindigen Böden und organischen Auffüllungen ist nicht möglich. Im Gewässerbett der Süderelbe fehlen die organischen Weichschichten. Hier wurden jeweils durchgängig rollige Böden erkundet, in die lokal wechselhaft bindige Schichten geringer Mächtigkeit (< 1 m) eingelagert sein können. Teilweise werden die rolligen Böden von Geschiebeböden unterlagert.

Aufgrund der unmittelbaren Nähe zur Süderelbe kann erfahrungsgemäß von einem Grundwasserspiegel ausgegangen werden, der dem Tidegeschehen in der Elbe gedämpft und phasenverschoben folgt.

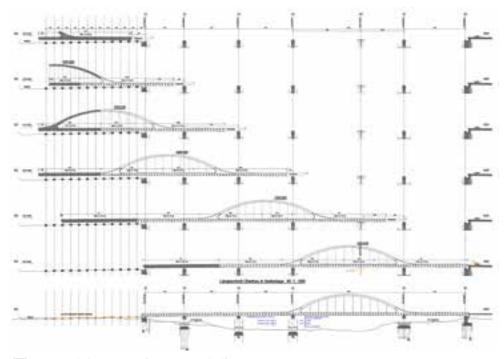
Entsprechend den vorgenannten Gegebenheiten des Baugrunds werden die Widerlager sowie die Pfeiler in den Achsen 20 und 50 mit 1,50 m dicken Großbohrpfählen mit Fußaufweitung tiefgegründet. Entsprechende Pfahlprobebelastungen werden aktuell durchgeführt. Die Pfeiler der Achsen 30 und 40 im Flussbett der Süderelbe werden flachgegründet.

#### 4.4 BIM

Aufgrund der Komplexität der Baumaßnahme fiel bei der Planung der Süderelbbrücke sowohl bei den Verkehrsanlagen als auch bei den Ingenieurbauwerken die Entscheidung für die BIM-Methodik – unter anderem um eine Erhöhung der Planungsgenauigkeit und transparentere Entscheidungsfindungen zu erzielen [3]. Für die unterschiedlichen Gewerke werden einzelne Fachmodelle erstellt und zu einem Koordinationsmodell zusammengeführt.

## 5 Bauablauf inklusive Rückbau

Der Bauablauf gliedert sich im Wesentlichen in vier Bauphasen: In der ersten Bauphase werden die neuen Unterbauten inklusive westlicher provisorischer Erweiterungen erstellt. Zeitgleich erfolgen die Einrichtung des westlichen Taktkellers und die taktweise Herstellung des westlichen Überbaus in provisorischer Lage westlich des Bestandsbauwerks. Während der ersten Bauphase fließt der Verkehr auf dem Bestandsbauwerk weitestgehend uneingeschränkt weiter. Zum Abschluss der ersten Bauphase wird der gesamte Verkehr als 6+0-Führung auf den neuen westlichen Überbau in provisorischer Lage verschwenkt, so dass in der zweiten Bauphase mit dem Rückbau des Bestands begonnen werden kann.



Längseinschub mit ausgesteiften Hängern und Hilfsstütze
© Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH

Für den Rückbau des Bestands wird zuerst das südliche Flussfeld des östlichen Überbaus unter Ausnutzung des Tidenhubs ausgeschwommen sowie danach das nördliche Flussfeld im Bereich der Schifffahrtsöffnung. Die Seitenfelder werden unter Zuhilfenahme lokaler Rüsttürme kleinteilig landseitig zurückgebaut. Anschließend wiederholt sich dieser Ablauf für den westlichen Bestandsüberbau. Nach dem Rückbau der Bestandsüberbauten erfolgt jener der Unterbauten.

Zur Verhinderung eines Sedimenteintrags von Rückbaustoffen in die Süderelbe werden die Unterbauten eingespundet. Leicht zeitversetzt beginnen die Arbeiten der dritten Bauphase.

Während der dritten Bauphase erfolgt die Herstellung der restlichen Unterbauten. Danach wird der neue östliche Überbau taktweise längs eingeschoben. Zum Abschluss der dritten Bauphase wird der gesamte Verkehr (6+0-Verkehrsführung) auf den neuen östlichen Überbau gelegt, so dass in der vierten Bauphase der Quer-

verschub des neuen westlichen Überbaus in seine Endlage vorgenommen werden kann. Nach dem Querverschub wird dann die geplante achtstreifige Verkehrsführung eingerichtet und die provisorischen Unterbauten werden zurückgebaut. Es ist vorgesehen, den Längseinschub mit Hilfe eines Vorbauschnabels auszuführen. Darüber hinaus ist für den Längseinschub die Anordnung eines Hilfspfeilers im Bereich des 134 m spannenden Bogenfelds geplant. Die Hänger des Stabbogens sind für den Verschub auszusteifen.



Visualisierung der neuen Süderelbbrücke
© Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH

#### 6 Ausblick

Die Bearbeitung des Bauwerksentwurfs ist weit vorangeschritten. Parallel erfolgt derzeit die Erstellung der Ausschreibungsunterlagen für den dringend erforderlichen Ersatzneubau. Zeitkritisch ist in erster Linie die Baurechtsschaffung. Im bereits eingeleiteten Planfeststellungsverfahren ist aufgrund der beschriebenen hochwertigen Schutzgebiete und der im Vergleich zum Bestand größeren Überbaubreite mit Einsprüchen zu rechnen. Deshalb wird bestandskräftiges Baurecht für dieses Vorhaben voraussichtlich nicht vor Anfang 2025 erlangt werden können. Der Start des Vergabeverfahrens für die Bauleistung wird zeitlich eng mit dem Erhalt des Baurechts verknüpft sein. Die Leistungen der Bauoberleitung und der Bauüberwachung sind bereits beauftragt. Ziel des gesamten Projektteams ist es, die Voraussetzungen dafür zu schaffen, dass der dringend benötigte Ersatzneubau der Süderelbbrücke so schnell wie möglich realisiert werden kann. Es bleibt zu hoffen, dass das große Engagement und der Ideenreichtum aus der Planungsphase auch durch die Partner der Bauindustrie weitergetragen werden und die Umsetzung dieses anspruchsvollen Bauvorhabens in kurzer Bauzeit gelingen wird.

#### Autoren:

Dr.-Ing. Sebastian Krohn
DEGES Deutsche Einheit
Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH,
Berlin
Dipl.-Ing. Frank Lukaschek
Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH,
Hamburg

#### Literatur

- [1] Seipelt, D.; Neysters, T.; Coors, B.; Grassl, M.: Reparatur der Autobahnbrücke über die Süderelbe nach schwerem Schiffsanprall. Nachrechnung, Planung, Ausführung, Analyse; in: Stahlbau, Jg. 86, Heft 2, 2017, S. 183–190.
- [2] Gebert, G.; Lezius, H.: Erweiterung der Bundesautobahn A 1 in Hamburg. Ganzheitliche Gestaltung einer Verkehrsanlage; in: Brückenbau, 14. Jg., Heft 1/2, 2022, S. 6–13.
- [3] Alkhoury, N.; Fetscher, R.; Schluckebier, N.: Parametrische Modellierung und Anwendung der BIM-Methodik im Großbrückenbau. Digitale Planung der Süderelbbrücke, https://www.ingenieur.de/advertorial/parametrische-modellierung-und-anwendung-der-bim-methodik-im-grossbrueckenbau/.
- [4] Lezius, H.; Altrock, S.: Gestaltungskatalog Autobahn A 1 zwischen AD Hamburg-Südost und AS Hamburg-Harburg. Hrsg. v. gmp Generalplanungsgesellschaft, Hamburg, 2023.

#### Bauherr

DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH, Berlin, im Auftrag der Autobahn GmbH des Bundes, Berlin

**Entwurf und Tragwerksplanung** 

Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH, Hamburg

Gestalterische Begleitung

gmp Architekten von Gerkan, Marg und Partner, Hamburg

Verkehrsanlagenplanung

IBV Ingenieurbüro für Verkehrsanlagen GmbH, Halle an der Saale INVER Ingenieurbüro für Verkehrsanlagen GmbH, Erfurt

Baugrund und Altlasten

IGB Ingenieurgesellschaft mbH, München

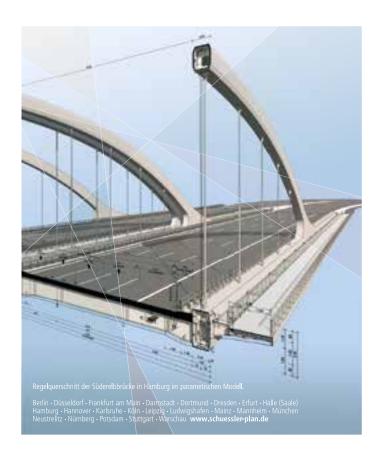
Strömungsgutachten DHI Wasy GmbH, Hamburg

Umweltgutachten

PlanT Planungsgruppe Landschaft und Umwelt, Radebeul

Planung über den Tag hinaus.





# Innovation im Zeichen des Klimawandels und der Kreislaufwirtschaft Die Biokomposit-Brücke im niederländischen Ritsumasyl

■ ■ von Christina Kunkel, Lars Langhorst

Die weltweit erste in das öffentliche Straßennetz integrierte Bioverbundbrücke ersetzt in der niederländischen Provinz Friesland eine außer Betrieb genommene Beton- und Stahlbrücke (Bild 1). Die neue Fahrradbrücke bei Ritsumasyl (Bild 2) wurde Anfang 2020 eingeweiht. Sie ist 66 m lang, 4 m breit und wurde hauptsächlich für Fahrradfahrer, aber auch für gelegentliche Überfahrten von Nutzfahrzeugen gebaut. Sie ist drehbar, um den Schiffsverkehr mit Schiffen von einer Breite bis 17 m auf der kommerziell wichtigen Wasserstraße des Van-Harinxma-Kanals zu ermöglichen. Die Brücke und deren Material werden durchgehend mit Hilfe von hochfrequenten faseroptischen Sensormessungen in verschiedenen Szenarien in der Praxis überwacht. Sie demonstriert die Machbarkeit des Brückenbaus mit Bioverbundmaterial im Sinne der Kreislaufwirtschaft. Und sie bietet durch das umfassende Monitoring die Möglichkeit, das Materialverhalten unter realen Bedingungen hinsichtlich deren Eignung im klimafreundlichen Brückenbau zu untersuchen.

1 Einleitung

Die Biokomposit-Brücke im niederländischen Ritsumasyl ist eine mögliche Antwort auf die 2023 beim Symposium Brückenbau in Leipzig gestellte Frage »Brückenbau im Zeichen des Klimaschutzes: Quo vadis?« [1]: eine Bioverbundbrücke im Zeichen der Kreislaufwirtschaft mit deutlich reduzierter CO<sub>2</sub>-Bilanz im Vergleich zu konventioneller Bauweise und Material. Sie ist eine Fahrradbrücke über den für den gewerblichen Schiffsverkehr wichtigen Van-Harinxma-Kanal, die auch für Nutzfahrzeuge geeignet ist.

Um die Nutzung des Kanals zu gewährleisten, ist ein Brückensegment drehbar. Der Bau der Brücke begann im Jahr 2018, Anfang 2020 wurde sie fertiggestellt. Bioverbundmaterialien im Brückenbau tragen zur Kreislaufwirtschaft bei, indem sie nachhaltige und erneuerbare Ressourcen nutzen. Diese Materialien bestehen aus einer Mischung aus nachwachsenden Rohstoffen wie pflanzlichen Fasern, zum Beispiel Flachs und Hanf, und biobasierten Harzen. Sie reduzieren den CO2-Fußabdruck und ermöglichen die Wiederverwertung, wie zum Beispiel in diesem Fall durch Kompostierung. Durch den Einsatz von Bioverbundwerkstoffen können nachhaltigere Brücken mit reduziertem ökologischem Fußabdruck entstehen. Die Brücke in Ritsumasyl ist die erste Bioverbundbrücke im öffentlichen Stra-Bennetz im Sinne nachhaltiger Infrastruktur und Kreislaufwirtschaft. Gerade beim Einsatz von neuen Materialien trägt digitale Bauwerksüberwachung dazu bei, die Sicherheit, Zuverlässigkeit und Effizienz dieser Bauwerke zu gewährleisten sowie ihre Wartung und Verwaltung zu optimieren. Die Brücke in Ritsumasyl wurde vor, während und nach der Bauzeit mit einer Vielzahl von integrierten Sensoren überwacht. Die Überwachungsdaten sind in Echtzeit öffentlich zugänglich (https://www.biobasedbrugritsumasyl.nl). Durch das Sammeln dieser quantitativ und qualitativ hochwertigen Daten können evidenzbasierte Entscheidungen bezüglich des Bauwerks getroffen werden.



1 Alte Brücke über den Van-Harinxma-Kanal © Provincie Fryslân



2 Biokomposit-Brücke bei Ritsumasyl © Provincie Fryslân

Die beim Monitoring gewonnenen Daten dienen nicht nur der Analyse des neuen Materials im Brückenbau, sondern können über die Lebenszeit der Brücke auch die Veränderung der Klimaeinflüsse, bedingt durch den Klimawandel, dokumentieren und sind eine Grundlage für zukünftige wissenschaftliche und ingenieurtechnische Untersuchungen. Als solche ist diese Brücke nicht nur eine mögliche Antwort auf die Eingangsfrage, wo die Zukunft des Brückenbaus in Zeiten des Klimawandels liegt, sondern wird darüber hinaus mit den erhobenen Daten auch in Zukunft zu den evidenzbasierten Antworten auf diese Frage beitragen.

#### 2 Motivation: Klimawandel, Nachhaltigkeit, Kreislaufwirtschaft

Der Klimawandel stellt eine Herausforderung für die infrastrukturelle Grundlage unserer Gesellschaft und insbesondere für Brücken dar [4] [5] [6]. Zum Beispiel setzen extreme Wetterereignisse wie Starkregen, Stürme und Überflutungen Brückenkonstruktionen einer erhöhten Belastung aus und beschleunigen Verschleiß, Erosion und strukturelle Schäden. 30 verschiedene potentielle klimabasierte Risiken für Brücken wurden bisher in 190 Studien identifiziert. Diese Herausforderungen des Klimawandels erfordern Anpassungsstrategien und verbesserte Konstruktionsmethoden, um die Widerstandsfähigkeit der Brückeninfrastruktur zu erhöhen.

Die Baubranche ist verantwortlich für ca. 40 % der energiebezogenen CO<sub>2</sub>-Emissionen auf der Erde [1] [7]. Die Errichtung und Instandhaltung von Brücken verursachen einen beträchtlichen ökologischen Fußabdruck. Die Materialien, der

Energieverbrauch und die Bauverfahren tragen zur Freisetzung von Treibhausgasen bei und verschärfen somit den Klimawandel. Insbesondere der Einsatz von Beton, Stahl und anderen nicht erneuerbaren Ressourcen für Brückenbauwerke führt zu einer erheblichen CO<sub>2</sub>-Belastung.

In diesem Zusammenhang gewinnt die Kreislaufwirtschaft als zentrale Strategie an Bedeutung und die Niederlande zielen seit 2016 politisch darauf ab, eine vollständige Kreislaufwirtschaft bis 2050 zu etablieren. Durch die Förderung von recyclingfähigen Materialien und den Fokus auf nachhaltige Bauweisen kann die Kreislaufwirtschaft dazu beitragen, den negativen Einfluss des Brückenbaus auf den Klimawandel zu minimieren. Obwohl die vorgesehene Nutzungszeit der neuen Brücke 50 Jahre beträgt, haben Untersuchungen gezeigt, dass die Materialien potentiell über mehr als 100 Jahre verwendet werden können. Zusätzlich zu dieser potentiell längeren Nutzungsdauer soll die neue Brücke am Ende ihrer Lebensdauer als Dünger verwendet werden.

Die Provinz Friesland steht aufgrund ihrer geografischen Lage und Landschaftsstruktur vor besonderen Herausforderungen im Hinblick auf Nachhaltigkeit und Klimawandel. Mit großen Teilen des Landes nahe oder unter dem Meeresspiegel ist die Region besonders anfällig für die Folgen des steigenden Meeresspiegels und der Erwärmung der Erde. Friesland hat in den letzten Jahren verschiedene Initiativen angestoßen und Projekte durchgeführt, um die Nachhaltigkeit zu fördern und den Auswirkungen des Klimawandels entgegenzuwirken.

Die Ritsumasyl-Fahrradbrücke durchlief einen intensiven Entwicklungsprozess im Rahmen des Projekts DRIVE [2] [3], in dem wissenschaftliche Institute, Bildungseinrichtungen und Industriepartner zusammengearbeitet haben. Der Brückenentwurf ging aus einer Machbarkeitsstudie und Erkenntnissen vorheriger Projekte hervor. Es existieren weitere Biokomposit-Brücken in den Niederlanden, die allerdings deutlich geringere Spannweiten aufweisen. Eine davon wurde auf dem Gelände der Internationalen Gartenbauausstellung Floriade in Almere errichtet [8]. Eine zweite befindet sich auf dem Campus der Universität in Eindhoven und überspannt mit 14 m die Dommel [9]. Auch in Deutschland soll in Ulm eine Biokomposit-Brücke für Fußgänger zwischen Lautenberg und der kleinen Blauinsel eröffnet werden [8].

#### 3 Technische Details

#### 3.1 Geometrie und Gliederung

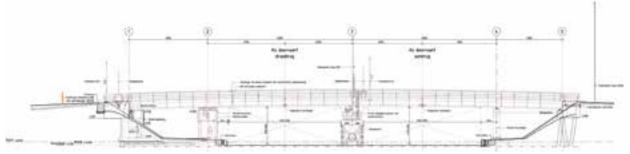
Die Querung in Ritsumasyl ist eine mehrfeldrige bewegliche Brücke (Bilder 3-8), deren Bau im Jahr 2020 abgeschlossen und die im Anschluss für den öffentlichen Verkehr freigegeben wurde. Sie ist 66 m lang und hat eine Breite von 4 m. Sie umfasst zwei kleine Felder von 10 m und 12 m im Vorlandbereich und zwei größere Felder von je 22 m, die über den Kanal spannen. Um das Ziel einer möglichst biobasierten Brücke umzusetzen, wurde die Brücke aus einem speziellen Biokompositmaterial namens »InfraCore Inside« mit 100 % natürlichen Flachsfasern und einem Harz (Bio-Epoxidharz) mit einem möglichst hohen biologischen Anteil errichtet.



3 3-D-Modell der Brücke © DRIVE



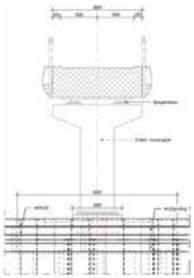
4 Biokomposit-Brücke in Blickrichtung Osten © Provincie Fryslân



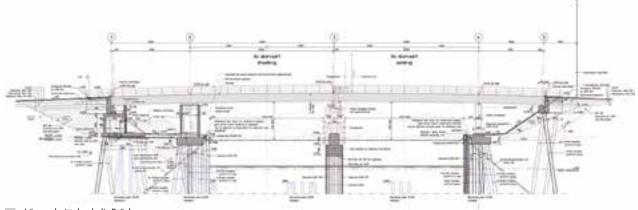
5 Ansicht der Brücke © DRIVE



6 Brückenüberbau in Längsrichtung © Provincie Fryslân



7 Querschnitt des Bauwerks © DRIVE



8 Längsschnitt durch die Brücke © DRIVE

Im Vergleich zur alten Betonbrücke von 400 t ist die Bioverbundbrücke mit nur 30 t ein Leichtgewicht. Die Flachsverstärkungen sind leichte und steife Fasern mit ausgezeichneten Eigenschaften zur Schwingungsdämpfung und über ihren Lebenszyklus CO2-neutral. Darüber hinaus sind sie auch widerstandsfähig gegenüber Witterungseinflüssen. Der Brückenüberbau besteht zu 80 % aus Bioverbundwerkstoff. Das geringere Gewicht des neuen Brückenüberbaus ermöglicht durch die geringeren Eigengewichtslasten erhebliche Einsparungen bei der Brückenunterkonstruktion. Das Brückendeck ist ein Sandwichelement mit einem Kern aus Balsaholz. Der bewegliche Teil der Brücke ist 34 m lang (Spannweiten: 22 m und 12 m) und ihr fester Teil misst 32 m. Die Unterkonstruktion besteht aus Betonwiderlagern, zwei Stahlpfeilern und der Drehvorrichtung mit einem Betonpfeiler.

#### 3.2 Drehvorgang

Damit die Schifffahrt im Kanal die Brücke passieren kann, wurde sie als Drehbrücke ausgeführt. Hierfür wurde eine entsprechende Drehvorrichtung in Achse 2 (Bild 8) installiert. Die Lager auf dem benachbarten Widerlager (Achse 1) und Pfeiler (Achse 3) senken sich vor der Drehung so weit ab, dass die Brückenenden des beweglichen Teils des Überbaus das jeweilige Auflager verlassen. Dann kann der Brückenteil mit den beiden auskragenden Feldern gedreht werden. Schrankenanlagen sorgen dafür, dass keine Verkehrsteilnehmer mehr auf der Brücke sind. Das Drehen der Brücke ist in den Bildern 9-11 zu sehen.

#### 3.3 Untersuchungen und Auswahl des Materials

Fasern und Harze wurden in einer vorhergehenden Studie ausgewählt. Die angewandten Kriterien für die Studie waren, dass zum einen 100 % natürliche Fasern und ein Harz mit einem möglichst hohen biobasierten Gehalt verwendet werden sollten. Zum anderen wurden die mechanischen Leistungen, die Verfügbarkeit, die Kosten und die Eignung für die Verarbeitung im Vakuuminjektionsverfahren betrachtet.

Von den natürlichen Fasern ist die Flachsfaser am besten geeignet. Sie ist vollständig biobasiert, ökologisch verantwortungsvoll zu produzieren und hat die besten mechanischen Eigenschaften der natürlichen Fasern. Gleichzeitig ist sie gut verfügbar bei angemessenen Kosten und eignet sich gut für eine Vakuuminjektion.



9 Brücke im geöffneten Zustand © Provincie Fryslân



Brücke beim Drehvorgang
© Provincie Fryslân



11 Geschlossene Biokomposit-Brücke in Blickrichtung Osten © Provincie Fryslân

Neben natürlichen Fasern stellt die Biomidfaser - eine hochkristalline Cellulosefaser, hergestellt aus Holzsägemehl – eine hochwertige, jedoch teure, begrenzt verfügbare und für das Fertigungsverfahren nur bedingt geeignete Alternative dar. Die Harze sind im Allgemeinen nicht vollständig biologischen Ursprungs. Für die vorangegangenen Tests wurden Polyester und Epoxide ausgewählt, da sie einen hohen biologischen Gehalt aufweisen und mit einer Vakuuminjektion verarbeitbar sind. Es wurden ausgewählte Epoxidund Polyesterharze betrachtet. Der biologische Inhalt dieser Harze sank noch etwas durch die Zugabe des Härters, der nicht biobasiert ist.

Um die Eignung der biobasierten Verbundmaterialien für die Herstellung der Brücke zu bewerten, wurden verschiedene Untersuchungen vorgenommen. Es wurden mit den Materialien Zug-, Druck- und Schubtests durchgeführt, um die Grundlagen für eine konstruktive Berechnung nach Eurocode zu erhalten. Dies umfasste nicht nur Kurzzeit-Ultimate-Load-Tests, sondern auch Alterungs-, Ermüdungs- und Kriechtests. Die detaillierten Ergebnisse sind unter [3] zu finden.



12 Unterkonstruktionen: Betonwiderlager und Stahlpfeiler © Provincie Fryslân



Herstellung des Brückenquerschnitts © Provincie Fryslân



**14** Transport eines Überbausegments © Provincie Fryslân



15 Einhub der südlichen Überbauhälfte © Provincie Fryslân

#### 3.4 Bauteilversuche

Das Verhalten des Brückenüberbaus wurde an der Technischen Universität Delft im Maßstab von ca. 1:3 physikalisch in Bauteilversuchen modelliert und untersucht. Der Prüfkörper wurde mit derselben Technik, denselben Materialien und demselben Schutzanstrich wie die Originalbrücke hergestellt. Er war 12 m lang und hatte unsymmetrische Spannweiten von 8 m und 4 m, entsprechend der Originalmaße von 34 m Länge, bestehend aus unsymmetrischen Spannweiten von 22 m und 12 m.

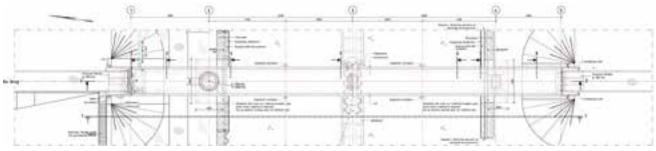
Verschiedene Eigenschaften des Prüfkörpers wurden getestet, eine ausführliche Beschreibung ist in [2] zu finden. In den Versuchen wurde keine bemerkbare Steifigkeitsabnahme aufgrund von insgesamt 1.150.000 simulierten Öffnungs- und Schließzyklen einschließlich der Annahme erhöhter Temperaturen festgestellt.

Die Ermüdungstests am Brückensegment zeigten, dass während 500.000 Zyklen die Gesamtzunahme der Reaktionskräfte beim Schließvorgang und die freien Durchbiegungen beim Öffnungsvorgang aufgrund des Einflusses der Ermüdung



Luftansicht der fertiggestellten südlichen Brückenhälfte
© Provincie Fryslân

weniger als 10 % betrugen. Die Gesamtkriechverformung lag bei ca. 10 mm und 2,70 mm auf der langen bzw. kurzen Seite. Der Feuchtigkeitsbelastungstest zeigte keine Veränderung in der Steifigkeit des Prüfkörpers. Der Prüfkörper verhält sich im Bereich bis 84 kN, was der äquivalenten ULS-Last im mittleren Querschnitt entspricht, linear elastisch. Die lokale Radlast von 17 kN, die auf eine 300 mm × 300 mm Lasche aufgebracht wurde, zeigte keine Anzeichen von Schäden. Abschließend wurden weder eine signifikante Zunahme der freien Durchbiegungen noch der Stützreaktionen bei 350.000 Ermüdungszyklen mit erhöhten Temperaturen beobachtet.



17 Grundriss der Brücke
© DRIVE

#### 3.5 Montage und Transport

Die Unterkonstruktion wurde vor Ort in Beton- und Stahlbauweise errichtet. Auf Bild 12 sind die Widerlager und Stützpfeiler der Brücke während der Bauphase zu sehen. Die Brückenelemente des Überbaus wurden im Werk gefertigt (Bild 13). Der Überbau wurde mittels Schwerlasttransporten (Bild 14) an die Baustelle gefahren und dort mit einem Mobilkran eingehoben (Bild 15). Eine Brückenhälfte umfasst jeweils zwei Felder. In der Luftansicht (Bild 16) ist der feste Teil des Brückenüberbaus bereits vorhanden, während der drehbare noch fehlt, so dass der Pfeiler, auf dem die Drehvorrichtung eingebaut wird, gut zu erkennen ist.

# 4 Überwachung der Ritsumasyl-Brücke4.1 Vorzüge von Messungen

Vor, während und nach der Konstruktion kann die Überwachung eines Bauwerks und dessen Umwelt entscheidend sein, um katastrophale Unfälle und Schäden zu verhindern. Eine Überwachung kann zum Beispiel von der Messung von Schallund Vibrationspegeln bis hin zur Messung von Rissen und deren Fortschritt reichen sowie geodätische Messungen umfassen, die zeigen, ob das Bauwerk starke Setzungen erfährt. Die Überwachung trägt im Allgemeinen dazu bei, die Sicherheit, Zuverlässigkeit und Effizienz der Brücke sicherzustellen, und sie dient auch dazu, die Wartung zu optimieren. Im Fall des umfassenden Monitorings der Brücke in Ritsumasyl werden zudem wertvolle Daten zu den neuen biobasierten Materialien und deren Eignung im Brückenbau sowie zur Änderung der klimatischen Beanspruchung der Brücke im Lauf der Jahre gesammelt.

#### 4.2 Das Echtzeit-Überwachungssystem

Das Überwachungssystem sammelt kontinuierlich Daten aus verschiedenen Quellen, um den Zustand des Materials genau darzustellen. Die Hauptdatenquelle für den Brückenüberbau sind mehr als 200 Glasfasersensoren, die Messungen bis 100 Hz durchführen können. Zusätzliche Daten stammen von mechanischen Installationscontrollern, Brückennutzungsstatistiken und Verkehrszählungen mit Hilfe einer Verkehrskamera (Bild 18). Eine Wetterstation wurde installiert, um vergleichende Daten zwischen der Leistung der Brücke und externen Bedingungen wie Windgeschwindigkeit, Windrichtung, Temperatur, Luftdruck, UV-Messungen, Luftfeuchtigkeit und Niederschlag bereitzustellen. Die Daten werden in Echtzeit von der Sweco Monitoring Platform (SMP) verarbeitet und über eine Website (https://www.biobasedbrugritsumasyl.nl) sowie eine sichere Web-API zugänglich gemacht.

Die Sweco Monitoring Platform ist eine flexible und leistungsstarke Lösung zur Bauwerksüberwachung. Sie kann prinzipiell mit allen Sensortypen verbunden werden und verarbeitet Datenquellen mit großem Umfang und hoher Frequenz durch horizontales Skalieren, das heißt durch Hinzufügen weiterer Rechenkapazität. Die intelligente (machine learning) Ebene des Überwachungssystems wandelt gesammelte Daten in handlungsorientierte Erkenntnisse und Wissen um. Dies umfasst die Verknüpfung, Reinigung und Analyse von Daten mit Hilfe mathematischer Modelle (Büro Witteveen+Bos), die Einblicke in den Materialzustand und über die Materialeigenschaften liefern. Das System kann zwischen kontinuierlichen Echtzeitanalysen und periodischen Analysen, wie zum Beispiel Kriech- und Ermüdungsberechnungen, unterscheiden. Es umfasst auch Ausreißererkennung und Fehlerbehandlung.

Die Glasfaser-Überwachungssensoren wurden bereits im Werk bei der Fertigung des Brückenüberbaus installiert. Die optischen Glassfasersensoren wurden an ausgewählten Punkten auf dem Brückenüberbau angebracht, an denen Verformungen gemessen werden, ohne anfällig für Schäden durch vorbeifahrenden Verkehr oder Ähnliches zu sein. Da die optischen Glasfasern und diese Sensortechnologie im Allgemeinen relativ robust sind, bestand das höchste Risiko für die Sensorfasern während des Einbaus.

#### 4.3 Ergebnisse und Nutzen

Die Glasfasersensoren waren bereits während der Fertigungsphase funktionsfähig und zudem ausreichend genau, um Daten über das Aushärten des biobasierten Verbundmaterials der Brücke bereitzustellen. Dies validierte nicht nur das Überwachungssystem vor der Montage des Überbaus über dem Kanal, sondern es wurden auch entscheidende Daten zum Verhalten dieses relativ neuen Materials beim Einbau in eine Konstruktion dieser Größe gesammelt.

Durch die Überwachungsdaten und deren Analyse können evidenzbasierte Entscheidungen bezüglich des Bauwerks getroffen werden. Die Überwachung ermöglicht eine präventive Instandhaltung, die die Lebensdauer der Brücke verlängert und die Kosten für Reparaturen und Wartung reduziert. So wurde zum Beispiel der Mechanismus zum Öffnen und Schließen der Brücke dahingehend angepasst, dass die beiden Auflager nicht gleichzeitig abgesenkt werden, sondern nacheinander. Dadurch ließen sich die gemessenen Spannungen im Überbau reduzieren.

Die gesammelten Daten stehen für vergleichende Analysen zur Verfügung. Dies ermöglicht Forschungen zum Verhalten des biobasierten Verbundmaterials unter Belastungen durch normalen Fahrradverkehr und ungewöhnliche Verkehrslasten wie gelegentliche Nutzfahrzeugüberfahrten, zum Beispiel durch Traktoren und Wartungsfahrzeuge. Darüber hinaus können langfristige Auswirkungen auf die Brücke verfolgt werden, wie beispielsweise durch das Wetter, das Öffnen und Schließen der Brücke oder durch andere Belastungen. Die kumulativ über die Lebensdauer der Brücke hinweg gesammelten Daten zum Verhalten der Brücke, zu den Belastungen, den sie ausgesetzt ist, und zur Umwelt, bieten eine datenbasierte Grundlage zur Analyse der Eignung der neuen biobasierten Materialien für zukünftige Konstruktionen. Auf der Basis dieser großen Datenmenge wird ein umfangreiches Wissen über das Material gesammelt, das sich bei der Gestaltung ähnlicher Projekte in der Zukunft nutzen lässt. Darüber hinaus wird hierdurch auch die zeitliche Änderung der klimatisch bedingten Belastungen und Risiken dokumentiert.



18 Erfassung der Verkehrsteilnehmer © Provincie Fryslân

#### 5 Zusammenfassung und Ausblick Als erste biobasierte Brücke im öffentli-

chen Straßennetz demonstriert die Querung bei Ritsumasyl nicht nur die zukünftige Machbarkeit von biobasiertem Brückenbau, sondern auch, dass selbiger heute schon realisierbar ist.
Die 66 m lange Fahrradbrücke ist mit 4 m Breite auch für gelegentliche Fahrzeugüberfahrten geeignet. Sie zeigt Lösungswege zum nachhaltigen Brückenbau mit natürlichen Rohstoffen in einer Kreislaufwirtschaft auf und weist den Weg zu einem klimafreundlichen Brückenbau.
Sie ist ein Beispiel dafür, wie der Einsatz von klimaschädlichen und nicht regene-

rativen gängigen Baumaterialien wie

Stahl und Beton reduziert und durch klimafreundliche, möglichst klimaneutrale Baustoffe ersetzt werden kann. Die Brücke wird in Echtzeit überwacht, um das Verhalten des neuen Materials sowie dessen Eignung für den Brückenbau zu analysieren. Gleichzeitig werden dadurch die durch den Klimawandel bedingte Änderung der Belastung für die Brücke durch Wettereinflüsse und weitere Klimarisiken dokumentiert. Die Überwachung bietet direkte Vorteile im Sinne der Kreislaufwirtschaft wie eine verlängerte Lebensdauer bei optimierter Wartung. Darüber hinaus schafft diese Brücke zusammen mit den durch das Monitoring gewonnenen Daten eine Grundlage für zukünftige wissenschaftliche Untersuchungen des neuen Materials im Brückenbau und zur Beantwortung der Frage, wie der Brückenbau in Zukunft nachhaltiger und klimafreundlicher werden kann.

#### 6 Danksagung

Die Autoren bedanken sich bei den vielen Partnern des DRIVE-Projekts.
Neben Sweco waren Strukton Civiel,
Com&Sens, SPIE, Delft Infra Composites,
Witteveen+Bos, Antea und Forschungsinstitute wie die Technische Universität
Delft, die Universitäten Osnabrück und
Leuven sowie GreenPAC Projektpartner.

Autoren:
Dr.-Ing. Christina Kunkel
Sweco GmbH,
Frankfurt am Main
Lars Langhorst
Sweco Netherlands,
HM De Bilt Niederlande



Optionales Schlussbild: Ansicht des Widerlagers Nord
 Provincie Fryslân

#### Literatur

- Kleiser, M.: Brückenbau im Zeichen des Klima schutzes: Quo vadis? Herausforderung, Verantwortung und Chancen; in: Brückenbau, 15. Jg., Heft 1/2, 2023, S. 6–11.
- [2] Pavlovic, M.: Structural Level Tests on Bio-Based FRP Bridge in Ritsumasyl, Leuwarden. TU Delft, Juli 2019, https://www.drive.frl.
- [3] Souren, W.: Bio-Based Brug Ritsumasyl. Materialen, Productieproces, Testen. Rapport 2016036-171107-1141, Lightweight Structures B.V., 20.11.2017, https://www.drive.frl.
- [4] Nasr, A.; Björnsson, I.; Honfi, D.; Larsson, O.; Ivanov, I.; Johansson, J.; Kjellström, E.: A Review of the Potential Impacts of Climate Change on the Safety and Performance of Bridges; in: Sustainable and Resilient Infrastructure, 6:3–4, 2019, 5. 192–212, DOI: 10.1080/23789689.2019.1593003.
- [5] Nasr, A.; Kjellström, E.; Björnsson, I.; Honfi, D.; Ivanov, O.L.; Johansson, J.: Bridges in a Changing Climate: A Study of the Potential Impacts of Climate Change on Bridges and Their Possible Adaptations; in: Structure and Infrastructure Engineering, 16:4, 2020, S. 738–749, DOI: 10.1080/15732479.2019.1670215.

- [6] Mishra, V.; Sadhu, A.: Towards the Effect of Climate Change in Structural Loads of Urban Infrastructure; in: A Review, Sustainable Cities and Society, 89, 2023, 104352, https://doi.org/10.1016/j.scs. 2022.104352.
- [7] Collings, D.: The Carbon Footprint of Bridges; in: Structural Engineering International, 32:4, 2022, S. 501–506, DOI: 10.1080/10168664.2021.1917326.
- [8] Smart Circular Bridge for a Circular Built Environment. European Union Interreg North-West Europe Programme, https://www.nweurope.eu/ smartcircularbridge.
- [9] Smits, J.: Fiber-Reinforced Polymer Bridge Design in the Netherlands. Architectural Challenges toward Innovative, Sustainable, and Durable Bridges; in: Engineering, 2:4, 2016, https://doi.org/10.1016/J.ENG.2016.04.004.

#### Bauherr

Province of Friesland, Leeuwarden, Niederlande

#### Entwurf

Quist Wintermans Architects BV, Rotterdam, Niederlande

#### Tragwerksplanung

Infra Composites BV, Breukelen, Niederlande Antea Group, Heerenveen, Niederlande Witteveen+Boos, Antwerpen, Belgien

#### Monitoring

 ${\bf Sweco\ Netherlands, HM\ De\ Bilt, Niederlande}$ 

#### Prüfingenieur

Paul Honing, Breukelen, Niederlande

#### Bauausführung

Infra Composites BV, Breukelen, Niederlande Spie, Breda, Niederlande (Maschinenbau) Strukton, Utrecht, Niederlande (Massivbau) Com & Sens, Eke, Belgien (Sensoren)

# BESTE HALTUNG BEI SCHWEREN LASTEN. Schmidbauer ist Ihr souveräner Partner für Schwerlast in allen Dimensionen. Profitieren Sie von unserer jahrzehntelangen Kompetenz und Expertise, die die Kraft zur Lösung garantiert. Wir freuen uns auf Ihre Anfrage! T +49 89 898676-0 info@schmidbauer-gruppe.de www.schmidbauer-gruppe.de Schmidbauer Schmidbauer

# Laserscan und Nachweisführung: ein Erfahrungsbericht Beulverhalten einer älteren Stahlverbundbrücke

■ ■ von Timm Wetzel, Eduardo Charters Morais

Auf Bundesfernstraßen waren im Jahr 2022 mehr als 300 Stahl-bzw. Stahlverbundbrücken hinsichtlich ihrer Beulsicherheit zu bewerten. Bei der geforderten Auswertung von gemessenen Blechverformungen sowie bei der Beulsicherheitsberechnung selbst kommt der gewählten Methodik eine entscheidende Rolle zu - wenn es darum geht, einen nachhaltigen Umgang mit dem Bauwerksbestand zu finden. Insbesondere komplexe Ingenieurberechnungen können hier einen Beitrag leisten. Sei es, um Wege aufzuzeigen, die ein rechnerisches Beuldefizit entschärfen können, oder auch, um den notwendigen Umfang von Verstärkungsmaßnahmen im Sinne einer nachhaltigen Erhaltungsstrategie zu reduzieren. Die Zielsetzung des vorliegenden Beitrags besteht darin, Erfahrungen sowohl bei der Verformungsauswertung am Bauwerk als auch bei der Beulsicherheitsberechnung zu teilen.

# 1 Einführung und Hintergrund1.1 Einführung

Das Straßennetz steht vor großen Herausforderungen: Die Bausubstanz altert und das Budget für Instandsetzungs- und Erhaltungsmaßnahmen wird auch in Zukunft begrenzt sein [1]. Hinzu kommen steigende Verkehrslasten, Auswirkungen des Klimawandels und neue Qualitätsanforderungen hinsichtlich Nachhaltigkeit. Dabei gilt ein gut ausgebautes und jederzeit funktionsfähiges Straßennetz in den Industrieländern als eine der wesentlichen Voraussetzungen für die Entwicklung der Wirtschaft und damit auch für die Aufrechterhaltung der Wettbewerbsfähigkeit im internationalen Vergleich [2].

Um eine hohe Verfügbarkeit der Verkehrsinfrastruktur zu gewährleisten, ist gemäß RPE-ING [3] eine nachhaltige und systematische Erhaltung der Verkehrswege von entscheidender Bedeutung. Grundlegende Voraussetzung aber ist, dass Bauwerke gemäß § 4 FStrG allen Anforderungen der Sicherheit und Ordnung genügen. Daraus ergibt sich als grundsätzliches Erhaltungsziel, einen Bauwerkszustand zu gewährleisten, der die gestellten Anforderungen an die Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit mit ausreichender Zuverlässigkeit erfüllt und somit dem regelmäßigen Verkehrsbedürfnis genügt. Derzeit ist das Erhaltungsmanagement in erster Linie schadensbasiert und reaktiv. Schäden werden bei turnusmäßigen Bauwerksprüfungen erst entdeckt, wenn sie offensichtlich sind. Gleichermaßen kann die Ableitung von Maßnahmen aus den Ergebnissen einer Nachrechnung per se nur reaktiv geschehen. Wenn die Ergebnisse rechnerische Tragfähigkeitsdefizite aufweisen, ist der Handlungsdruck insbesondere vor dem Hintergrund von § 4 FStrG hoch.

Sofortmaßnahmen wie beispielsweise verkehrliche Kompensationen verursachen einen mehr oder weniger großen volkswirtschaftlichen Schaden, der durch den Verkehrsteilnehmer getragen werden muss. Diese Tatsache an sich, gepaart mit dem Druck der Öffentlichkeit sowie der Wirtschaft (Stichwort Schwertransport), führen dazu, dass Verstärkungsmaßnahmen oder Ersatzneubauten innerhalb kürzester Zeit baulich realisiert werden müssen. Aber auch die Planung von Erhaltungsmaßnahmen ist zum Zeitpunkt der Nachrechnung oftmals noch nicht weit fortgeschritten oder auch noch gar nicht angestoßen, da im Nachrechnungsprogramm, das sich maßgeblich aus dem Traglastindex ergibt, Bauwerke auch deutlich vor Ablauf der theoretischen Nutzungsdauer nach ABBV [4] zu priorisieren sind. Dies gilt insbesondere für Stahl- und Stahlverbundbrücken, die vor der Einführung der DASt-Richtlinie 012 »Beulsicherheitsnachweise für Platten« [5] im Jahr 1978 errichtet wurden und damit die Anforderungen an die Beulsicherheit in der Regel nicht vollumfänglich erfüllen können. Allein auf Bundesfernstraßen waren im Jahr 2022 mehr als

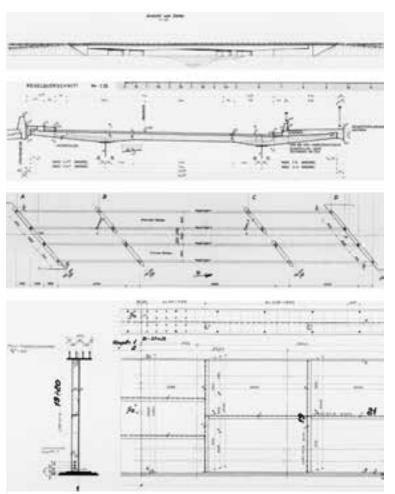
300 Stahl- bzw. Stahlverbundbrücken prioritär hinsichtlich ihrer Beulsicherheit zu bewerten [6]. Hinzu kommen die identifizierten Bauwerke auf Landes-, Kreisund Gemeindestraßen.

In diesem Zusammenhang ist es für die geforderte nachhaltige und systematische Erhaltung des Brückenbestands von entscheidender Bedeutung, das im Bauwerk vorhandene Sicherheitsniveau möglichst realitätsnah einschätzen zu können. Daraus folgt, dass der Methodik bei der Auswertung von gemessenen Verformungen und besonders bei der Beulsicherheitsberechnung eine wesentliche Rolle zukommt. Um Traglastreserven im Sinne eines nachhaltigen Umgangs mit dem Bauwerksbestand in Ansatz bringen zu können, ist Fingerspitzengefühl gefordert und komplexe Ingenieurberechnungen vermögen hier einen maßgeblichen Beitrag zu leisten.

Die Zielsetzung des vorliegenden Beitrags besteht darin, Erfahrungen sowohl bei der Verformungsauswertung als auch bei der Beulsicherheitsberechnung zu teilen. Sei es, um Wege aufzuzeigen, die ein Beuldefizit rechnerisch eliminieren können, oder auch, um den Umfang von Verstärkungsmaßnahmen im Sinne einer nachhaltigen Erhaltungsstrategie zu reduzieren. Die im Beitrag dargestellten Erfahrungen sind aktuell und beziehen sich auf eine hessische Brücke des Bundesfernstraßennetzes.

#### 1.2 Veranlassung

Brückenbauwerke, die vor der Einführung von [5] im Jahr 1978 errichtet wurden, erfüllen in der Regel die heutigen Anforderungen an die Beulsicherheit nicht vollumfänglich. Nach [6] ergeben sich aus heutiger Sicht Defizite bei den Beulnachweisen der Stege und auch der Längssteifen zur Aussteifung von Stegen und gedrückten Untergurten von Kastenträgern. Hinzu kommt, dass für die Stege und insbesondere für die gedrückten Untergurte von Kastenträgern seinerzeit kein Nachweis gegen knickstabähnliches Verhalten der Längssteifen gefordert wurde. Darüber hinaus fehlen bei Brücken aus dieser Zeit Vergleichsspanungsnachweise und Nachweise zur Berücksichtigung von Temperaturunterschieden.







**2** 3 Fotoaufnahmen des Bauwerks von Oktober 2023 © Hessen Mobil

1 Bauwerkspläne © Hessen Mobil

Vor allem bei den Stegen von ausgesteiften Vollwandträgern liegt bei der Berücksichtigung von Temperaturunterschieden oftmals ein sehr hohes Vergleichsspannungsniveau vor, was das Problem einer unzureichenden Beulsicherheit verstärkt. Dies gilt insbesondere für die seinerzeit üblichen schlanken Querschnitte, welche in vielen Fällen der Querschnittsklasse 4 zuzuordnen sind. Bei solchen Querschnitten tritt örtliches Beulen bereits vor Erreichen der Streckgrenze in einem oder mehreren Teilen des Querschnitts auf. Vor diesem Hintergrund ist davon auszugehen, dass größere Stahl- und Stahlverbundbrücken, die vor 1980 gebaut wurden, das systemische Problem einer zu geringen Beulsicherheit aufweisen können. Die Länder und die Autobahn GmbH des Bundes wurden 2022 aufgefordert, bei älteren Stahl- und Stahlverbundbrücken mit Baujahr vor 1980 Blechverformungen messtechnisch aufzunehmen, ingenieurmäßig auszuwerten und Rückschlüsse auf etwaige Tragfähigkeitseinbußen in Bezug auf das Beulverhalten zu

ziehen. Im neusten Obmannschreiben zum Beulverhalten [7] sind letztlich vier Schritte für die Untersuchung der Beulsicherheit definiert:

- 1) Eingrenzung des Untersuchungsgegenstands auf druckbeanspruchte Stegbereiche von längsausgesteiften Durchlaufträgern in Stahl- und Stahlverbundbauweise, im Druckbereich liegende Bodenbleche von Kastenträgern und überwiegend durch Druckkräfte beanspruchte Bauteile mit kastenförmigen Querschnitten (Bögen von Stabbögen, Pylone älterer Seilbrücken)
- Aufmaß von Imperfektionen in rechnerisch hoch ausgenutzten Beulfeldern für Brückentypen gemäß 1)
- Auswertung der Aufmaße im Abgleich mit den zulässigen Grenzwerten für die Herstelltoleranzen
- Nachweis für längsausgesteifte Beulfelder in den Fällen, bei denen die Bedingungen nach 3) nicht eingehalten sind

#### 2 Beispielbauwerk

#### 2.1 Bauwerksbeschreibung

Bei dem hier exemplarisch betrachteten Bauwerk handelt es sich um eine Dreifeldbrücke in Stahlverbundbauweise (Bild 1). Wegen des Baujahrs 1971 und den damit erwarteten Defiziten der Beulsicherheit wurde es mit dem Anhang zu [6] als potenziell beulgefährdet gelistet und damit die Notwendigkeit weiterführender Beuluntersuchungen definiert.

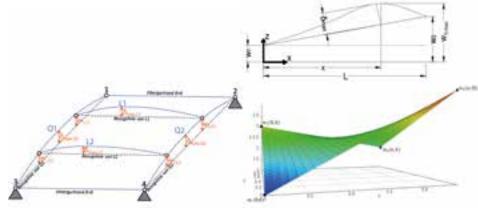
Die Brücke besteht aus zwei Teilbauwerken mit jeweils drei Feldern bei Stützweiten von ca. 34 m, 62 m und 34 m. Jedes Teilbauwerk besteht aus jeweils zwei quer- sowie längsausgesteiften Vollwandträgern und einer quervorgespannten Betonplatte im Verbund. Die Längs- und Quersteifen (130 mm × 65 mm × 8 mm) weisen mit Baustahl S 235 eine geringere Streckgrenze auf als das Stegblech mit S 355.

Im Winter 2023/24 zeigt sich das Bauwerk in einem guten und ordnungsgemäßen Zustand mit einer Zustandsnote des Überbaus von 1,7 (Bild 2, 3). Es sind keine nennenswerten Korrosionserscheinungen vorhanden und es wurden auch keine Anrisse in den Schweißnähten festgestellt. Dies gilt insbesondere für die hoch auf Schub beanspruchten Beulfelder in den Diagonalecken zwischen den Gurten und den Quersteifen sowie in den Ecken zwischen den Längs- und den Quersteifen.

#### 2.2 Auswertung des Aufmaßes

Die Auswertung des Laserscans muss prinzipiell zum gleichen Ergebnis führen wie die Messung mit einer Richtlatte. Um die Verformungen der Struktur aus der Blechebene heraus mit den auf den Herstelltoleranzen basierenden Grenzwerten vergleichen zu können, war zunächst eine geeignete Aufbereitung der Messergebnisse zu entwickeln. Denn explizite Handlungsanweisungen zur Auswertung liegen bisher nicht vor. Das Messergebnis eines Laserscans besteht im Grunde genommen nur aus einer Punktwolke. Dabei beschreibt jeder Punkt die geometrische Position auf der Blechoberfläche (hier: Steg des Trägers) im dreidimensionalen Raum. Mit entsprechenden Geometriebearbeitungsprogrammen lässt sich der Abstand der Punktwolke zu einer Bezugsfläche grafisch, beispielsweise durch Isoflächen, veranschaulichen, exemplarisch dargestellt in Bild 8. Da davon auszugehen ist, dass die Gurte eines Trägers als starres Auflager für das Stegblech fungieren, kann eine erste einfache Bezugsfläche durch die Schnittkurven vom Stegblech mit den Gurtblechen definiert werden. Die Verbindung der oberen mit der unteren Schnittkurve zur Erzeugung der Bezugsfläche wird dabei als linear angenommen.

Der Abstand zwischen Punktwolke und Bezugsfläche entspricht jedoch noch nicht derjenigen Verformung, die den auf Herstelltoleranzen basierenden Grenzwerten gegenüberzustellen ist. Die wahre Bezugsgerade (für Steifen) bzw. die wahre Bezugsfläche (für Einzelbeulfelder) muss definitionsgemäß durch die Richtlatte bzw. die durch Verschieben der Richtlatte aufgespannte Fläche beschrieben werden. Zur Beurteilung der Längssteifenverformung wird deshalb die lineare Verbindung der Steifenenden als Bezugsgerade herangezogen. Die wahre Bezugsfläche für ein Einzelbeulfeld entspricht einem hyperbolischen Paraboloid als Interpolationsfläche von vier Punkten, den vier Eckpunkten des Beulfelds (Bild 4). Entlang der beiden Grundachsen ist die Steigung des hyperbolischen Paraboloids jeweils linear und entspricht damit im achsparallelen Schnitt dem linearen Verlauf einer Richtlatte. Die tatsächliche Abweichung von der Solllage kann für jeden Punkt als Abstandsdifferenz berechnet werden. Diese ergibt sich durch punktbezogene Subtraktion des Abstands der Bezugsflächen (wahre Bezugsfläche zur einfachen Bezugsfläche) von dem Abstand des Punkts zur einfachen Bezugsflächen (Verbindung der Gurtmitten).



4 Idealisierte Beulendrahtkontur (links) und Bezugsfunktionen (rechts)
© Hessen Mobil

Gleichung 1 
$$\delta_{max}(\overline{X}) = |w_{0,max} - z(\overline{X})|$$

Gleichung 2 
$$z(x) = w_1 + \frac{w_2 - w_1}{l} \times x$$
, mit  $0 \le x \le l$ 

$$\text{Gleichung 3} \quad z(x,y) = w_1 \times \left(1 - \frac{x}{a}\right) \times \left(1 - \frac{y}{b}\right) + w_2 \times \frac{x}{a} \times \left(1 - \frac{y}{b}\right) + w_1 \times \left(1 - \frac{x}{a}\right) \times \frac{y}{b} + w_4 \times \frac{x}{a} \times \frac{y}{b}$$

Gleichung 4 
$$\delta_{\lim} = 1.15 \times \min \left\{ \frac{a}{250}; \frac{b}{125} \right\}$$

Gleichung 5 
$$\delta_{lim} = 1.10 \times \frac{a}{400}$$

Das Vorgehen soll im Folgenden mit Hilfe der Prinzipskizzen nach Bild 4 genauer erläutert werden. Hier ist die erste einfache Bezugsfläche durch die Schnittkurven vom Stegblech mit den Gurtblechen definiert, siehe »Obergurtrand« und »Untergurtrand«. Der Abstand eines Messpunkts zur ersten einfachen Bezugsfläche ist ganz allgemein mit wi definiert. Die Abweichung der Quersteifen aus der Solllage  $\delta_{max,Q1}$  und  $\delta_{max,Q2}$  ergibt sich direkt aus dem Abstand zur ersten einfachen Bezugsfläche und entspricht wi an der entsprechenden Stelle. Der verformte Verlauf der Quersteifen bestimmt über die Anschlusspunkte w<sub>i,L1</sub> und w<sub>i,L2</sub> die Bezugsgeraden der Längssteifen - siehe rechts oben in Bild 4 - sowie die Bezugsflächen der Einzelbeulfelder, rechts unten in Bild 4 erkennbar.

Gleichung 1 beschreibt allgemeingültig  $\delta_{max}(\overline{X})$  als Vergleichswert der Verformung, welcher sich durch die punktbezogene Subtraktion des Abstands der Bezugsflächen z(X) (wahre Bezugsfunktionen zur ersten einfachen Bezugsfläche) von dem Abstand des Punkts zur ersten einfachen Bezugsfläche  $w_{0,max}$  (Verbindung der Gurtmitten) ergibt. Dabei entspricht  $(\overline{X})$  den Koordinaten x und y der betrachteten Stelle. Mit der Nomenklatur der Prinzipskizzen in Bild 4 ergeben sich die Bezugsgeraden der Längssteifen z(x) nach Gleichung 2 bzw. die Bezugsflächen der Einzelbeulfelder als hyperbolisches Paraboloid nach Gleichung 3.

Die maximalen Verformungen  $\delta_{max}$  sind dann mit den Herstellungstoleranzen der DIN EN 1090-2 [8] Tabelle B.4, Zeilen 3 und 5 für Einzelbeulfelder plus 15 % und Tabelle B.7, Zeile 3 für Längs- und Quersteifen plus 10 % entsprechend den Gleichungen 4 und 5 abzugleichen.

2.3 Nachweis der Beulsicherheit von in Längsrichtung ausgesteiften Beulfeldern unter Berücksichtigung von gemessenen Beulverformungen

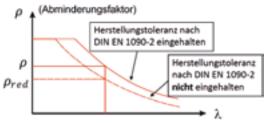
Wenn die Herstelltoleranzen in druckspannungsbeanspruchten Bauteilen überschritten sind, liegen Rahmenbedingungen außerhalb der Anwendungsgrenzen für den normativ geregelten Beulnachweis nach [9] vor. Der schlankheitsabhängige Abminderungsfaktor für den Nachweis der Beulsicherheit ist in diesen Fällen zu modifizieren (Bild 5). »Die ermittelten Beulverformungen senkrecht zur Blechebene sind unter Berücksichtigung der zulässigen Grenzwerte für die Herstelltoleranzen nach [8] zu bewerten und hinsichtlich ihrer statischen Auswirkungen zu beurteilen. Eine genauere Untersuchung im Rahmen einer objektbezogenen Schadensanalyse (OSA) wird erforderlich, wenn

a) im Rahmen einer üblichen Nachrechnung der Brücken nach Nachrechnungsrichtlinie die Beulsicherheit um 15 % oder mehr überschritten ist oder bei den Messungen Beulverformungen festgestellt werden, die bei Längsund Quersteifen die grundlegenden Toleranzen nach [8], Tabelle B7 um mehr als 10 % übersteigen,

- b) bei unausgesteiften Einzelblechfeldern die grundlegenden Werte nach [8], Tabelle B4, Zeilen 3 und 4 um mehr als 15 % übersteigen,
- bei Beulfeldern die Längs- und Quersteifen aus der Materialgüte S 235 und die Stegbleche bzw. die Untergurtbleche aus S 355 bestehen.

Wenn die Bedingungen nach Abschnitt 3 nicht eingehalten sind, sollte eine ausreichende Tragfähigkeit der beulgefährdeten Teil- und Gesamtfelder in einem zweistufigen Verfahren nachgewiesen werden

In Stufe 1 darf ein vereinfachtes Nachweisverfahren angewendet werden, bei dem der Einfluss der vergrößerten Verformungen auf die Beulsicherheit mit Hilfe eines modifizierten Abminderungsbeiwerts für die Abminderungsfaktoren ρ<sub>c</sub> und x<sub>c</sub> nach DIN EN 1993-1-5 [9] berücksichtigt wird. Nach der Berechnung der modifizierten Abminderungsbeiwerte können dann die normativen Verfahren nach [9] (Verfahren der wirksamen Breiten oder Verfahren der reduzierten Spannungen) angewendet werden. In Stufe 2 kann der Tragsicherheitsnachweis unter Beachtung der nachfolgend genannten Ergänzungen mit Hilfe einer geometrisch und physikalisch nichtlinearen Berechnung geführt werden. Für diese Nachweisführung ist die Zustimmung des Baulastträgers erforderlich. Nachweisverfahren der Stufe 1: Die am höchsten beanspruchte Längssteife und die Längssteife mit der größten Imperfektion werden als Knickstab mit dem effektiven Querschnitt nach [9] betrachtet. Die gemessene Imperfektion unter den ständigen Einwirkungen wird unter Berücksichtigung der Einflüsse aus der Theorie II. Ordnung in eine spannungslose Vorverformung  $e_{oB,geom}$  rückgerechnet. Dieser Verformungsanteil stellt die geometrische Vorverformung dar. Diese wird um den strukturellen Anteil vergrößert und es wird die Traglast des Knickstabs unter dieser vergrößerten geometrischen Ersatzimperfektion berechnet. Der Quotient aus dem charakteristischen Wert der reduzierten aufnehmbaren Normalkraft  $N_{Rk,B,St}$  der Steife, unter Berücksichtigung der gemessenen Bauteilverformungen und des charakteristischen Werts der normativen Traglast N<sub>Rk,o,St</sub> der Steife, ist der zusätzlich zu berücksichtigende Abminderungsbeiwert beim Beulnachweis nach [9]. Bei Beulfeldern mit unterschiedlichen Materialgüten der Bleche und Steifen werden die modifizierten Abminderungsbeiwerte zusätzlich unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Streckgrenzen der Steifen und Bleche ermittelt.



5 Abminderungsfaktoren für Beulnachweise nach Stufe 1
© Aus [7]

Nachweisverfahren der Stufe 2: Für die kritischen Beulfelder ist die Tragsicherheit mit Hilfe einer geometrisch und physikalisch nichtlinearen Berechnung des Beulfelds nach [9], Anhang C zu führen. Die Rückrechnung der am Bauwerk gemessenen Verformungen auf die spannungslose Werkstattform muss mit dem gewählten Finite-Elemente-(FE-) Modell erfolgen. Hierzu ist zunächst die Amplitude der spannungslosen Werkstattform zu schätzen und anschließend mit Hilfe des FE-Modells die Auslenkung der maßgebenden Steife unter dem bei der Messung am Bauwerk vorhandenen Beanspruchungsniveau zu ermitteln. Stimmt die Schätzung der Amplitude mit dem Messwert ausreichend genau überein, so darf der geschätzte Wert als spannungslose Werkstattform zugrunde gelegt werden. Andernfalls ist die Berechnung solange zu wiederholen, bis eine ausreichende Übereinstimmung zwischen Messung und der am FE-Modell berechneten Verformung vorhanden ist. Bei der Berechnung sind die strukturellen Imperfektionen in Abhängigkeit vom

Steifentyp durch realistische Eigenspannungsverteilungen infolge des Walzens und Schweißens zu berücksichtigen. In den Blechen vorhandene Eigenspannungen aus geschweißten Längsstößen sind ebenfalls zu berücksichtigen. Die geometrischen Ersatzimperfektionen sind in Abhängigkeit von den gemessenen Beulverformungen in Anlehnung an das Verfahren der Stufe 1 zu vergrößern« (Zitat aus [7]).

Die Vorverformung der spannungslosen Werkstattform  $e_{0B,geom}$  kann mit Gleichung 6 aus der gemessenen Verformung  $w_B$  rückgerechnet werden.

Die Ersatzimperfektion e<sub>0B</sub> für die Berechnung der Beultragfähigkeit nach Theorie II. Ordnung ergibt sich nach Gleichung 7.

Die normative Ersatzimperfektion  $e_{o,norm}$  nach DIN EN 1993-1-1, 5.3.2 (11) ist nach [10] gemäß Gleichung 8 festgelegt. In Bild 6 ist das Vorgehen schematisch dargestellt. F beschreibt darin die Kraftgröße und  $\delta_{max}$  die Verformung.  $F_{Gk}$  entspricht dem Beanspruchungsniveau bei ständigen Lasten und  $F_{Ed}$  dem Bemessungswert der Beanspruchung.

$$\text{Gleichung 6} \quad e_{0B,geom} = w_B \bigg( 1 - \frac{N_{GR,st}}{N_{cr,st}} \bigg)$$

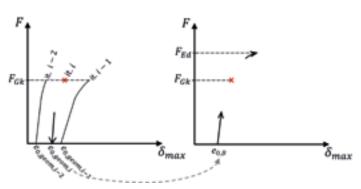
wobei  $N_{Gk,st}$  die einwirkende Drucknormalkraft unter ständigen Lasten in der Steife und  $N_{crst}$  die Verzweigungslast darstellen.

Gleichung 7 
$$e_{dB} = e_{dB,geom} + e_{strukt}$$

wobei  $e_{strukt} = k \times e_{o,norm}$  mit k gleich 0,5 für offene und 0,4 für geschlossene Steifen gilt.

Gleichung 8 
$$e_{0,norm} = \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) \times \frac{M_{Rk,St}}{N_{Rk,St}}$$

wobei  $\overline{\lambda}$  die bezogene Schlankheit,  $N_{Rk,St}$  die elastische Normalkrafttragfähigkeit und  $M_{Rk,St}$  die elastische Momententragfähigkeit des effektiven Steifenquerschnitts beschreiben.



6 Rückrechnung der geometrischen Imperfektion der spannungslosen Werkstattform (links) und Beanspruchungs-Verformungsdiagramm für Ersatzimperfektion e<sub>0B</sub> (rechts) © Hessen Mobil

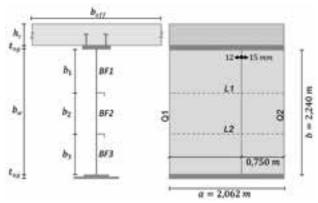
#### 3 Beulfeldbetrachtungen im konkreten Fall

#### 3.1 Geometrie des Beulfelds

Als konkretes Beispiel wurde Beulfeld 40 von Hauptträger 4 ausgewählt, da hier durch den Laserscan nennenswerte Verformungen senkrecht zur Blechebene festgestellt wurden. Zudem liegt zusätzlich zur moderaten Biegebeanspruchung eine relativ große Schubbeanspruchung vor. Das Beulfeld 40 befindet sich im Innenfeld ungefähr 8 m entfernt von der Pfeilerachse. Zudem ist hier die Stegblechdicke von 15 mm auf 12 mm abgestuft. Die Beulfeldbreite a = 2,06 m wird durch die Quersteifen Q 1 und Q 2 definiert (Bild 7). Der Steg mit einer Höhe b = 2,24 m ist durch die beiden Steifen L 1 und L 2 längs ausgesteift. Die Längssteifen L 1 und L 2 (130 mm  $\times$  65 mm  $\times$ 8 mm) teilen das Gesamtbeulfeld in drei Einzelbeulfelder BF 1, BF 2 und BF 3 mit den Breiten  $b_1 = 0.780 \text{ m}, b_2 = 0.750 \text{ m}$ und  $b_3 = 0.710$  m. Der Obergurt besteht aus zwei Blechen mit 500 × 25 mm<sup>2</sup> und der Untergurt aus Blechen mit 440 × 30 mm<sup>2</sup> und  $800 \times 30$  mm<sup>2</sup>.

#### 3.2 Auswertung des Aufmaßes

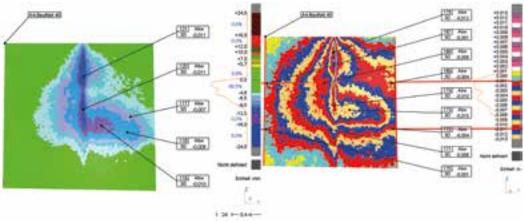
Die erste Farbskala (Bild 8, links) ermöglicht eine schnelle Überprüfung der Abweichungen zur ersten einfachen Bezugsfläche, die durch die Schnittkurven vom Stegblech mit den Gurtblechen definiert ist. Damit ist ein erster Abgleich mit den



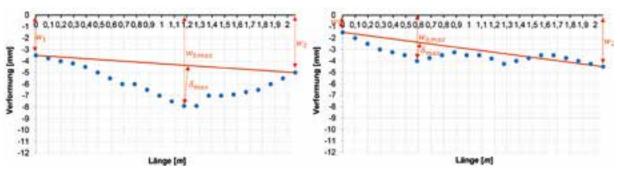
7 Geometrieübersicht: Beulfeld 40 von Hauptträger 4 © Hessen Mobil

Herstelltoleranzen auf der sicheren Seite liegend möglich. Würde der Abstand der Punktwolke zur Bezugsfläche die kleinste Herstelltoleranz für die Einzelfelder sowie das ausgesteifte Beulfeld nicht überschreiten, wäre die Darstellung vollständig grün. Im vorliegenden Fall ist eine genauere Auswertung mit den wahren Bezugsfunktionen erforderlich. Hierzu wurde eine zweite Darstellung mit kleinerer Abstufung der Isoflächen verwendet (Bild 8, rechts). In beiden Darstellungen wird der Stegdickensprung durch die vertikale Ausrichtung der Isoflächen an der entsprechenden Stelle deutlich. Es zeigt sich auch, dass die Stelle des Stegdickensprungs um einige Zentimeter von der Angabe im Stahlbauplan abweicht.

Der Bereich mit 15 mm Dicke ist bei der gebauten Struktur im Vergleich zur Planung etwas ausgeprägter. In Bild 9 ist die Verformungsauswertung für die beiden Längssteifen dargestellt. Die Bezugsgeraden der Längssteifen werden durch die verformten Anschlussstellen an die Quersteifen definiert und sind hier in Rot gekennzeichnet. Eine Auswertung mit den Gleichungen 1 und 2 ergibt  $\delta_{L1,max}$  = 6,70 mm und  $\delta_{L2,max}$  = 2,50 mm. Die Verformung von Steife L 1 würde damit oberhalb der zulässigen Grenzverformung nach Gleichung (5) mit  $\delta_{lim}$  = 5,70 mm liegen. Wenn der Blechdickensprung von 12 mm auf 15 mm mit 1,50 mm herausgerechnet wird, ist der Grenzwert eingehalten.



8 Darstellung der gemessenen Verformungen von Beulfeld 40 mit Farbskalen 1 und 2 © Hessen Mobil



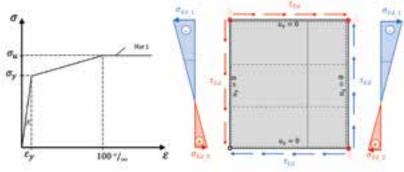
9 Darstellung der gemessenen Verformungen auf L\u00e4ngssteifen 1 (links) und 2 (rechts) mit entsprechenden Bezugslinien © Hessen Mobil

Die maximalen Verformungen der Einzelbeulfelder wurden mit den Gleichungen 1 und 3 berechnet. Es ergeben sich folgende Maximalverformungen:  $\delta_{Bf1,max} = 5,90 \text{ mm}, \, \delta_{Bf2,max} = 7,70 \text{ mm}$ und  $\delta_{Bf3,max}$  = 4,50 mm. Die Abweichung aus der Solllage von Einzelbeulfeld 2 überschreitet den Grenzwert  $\delta_{lim} = 1.15 \times b_2/125 = 6.90$  mm. Der Nachweis des Einzelbeulfeldes mit einer Überschreitung der Herstelltoleranz ist aber nicht explizit geregelt. Es bleibt in diesem Fall die Möglichkeit einer Berechnung nach Stufe 2, welche als allgemeingültig für ein ausgesteiftes Beulfeld betrachtet werden kann. Die Untersuchung nach Stufe 2 wird hier am Beispiel des Beulfelds 40 wegen der Überschreitung des Grenzwerts und der unterschiedlichen Streckgrenzen zwischen Steg (S 355) und Steifen (S 235) dargestellt.

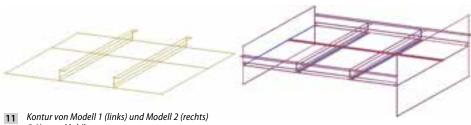
#### 3.3 Modellierung

Für die Modellierung der Beulfelder wurde die FE-Software von Sofistik verwendet. Es wurden zwei verschiedene Modelle erstellt. Bei Modell 1 sind die Stegränder gelenkig gelagert, wohingegen bei Modell 2 die Gurtbleche und Quersteifen mitberücksichtigt sind (Bild 11). Durch den Vergleich der beiden Modelle sollen Traglastgewinne durch Einspanneffekte des Stegblechs sowie durch Spannungsumlagerungsmöglichkeiten jeweils in die Gurtbleche betrachtet werden. Die Berechnung erfolgt geometrisch und physikalisch nichtlinear. Mit Modell 3 sollen Traglastgewinne durch eine zusätzliche Steife (Verstärkung) mit einem Profil UEB-140 ausgewertet werden.

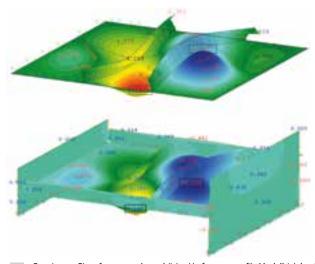
Die einfache Beanspruchung aus Eigengewicht wurde auf der 15 mm dicken Stegseite mit  $\sigma_{Ed,1} = 65,00 \text{ N/mm}^2$ ,  $\sigma_{Ed,2} = -49,70 \text{ N/mm}^2 \text{ und einer Schub-}$ spannung von  $\tau_{Ed} = 90 \text{ N/mm}^2$  an den Beulfeldrändern berücksichtigt (Bild 10). Bei Modell 2 wurden zusätzlich die Gurte mit  $\sigma_{Ed,o} = 67,00 \text{ N/mm}^2 \text{ und}$  $\sigma_{Ed.u} = -51,60 \text{ N/mm}^2$  beansprucht. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurde entsprechend mit  $\sigma_{Ed,1} = 114 \text{ N/mm}^2$ ,  $\sigma_{Ed,2} = -87,00 \text{ N/mm}^2, \, \tau_{Ed} = 158 \text{ N/mm}^2,$  $\sigma_{Ed,o}$  =117 N/mm<sup>2</sup> und  $\sigma_{Ed,u}$  = -90,40 N/mm<sup>2</sup> gerechnet. Die Beanspruchungen auf der anderen Stegseite wurden über die Blechdicke umgerechnet.



Materialgesetz (links) und Strukturmodell (rechts) © Hessen Mobil



© Hessen Mobil



12 Dominante Eigenformen und zugehörige Verformungen für Modell 1 (oben) und Modell 2 (unten) © Hessen Mobil

#### 3.4 Ergebnisse

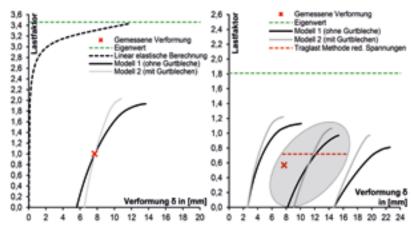
Zuerst wurde eine Untersuchung der Beuleigenwerte durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen sich für die Modelle 1 und 2 qualitativ ähnlich, jedoch quantitativ unterschiedlich (Bild 12). Auffällig ist, dass der Maximalwert der Verformung bei Modell 2, ähnlich wie bei den gemessenen Verformungen, in Einzelbeulfeld 2 und nicht in Einzelbeulfeld 3 auftritt. Dies ist durch die vorhandenen Einspanneffekte des Stegs bzw. des Einzelbeulfelds 3 in die Gurtbleche begründet. Zunächst wurde die Amplitude der spannungslosen Werkstattform geschätzt und anschließend mit Hilfe des Finite-Elemente-(FE-)Modells die Auslenkung unter dem bei der Messung am Bauwerk vorhandenen Beanspruchungsniveau ermittelt. Dieser Vorgang wurde wiederholt,

bis eine ausreichende Übereinstimmung zwischen Messung und der am FE-Modell berechneten Verformung vorhanden war. Letztlich wurden die geometrischen Imperfektionen  $e_{0,qeom} = 5,60 \text{ mm und}$ 6,50 mm entsprechend für die Modelle 1 und 2 bestimmt.

Zur Berücksichtigung der Eigenspannungen wurden  $e_{strukt} = 2,60 \text{ mm hinzuad}$ diert, so dass sich Ersatzimperfektionen in Höhe von  $e_{0B} = 8,20 \text{ mm}$  und 9,10 mmüber der Längssteife ergeben. Da im Rahmen der FE-Berechnung eine Ersatzimperfektion affin zur ersten Eigenform und im vorliegenden Fall damit leicht abweichend von der gemessenen Verformungsfigur angesetzt wurde, ist davon auszugehen, dass die Berechnung eher konservative Traglasten liefert.

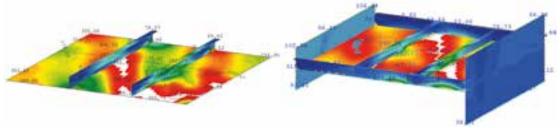
In Bild 13 rechts sind Last-Verformungskurven dargestellt. Hierin ist der Lastfaktor - 1,0 entspricht dem Beanspruchungsniveau im Grenzzustand der Tragfähigkeit – über der maximalen Verformung der Struktur aufgetragen. Zusätzlich wurde das Maß der angesetzten Ersatzimperfektion variiert, um Auswirkungen auf die Traglast sowohl qualitativ als auch quantitativ bewerten zu können (siehe Kurven außerhalb der Ellipse in Bild 13). In Bild 14 sind die Vergleichsspannungen der Modelle 1 und 2 dargestellt. Hier wird deutlich sichtbar, dass die Fließzonen – vergleiche die weißen und roten Bereiche – bei beiden Modellen in diagonaler Richtung, entsprechend der resultierenden Schubkräfte, ausgerichtet sind. Bei der Untersuchung war einerseits der Traglastunterschied für die Stufen 1 und 2 von Interesse. Andererseits sollte der Einfluss verschiedener Verstärkungsvarianten auf die Traglast untersucht werden. Hierzu wurden vier verschiedene Verstärkungsvarianten betrachtet:

- Längssteife im Einzelbeulfeld 3 im Abstand b<sub>3</sub>/3 von Steife L 2
- Quersteife bei x = I/2
- Längssteife in den Einzelbeulfeldern 2 und 3 im Abstand ±b<sub>3</sub>/3 von Steife L 2
- Diagonalsteife entlang einer gedachten Druckstrebe im Beulfeld

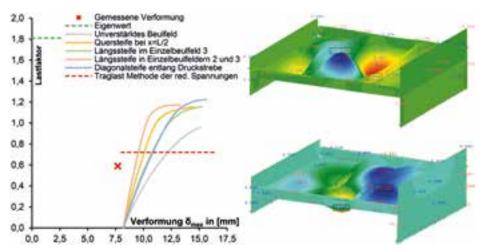


13 Last-Verformungskurven unter Eigengewicht (links) und im Grenzzustand der Tragfähigkeit (rechts) jeweils mit Lastfaktor 1,0
© Hessen Mobil

Die entsprechenden Last-Verformungskurven für die Verstärkungsvarianten sind in Bild 15 (links) dargestellt. Zusätzlich sollte ein Beulfeld sowohl mit großen Biegespannungen als auch mit Schubspannungen untersucht werden. Obwohl die Herstelltoleranzen an dieser Stelle nicht überschritten waren, wurde für eine exemplarische Untersuchung Beulfeld 46 von Hauptträger 4, das erste Beulfeld im Randträger an der Pfeilerachse, ausgewählt. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurde mit  $\sigma_{Ed,1}=234$  N/mm²,  $\sigma_{Ed,2}=-311,0$  N/mm²,  $\tau_{Ed}=190$  N/mm²,  $\sigma_{Ed,o}=259$  N/mm² und  $\sigma_{Ed,u}=-332$  N/mm² gerechnet. Als Ersatzimperfektion wurde  $e_{0B}=8,20$  mm an der Längssteife verwendet. Dieser Wert entspricht einer Verformung des ausgesteiften Beulfelds in Höhe von  $b_W/400$ , vergrößert um  $e_{strukt}=2,60$  mm. Die Modellierung erfolgte grundsätzlich unter Berücksichtigung der Gurtbleche und Quersteifen.



14 Vergleichsspannungen im Traglastzustand für Modell 1 (links) und Modell 2 (rechts)
© Hessen Mobil



15 Last-Verformungskurven für Grundvariante und Verstärkungsvarianten (links) sowie dominante Eigenformen für Grundvariante und Verstärkung im Vergleich (rechts) © Hessen Mobil

#### 4 Ergebnisanalyse

Es zeigt sich in den Berechnungsergebnissen, dass deutliche Traglastreserven bestehen, wenn die Berechnung nach Stufe 2 unter Berücksichtigung der geometrischen und physikalischen Nichtlinearitäten mit finiten Elementen erfolgt. Bei Beulfeld 40 ergeben sich für Modell 1 (ohne Modellierung der Gurtbleche) um 36 % größere Traglastfaktoren, für Modell 2 (mit Modellierung der Gurtbleche) sogar um bis zu 50 % größere Traglastfaktoren. Ein Teil der Traglastgewinne (ca. 5-10 %) resultiert aber aus dem dickeren Stegblech (15 mm), welches über ca. 1/3 des Beulfelds in Längsrichtung vorhanden ist.

Die Lastverformungskurven zeigen außerdem deutlich größere Steifigkeiten für Modell 2, was auf Einspannungseffekte des Stegblechs sowie Umlagerungsmöglichkeiten in die Gurte zurückzuführen ist. Ein Nebeneffekt der größeren Steifigkeiten ist, dass die aus dem Messwert des Laserscans rückgerechnete Vorverformung der spannungslosen Werkstattform für Modell 2 größer ist als für Modell 1.

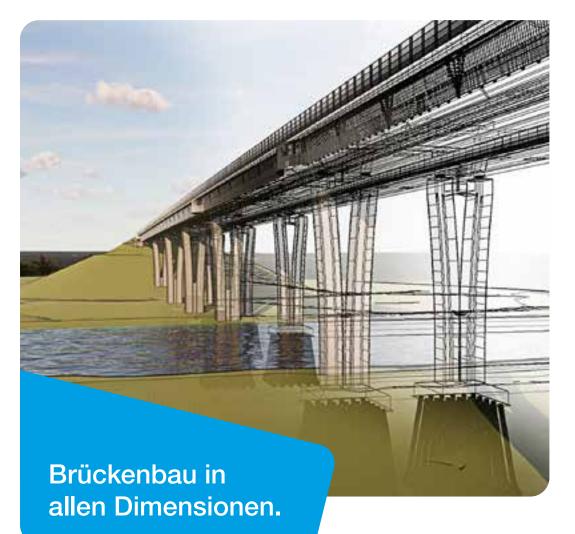
Interessant ist zudem, dass bei der Berechnung nach Stufe 2 für Beulfeld 40 praktisch keine Traglastgewinne (< 1 %) erreicht werden, wenn die Längssteifen mit S 355 anstelle von S 235 modelliert werden. Dieser Effekt tritt insbesondere dann auf, wenn das Beulfeld maßgeblich durch Schubspannungen beansprucht ist.

Wenn geringere Vorverformungen angesetzt werden, resultieren daraus erwartungsgemäß größere Traglasten. Für die Modelle 1 und 2 ergeben sich um ca. 30 % größere Traglasten, wenn eine Vorverformung von  $e_{0B} = e_{strukt} = 2,60$  mm anstelle von 8,20 mm für Modell 1 bzw. 9,10 mm für Modell 2 angesetzt werden. Auch für Beulfelder mit großen Biegeund Schubspannungen ließ sich exemplarisch an Beulfeld 46 (im Pfeilerbereich) feststellen, dass Traglastgewinne bei Anwendung der Stufe 2 mehr als 50 % betragen können.

Autoren: Dr.-Ing. Timm Wetzel Dr.-Ing. Eduardo Charters Morais Hessen Mobil, Wiesbaden

#### Literatur

- [1] B178: Intelligente Brücke. Reallabor Intelligente Brücke im Digitalen Testfeld Autobahn. Schriftenreihe: Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen; Unterreihe: Brücken- und Ingenieurbau, 2022.
- [2] Krieger, J.: Erhaltungsmanagement der Bundesfernstraßen. Bedeutung und Perspektiven der ZfPBau-Verfahren. Miscellaneous Workshops of the German Society of NDT, 2006.
- BMDV: Richtlinien für die strategische Planung von Erhaltungsmaßnahmen an Ingenieurbauwerken RPE-ING, 2020.
- [4] ABBV: Verordnung zur Berechnung von Ablösungsbeträgen nach dem Eisenbahnkreuzungsgesetz, dem Bundesfernstraßengesetz und dem Bundeswasserstraßengesetz.
- [5] DASt-Richtlinie 012: Beulsicherheitsnachweise für Platten. Grundlagen, Erläuterungen, Beispiele. Köln. 1978.
- [6] Marzahn, G.: Obmannschreiben 2022-02: Beulverhalten älterer Stahl- und Stahlverbundbrücken. Bonn. 2022.
- Marzahn, G.: Obmannschreiben 2023-19: Beulverhalten älterer Stahl- und Stahlverbundbrücken.
   Vereinfachungen und Reduzierung des Nachweisumfangs. Bonn, 2023.
- [8] DIN EN 1090-2:2018-09: Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken; Teil 2: Technische Regeln für die Ausführung von Stahltragwerken. Deutsche Fassung EN 1090-2:2018.
- [9] DIN EN 1993-1-5: 2010-12: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten; Teil 1–5: Plattenförmige Bauteile. Deutsche Fassung EN 1993-1-5:2006 + AC:2009.
- [10] Maquoir, R.; Rondal, J.: Mise en équation des nouvelles courbes européennes de flambement; in: Construction Metallique 15 (1), 1978, S. 17–30.





Brücken üben eine besondere Faszination aus. Auch auf uns! Von BIM-gestützter Planung bis zur Instandhaltung unverzichtbarer Infrastruktur: Mit kühnen Ideen die Zukunft gestalten.

wtm-engineers.de

#### Fuß- und Radwegbrücke als gestalterischer Hingucker »Sprung über die Emscher« in Castrop-Rauxel

■ ■ von Günther Dorrer, Sascha Grubmüller

Die Fuß- und Radwegbrücke »Sprung über die Emscher« (Bild 1) ist nicht nur ein gestalterischer Hingucker mit einzigartiger Optik und dem großem Potential, ein neues Wahrzeichen der Region zu werden, sondern erweitert auch das vorhandene Radewegnetz und schafft eine neue Verbindung zwischen den beiden Städten Castrop-Rauxel und Recklinghausen. Die Brücke vernetzt den urbanen Raum mit dem angrenzenden landschaftlich geprägten Emschertal und fördert somit eine nachhaltige Mobilität. Das Brückenbauwerk selbst stellt sowohl aus gestalterischer als auch aus bautechnischer Sicht eine große Herausforderung dar. Die stählerne Zügelgurtbrücke überspannt mit mehreren Feldern zweimal die Emscher und einmal den Rhein-Herne-Kanal. Einzelne Brückenfelder werden durch einen schrägstehenden 12 m hohen Pylon gehalten. Das Brückenbauwerk ruht zudem auf vier Stahlstützen. Zwei weitere Stützen sind als imposante Treppenanlage ausgebildet, die sowohl den Zugang auf die zukünftigen Emscher-Terrassen als auch zum »Platz der Schichten« ermöglicht.



1 Rendering des Bauwerks
© DKFS

#### 1 Projekt und Beteiligte

Der Brückenneubau »Sprung über die Emscher« ist ein Teil des Generationenprojekts Emscherumbau, indem es den Mehrwert dieses wasserwirtschaftlichen Großvorhabens in den Kontext der Stadtund Freiraumentwicklung stellt. Dabei ist die Brücke ein Symbol für das neue Emschertal und sichtbarer und erlebbarer Strukturwandel.

Die Ausschreibung mit der Bezeichnung »Neubau einer stählernen Zügelgurtbrücke für Fußgänger und Radfahrer über die Emscher und den Rhein-Herne-Kanal in Castrop-Rauxel« umfasste den Brückenneubau inklusive Brückenausstattung, Rampenbauwerken und Effektbeleuchtung am Pylon für eine eindrucksvolle Lichtinszenierung.

Der Bauherr der Gesamtbaumaßnahme ist die Emschergenossenschaft aus Essen. Die Entwurfs- und Ausführungsplanung sowie die Tragwerksplanung wurden von Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH, DKFS und Smeets Landschaftsarchitekten Planungsgesellschaft mbH im Auftrag des Bauherrn erarbeitet. Nach einem offenen Verfahren wurde die Bietergemeinschaft »Sprung über die Emscher«, bestehend aus den Firmen MCE GmbH

und Bauunternehmung Gebr. Echterhoff GmbH & Co. KG, nach dem Bestbieterprinzip mit einer Gewichtung von 70 % für den Preis und 30 % für qualitative Werte beauftragt.

Das Bundesministerium für Wohnen, Stadtentwicklung und Bauwesen (ehemals Bundesministerium des Innern, für Bau und Heimat) fördert den Brückenbau im Rahmen des Bundesprogramms »Nationale Projekte des Städtebaus«.

#### 2 Konstruktion der Brücke

Das stählerne Brückentragwerk mit einer Gesamtlänge von 411,50 m stellt sich als ein siebenfeldriger Durchlaufträger mit Stützweiten von 38,00 m, 47,00 m, 41,00 m, 108,00 m, 89,00 m, 54,00 m und 34,50 m dar. Die schlanke Konstruktion wird an den beiden weitspannenden Feldern über den Rhein-Herne-Kanal und der Emscher durch Zügelgurte zusätzlich unterstützt. Die Zügelgurte binden an einem ca. 12 m hohen Pylon in Achse 50 ein. Die lichte Weite der Geh- und Radwegbrücke ist mit 2,50 m festgelegt. Das Gewicht der Stahlkonstruktion beträgt ca. 900 t.

Die Anbindung der Brücke an der Westund an der Ostseite erfolgt jeweils über eine Rampenkonstruktion. Die Rampen werden teilweise als geböschter und teilweise als ein mit einer Stahlbetonstützwand abgefangener Erdbaukörper ausgeführt.

Die beiden sehr imposanten Treppenanlagen (Bild 2 und Bild 3) aus Stahl an den Achsen 40 und 50 binden auf einer Länge von ca. 30 m am Brückenüberbau an und laufen V-förmig nach unten hin auf eine Breite von ca. 5 m aus. Sie dienen jeweils als Verweilmöglichkeit mit Sitzgelegenheiten, aber auch als funktionale Treppenerschließung zwischen dem Brückenbauwerk und dem angrenzenden und neu entstandenen Naherholungsgebiet der Region.

Die Brücke stellt sich als semiintegrale Konstruktion dar. Bis auf die Widerlagerachsen 10 und 80 sind die Unterbauten der Achsen 20-70 biegesteif mit dem Überbau verbunden (Bild 4). Alle Stützen sind ebenfalls biegesteif an die Pfahlkopfplatten angeschlossen, dieser biegesteife Anschluss wird über einbetonierte Ankerbarren und Zugstangen realisiert. Alle Lagerachsen des Brückenbauwerks werden tiefgegründet. Die Pfähle geben ihre Normalkräfte über Mantelreibung und Spitzendruck in die tragfähigen Bodenschichten ab. Über eine Bettung werden die Horizontallasten abgetragen. Die auffällige Brückenkonstruktion besitzt einen Überbauquerschnitt (Bild 5), der als dicht geschweißter Hohlkasten ausgebildet ist. Die Hauptträger sind um 25° zur Vertikalen geneigte Hohlkästen. Diese Hauptträger folgen den statischen Beanspruchungen und sind daher in der Höhe durchgehend veränderlich. Zwischen den beiden Kastenkonstruktionen wird die Nutzebene für den Geh- und Radverkehr gespannt.

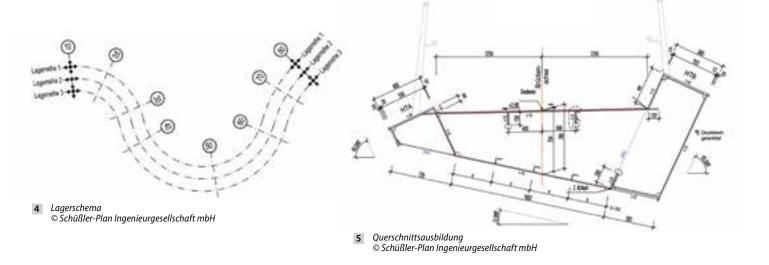


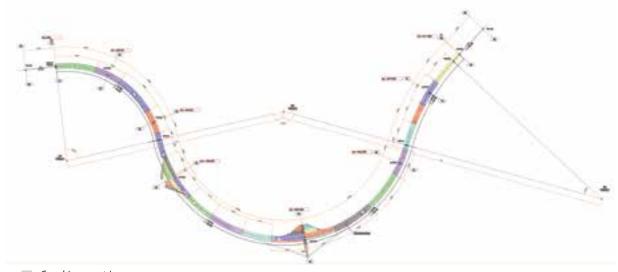
Visualisierung der Treppenanlage© DKFS



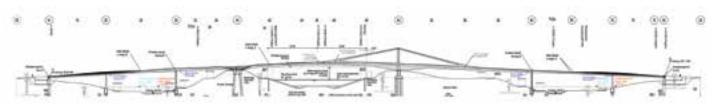
3 Treppenanlage im Bauzustand © MCE GmbH

Der einseitige Anschluss der Geh- und Radwegebene bewirkt Torsionskräfte, die über den Hohlkasten vertikal und horizontal abgetragen werden. Der Gesamtquerschnitt bildet somit einen ausreichend torsionssteifen Brückenüberbau. Im Grundriss folgt der Torsionsträger den Krümmungen und ist jeweils an den äußeren Radien angebunden. An den Wendepunkten der Krümmungen wechselt dementsprechend der Torsionsträger die Lage.





6 Grundrissgeometrie
© MCE GmbH



7 Längsschnitt © Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH

Der Überbauquerschnitt ist in regelmäßigen Abständen von ca. 2,40 m mit Querschotten ausgesteift. Zudem werden das Bodenblech und das Gehwegblech mit Längssteifen in Form von Flachblechen versehen. Die Längssteifen im Bodenblech werden als reine Beulsteifen ausgebildet und spannen jeweils über ein Feld.

Die beiden Hauptfelder werden durch einen 45° schräg stehenden rund 12 m hohen Pylon und vorgespannte Zügel gehalten. Die ca. 50 m langen Zügelgurte werden aus Flachstahl hergestellt. Sie besitzen eine konstante Höhe von 1 m und eine Dicke von 30 mm. Die Zügel binden vertikal in den Überbau ein. Somit verdrillen sich die Flachstähle um 45°. Diese Lösung begünstigt das aerodynamische Verhalten der Zügelgurte. Die gesamte Konstruktion wird aus Stahl der Güte S 460 hergestellt. Die Trasse des Überbaus ist im Grundriss durch drei aneinandergereihte unterschiedliche Radien von 67 m, 90 m und 143 m definiert (Bild 6) und somit dreifach gekrümmt. Die Gradiente (Bild 7) 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 leichte, filigrane Brückenkonstruktion ist schwingungsanfällig. Für die Brücke wurden durch das Büro EZI Ingenieure umfangreiche dynamische Untersuchungen durchgeführt – mit dem Resultat, dass vorsorglich in jedem Feld Kammern zur Anordnung von Schwingungsdämpfern in den Hohlkästen vorgesehen werden. An den Zügeln werden Schwingungsdämpfer vorgesehen, um ein Torsionsgalloping zu vermeiden.

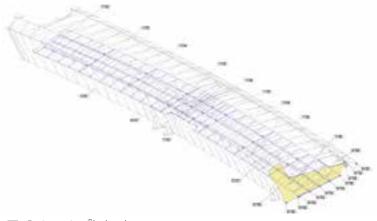
Die Brücke erhält in den genuteten Handläufen eine funktionale Beleuchtung für die Fuß- und Radwegbereiche. Zusätzlich werden der Pylon und die Gurte mit einer Effektbeleuchtung ausgestattet, um die skulpturale Qualität des Bauwerks auch bei Dunkelheit und zu besonderen Ereignissen ablesbar zu machen.

Das Bauwerk ist »barrierearm« konzipiert. Aufgrund der außerordentlich komplexen topologischen Verhältnisse können nicht alle Aspekte der DIN 18040-3 beim Brückenbau umgesetzt werden. Um ein möglichst inklusives und barrierearmes Bauwerk zu erstellen, ist die Planung mit dem zuständigen Beirat für Menschen mit Behinderung der Stadt Castrop-Rauxel abgestimmt.

#### 3 Fertigung

Aus fertigungstechnischer Sicht waren sicherlich die Herstellung der Überbauteile mit ihrer komplexen Geometrie, die Treppenkonstruktionen sowie die Einleitungsbauteile der Zügel die Schwerpunkte. Die Schweißkonstruktionen aus S 460 mit dünnen Blechdicken mussten vor allem für das optische Erscheinungsbild höchste Genauigkeit erfüllen. Aufgrund der Größe, der Gewichte und der Geometrie wurden bei der Fertigung besondere Überlegungen für die Zusammenbaureihenfolge getroffen, dennoch waren Schweißnähte oft in Zwangslage herzustellen (Bild 8). Um die Passgenauigkeit der Bauteile und die Geometrie zu gewährleisten, wurden neben üblichen Maßkontrollen geeignete 3-D-Messverfahren mit einer Totalstation durchgeführt.

Die Schussteilung wurde so gewählt, dass sich der gesamte Überbau in Längsrichtung in 21 Elemente (Bild 9) gliedert.



8 Fertigung eines Überbauelements © MCE GmbH

#### 4 Transport

Die getroffene Wahl der Bauteilgrößen basiert auf den Erfahrungswerten vieler Jahre. Leider muss festgestellt werden, dass die Entwicklung des Zustands der öffentlichen Verkehrswege es immer schwieriger, ja fast unmöglich werden lässt, termingerecht größere und schwere Bauteile auf die Baustelle zu transportieren. Die Transportgenehmigungsverfahren spielen in diesem Zusammenhang ebenfalls eine große Rolle. Eine Anlieferung just in time, die in der Vergangenheit die Regel war, wird immer unrealistischer. Sehr oft kommt es hier zu längeren Wartezeiten und sogar Stillstandszeiten von Großgeräten und Mannschaft auf der Baustelle.



9 Fertigungsteil von Schuss 4 © MCE GmbH

#### 5 Montage

Die Montage erfolgte in den Vorlandbereichen sowie über der Emscher in Endlage. Hierzu wurden die Bauteile mit Mobilkränen auf Traggerüsten abgelegt. Zweifellos ein Höhepunkt in der Realisierung des Projekts war die Montage des letzten Überbausegments S 9 über dem Rhein-Herne-Kanal und dem damit verbundenen Brückenschluss. Dafür war eine Vollsperrung des Kanals notwendig. Der Bauteil wurde zuvor entlang des Ufers des Rhein-Herne-Kanals vorzusammengebaut und beschichtet. Die Montage des ca. 105 t schweren und 70 m langen Segments erfolgte mittels Schwimmkran (Bild 10).



10 Einschwimmen des Mittelteils © MCE GmbH



11 Montage der Zügelgurte © MCF GmbH

Zur Montage des geneigten Pylons sind Verschlosserungen und Hilfsrückverankerungen erforderlich. Die verwundenen Zügelgurte werden beim Einbau mit einer Verstärkungskonstruktion zur Sicherstellung der Geometrie versehen (Bild 11). Bevor die Zügel endgültig an den Überbau und den Pylonkopf verschweißt werden, überträgt eine bauzeitlich geschraubte Laschenkonstruktion die Kräfte. Zur Herstellung der Gradiente in den Feldern 4 und 5 werden die Zügel nach der Montage mit jeweils 300 t vorgespannt.

#### 6 Arbeits- und Umweltschutz

Der Arbeits- und der Umweltschutz spielen eine immer wichtigere Rolle bei den Arbeiten auf der Baustelle. Dies bedingt, dass bereits bei der Ausführungsplanung Vorkehrungen getroffen werden müssen, wie die Arbeiten, insbesondere in geschlossenen Räumen, realisiert werden können. Zusätzliche Öffnungen für Be- und Entlüftung und mögliche Transportwege für Verunfallte sind dabei planerisch zu beachten. Etwaige statische Einflüsse von Arbeitsgerüsten und Einhausungen sind ebenfalls frühzeitig zu berücksichtigen.

#### 7 Besondere Herausforderungen

Der hohe gestalterische Anspruch in Kombination mit den sehr dünnen Blechen stellt eine besonders hohe Herausforderung an Fertigung und Montage. Da die komplette Stahlkonstruktion aus dichtgeschweißten Hohlkästen von niedriger Bauhöhe besteht, kommt der Herstellfolge sowohl im Werk als auch auf der Baustelle eine sehr große Bedeutung zu. Nur eine detailgenaue und gut geplante Reihenfolge gewährleistet im Werk eine technisch umsetzbare Schweißkonstruktion.

Neben den technischen Herausforderungen war das Projekt begleitet von Lieferverzögerungen bzw. Beschaffungsausfällen infolge Rohstoff- und Materialknappheit, hohen Preissteigerungen und den Auswirkungen des russischukrainischen Kriegs auf den Arbeitsmarkt.

#### 8 Stand der Arbeiten

Die Stahlkonstruktion der Brücke ist bereits fertiggestellt. Derzeit wird noch das über 800 m lange Brückengeländer in aufwendiger Kleinarbeit finalisiert und die Beleuchtung installiert. Im Frühjahr 2024 werden dann die Korrosionsschutzarbeiten ausgeführt und der Gehwegbelag aufgebracht. Die Inbetriebnahme ist für den Spätsommer 2024 geplant.

Autoren: Dipl.-Ing. Günther Dorrer Dipl.-Ing. Sascha Grubmüller MCE GmbH, Linz, Österreich

#### Bauherr Emschergenossenschaft, Essen

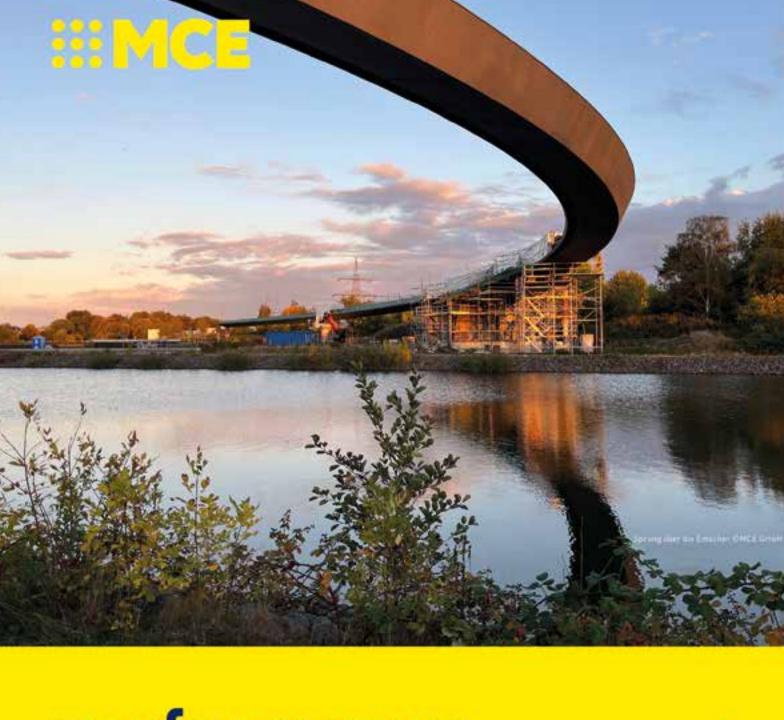
Ge samt planung

Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH, Düsseldorf DKFS, London, England Smeets Landschaftsarchitekten Planungsgesellschaft mbH, Erftstadt

Prüfingenieur Prof. Dr.-Ing. Dieter Ungermann, Dortmund

Windgutachten EZI Ingenieure GmbH, Solingen

Bauausführung Arbeitsgemeinschaft: MCE GmbH, Linz, Österreich Bauunternehmung Gebr. Echterhoff GmbH & Co. KG, Westerkappeln



# performance in construction

Unter dem Dach der HABAU GROUP planen, fertigen und montieren wir Brücken am europäischen und internationalen Markt. Gemeinsam mit unseren Partnern meistern wir so die großen Herausforderungen der Infrastruktur.

HABAU GROUP

nce-hg.com

# Ausführungsplanung einer Extradosed Bridge mit der BIM-Methodik Neckartalbrücke Horb

■ ■ von Holger Haug, Daniel Krouhs, Christoph Maulhardt

Die neue Neckartalbrücke Horb im Zuge der B 32 ist eine 667 m lange überspannte Balkenbrücke mit insgesamt sechs Feldern und bis zu 90 m hohen Pfeilern bzw. Pylonen. Das Bauwerk birgt neben seiner Erscheinung weitere Besonderheiten hinsichtlich der verwendeten Konstruktionen und Materialien. Zudem bilden Brückenneubauten in dieser Form in Deutschland generell eine Ausnahme, da größtenteils das bestehende Verkehrsnetz instand gehalten wird. Neben den technischen und konstruktiven Herausforderungen sind im Rahmen des als BIM-Pilotprojekt definierten Vorhabens neue digitale Methoden für die Planung, Ausführung sowie Prüfung anzuwenden und zu testen. Die Veröffentlichung beinhaltet daher einen Überblick über die Entwurfsrandbedingungen sowie Erfahrungen aus der Ausführungsphase und zeigt erste Erkenntnisse aus der Anwendung der BIM-Methodik auf.

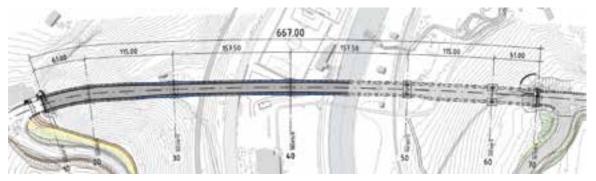
#### 1 Allgemeines

Die Neckartalbrücke im Zuge der Ortsumgehung Horb ist Teil des übergeordneten Verkehrsprojekts zur Verbesserung des Anschlusses der Region Freudenstadt an die A 81. Neben der großräumigen Planung soll auch die Verkehrsbelastung der Innenstadt von Horb verbessert werden. Die Idee einer Ortsumgehung für die Kernstadt besteht bereits seit vielen Jahren und wird nun mit Hilfe eines modernen und ansprechenden Bauwerks über das Neckartal umgesetzt. Dabei soll nicht nur das Bauwerk dem aktuellen Stand der Technik entsprechen, sondern auch die Planungsmethoden und die Bauprozesse sind mittels digitaler Methoden zu optimieren. Deshalb ist die Realisierung der Neckartalbrücke Horb als BIM-Pilotprojekt definiert worden, um Erfahrungen mit dieser Methode im Rahmen der Ausführung zu sammeln. Es werden daher im nachfolgenden Beitrag vorrangig der geplante Bauablauf und die grundlegenden Maßnahmen für eine erfolgreiche Umsetzung der BIM-Methodik für die Ausführung thematisiert. Vorab werden dafür die grundlegenden Randbedingungen zusammengefasst.

#### 2 Randbedingungen

Mit Realisierung der Neckartalbrücke kann in Zukunft der Durchgangsverkehr der B 32 über das neue Bauwerk geführt werden, ohne die Innenstadt von Horb durchqueren zu müssen. Dabei ist das Bauwerk annähernd in Nord-Süd-Richtung orientiert und überspannt das Neckartal auf einer Länge von 667 m über sechs Felder. Aufgrund der verschiedenen Zwangspunkte, die sich aus der

vorliegenden Bestandssituation und den verkehrstechnischen Randbedingungen ergeben, erfolgt die Trassierung im Bauwerksbereich in der Draufsicht mit verschiedenen Elementen, Radien und Klothoiden (Bild 1). Zusätzlich befindet sich eine ein- bzw. beidseitige Fahrbahnaufweitung an den Enden des Bauwerks, wodurch die Fahrbahnränder nicht immer parallel zur Hauptachse angeordnet sind. Im Aufriss verläuft die Gradiente im Bauwerksbereich, aus nördlicher Richtung gesehen, zunächst mit einem konstanten Längsgefälle nach Süden, wechselt anschließend jedoch in eine Wanne, deren Tiefpunkt im Bereich des zweiten Brückenfeldes aus südlicher Richtung liegt. In Bezug auf die unterführten Verkehrswege sind zwei Strecken der Deutschen Bahn, die L 370 und der Flusslauf des Neckars sowie diverse Forst- bzw. Wirtschaftswege zu berücksichtigen. Ferner liegen einzelne Gründungen des Bauwerks bzw. der Hilfskonstruktionen in den Talflanken oder in der Nähe des Neckars, wodurch erhöhte Anforderungen an die Herstellung der Gründungen und Baugruben bzw. Verbauten gestellt werden (Bild 2). Zusätzlich befindet sich das Bauwerk in der Erdbebenzone 2. Um die Auswirkungen der Windbelastungen für das Bauwerk im Endzustand und die einzelnen Bauphasen beurteilen zu können, sind zudem aerodynamische Windkanaluntersuchungen durchgeführt worden, deren Ergebnisse im Planungsprozess zu berücksichtigen waren. Aufsummiert resultieren aus den gegebenen Randbedingungen hohe Ansprüche an die planerische Umsetzung des Bauwerks.



1 Bauwerk im Grundriss © Leonhardt, Andrä und Partner AG

Außerdem soll dem Wunsch nach einem ästhetischen Bauwerk entsprochen werden, das sich harmonisch in das Landschaftsbild einfügt. Insgesamt waren somit verschiedene Herausforderungen im Rahmen der Entwurfsgestaltung zu meistern, die im Ergebnis im nachfolgenden Kapitel zusammengefasst werden.

#### 3 Bauwerksgestaltung

Die Neckartalbrücke Horb wurde als sechsfeldrige Extradosed-Brücke entworfen [1]. Die mittleren drei Felder werden überspannt, während die Randbereiche als Balkenkonstruktion ausgebildet sind. Der Überbau der Neckartalbrücke ist in Längsrichtung als zweistegiger Plattenbalken mit außenliegenden Stegen und einer Querschnittsbreite zwischen den Geländern von 19,65-22,65 m konzipiert. Die Konstruktionshöhe liegt bei 2,30 m im Regelbereich und 4,55 m in den Stützbereichen. Vorrangig erfolgt die Ausführung in Stahlbeton- bzw. Spannbetonbauweise, sie wird jedoch durch ein Grobblech aus Baustahl an der Querschnittsunterseite ergänzt. Diese Form der Querschnittsgestaltung bzw. die Anordnung der Grobbleche erhöht die Tragfähigkeit bei vergleichsweise geringer Zunahme des Trägheitsmoments und dementsprechend nur geringer Zunahme der Zwangsschnittgrößen. Dadurch beteiligen sich die Seile stärker an der Lastabtragung, was insgesamt gesehen zu einer wirtschaftlicheren Konstruktion führt. In Querrichtung erfolgt der Lastabtrag über ein Trägerrostsystem in Verbundbauweise mit Stahlquerträgern in einem Abstand von ca. 4,30 m. Der Überbau wird mit einer Vorschubrüstung hergestellt (Bild 3). Die Lasten im Bauzustand werden zusätzlich über Hilfspfeiler und -gründungen abgetragen.

Die gesamte Brückenlänge von 667,00 m teilt sich auf Stützweiten von 61,00 m, 115,00 m, 157,50 m, 157,50 m, 115,00 m und 61,00 m auf. Dabei liegt der höchste Punkt des Tragwerks ca. 90 m über dem Tal. Bei der semiintegralen Konstruktion sind Unterbauten und Pylone der drei mittleren Achsen biegesteif mit dem Überbau verbunden, wodurch der Festpunkt in Bauwerksmitte ist. An den insgesamt sechs Pylonen sind je Seite fünf Schrägkabel gespannt, die harfenförmig parallel zueinander angeordnet sind (Bild 4). Der als Balken ausgebildete Randbereich des Überbaus ist auf den Widerlagern und Randpfeilern längsverschieblich gelagert.



Hanglage auf der Seite Nordstetten © Leonhardt, Andrä und Partner AG



Montage der Vorschubrüstung
© Leonhardt, Andrä und Partner AG



4 Visualisierung der Brückenüberfahrt © Leonhardt, Andrä und Partner AG

#### 4 Bauablauf

In den Ausschreibungsunterlagen wurde eine abschnittsweise Herstellung auf bodengestütztem Traggerüst vorgesehen. Das Herstellungskonzept sah vor, den Überbau in insgesamt fünf Bauabschnitten herzustellen. Die eingerüsteten Bauabschnitte erstreckten sich jeweils bis zur Mitte des nächsten Felds. Nach dem Spannen der Seile für diesen Bauabschnitt wurden die Rüstbinder abgesenkt, ausgebaut und in den nächsten Bauabschnitt umgesetzt [1]. Nach der Vergabe im Sommer 2022 an die »Arbeitsgemeinschaft Hochbrücke Horb« wurde der Bauablauf durch die ausführenden Firmen wie folgt optimiert und konkretisiert:

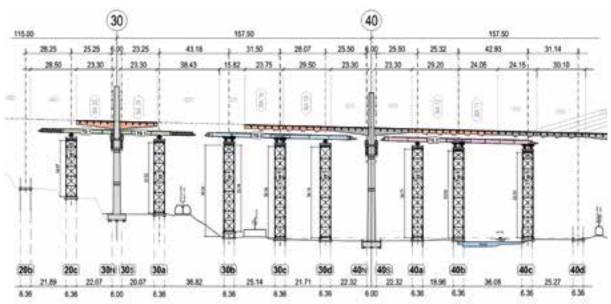
Unmittelbar nach der Baustelleneinrichtung wurde das flachgegründete Widerlager an der Seite Nordstetten (Achse 70) hergestellt, welches an die bereits errichteten Stützwände anschließt. Gleichzeitig mit der Herstellung des ebenfalls flachgegründeten Pfeilers in Achse 60 erfolgten umfangreiche Bohrpfahlarbeiten für die Hilfsgründungen, beginnend neben dem Widerlager in Achse 70 und weiterführend bis in den Bereich des Neckars. Hierbei waren zusätzliche Verbauten (Spundwandkästen etc.) sowie Böschungssicherungen für den Aufbau der Hilfsstützen im Bereich der Seite Nordstetten erforderlich. Im Anschluss wurden die Pfahlkopfplatten für die semiintegralen Pfeiler in den Achsen 50 und 40 sowie die unteren Schüsse der Pfeilerstiele in diesen Achsen mittels Kletterschalung errichtet.



5 Modell im Windkanal © Wacker Ingenieure GmbH

Die Herstellung des Überbaus erfolgt abschnittsweise von Achse 70 in Richtung Achse 10 mit Hilfe von drei untenliegenden Vorschubrüstungen, im Folgenden als »TG 1« bis »TG 3« bezeichnet. Mit dem vorlaufenden TG 1 werden die gevouteten, monolithisch mit den Pfeilern der Achsen 30–50 verbundenen Abschnitte der Stege mit einer Länge von je 25 m beidseitig der Pfeiler sowie die jeweiligen Spannbeton-Stützquerträger hergestellt. Im weiteren Verlauf folgt die Realisierung der Pylone oberhalb der Fahrbahn mittels einer Kletterschalung.

Dieser Zustand des 90 m hohen freistehenden Pfeilers mit je 25 m auskragendem Überbau war in der Ausschreibung nicht vorgesehen. Somit waren zusätzlich zu den bereits im Rahmen der Entwurfsplanung durchgeführten Windkanaluntersuchungen weitere Versuche im Windkanal notwendig (Bild 5), um aerodynamische Instabilitäten ausschließen zu können und ergänzend die Windlasten in diesem Zustand zu bestimmen. Mit den nachfolgenden Vorschubrüstungen TG 2 und TG 3 werden die Überbaubereiche mit Seilüberspannnung beidseitig der integralen Pfeilerachsen 30-50 hergestellt. Nachdem die überspannten Segmente - im Fall von Achse 40 die Betonierabschnitte 11, 12, 15, 16 (Bild 6) ausgeführt sind, schließt sich der Seileinbau an, wobei die Seile über Lisenen vom Überbau aus gespannt werden. Im Bereich der Pylone erfolgt die Verankerung der Seile mittels Ankerboxen, das heißt mittels Festankern beidseitig des Pylons.



6 Typische Stellung der Vorschubrüstung © RöRo Traggerüste GmbH & Co. KG

Die Litzenbündelseile werden Litze für Litze symmetrisch zum Pylon gespannt, wobei der Überbau freigesetzt wird und sich der Zustand eines ca. 80 m langen überspannten Kragarms im Bauzustand ergibt. Danach können die Rüstbinder verfahren und die Hilfsstützen demontiert bzw. versetzt werden.

Die vorgezogene Herstellung der gevouteten Überbauabschnitte und der Einsatz einer verfahrbaren Vorschubrüstung ermöglicht einen effizienten Bauablauf durch paralleles Arbeiten und bedeutet gleichzeitig Einsparungen bezüglich des vorzuhaltenden Rüstmaterials.

Die Herstellung des Überbaus erfolgt im Detail so, dass zunächst die Vorschubrüstung auf den Hilfsstützen in Position gebracht wird, anschließend das sogenannte Schalungsgerüst zwischen der Oberkante des Rüstbinders und der Unterkante des Überbaus montiert und danach die Grobbleche aufgelegt werden (Bild 7). Als Nächstes erfolgt der Aufbau der Schalung für die Stege und das Versetzen der Stahlquerträger an die richtige Position. Nach dem Verlegen der Bewehrung in den Stegen werden diese betoniert.

Im Anschluss werden die Halbfertigteile der Fahrbahnplatte auf die Querträger aufgelegt, die Bewehrung in der Ortbetonschicht der Fahrbahnplatte verlegt und zuletzt die Fahrbahnplatte betoniert. Danach werden die Schrägseile bzw. internen Litzenspannglieder gespannt, sofern sie im jeweiligen Abschnitt vorhanden sind. Anschließend bzw. gleichzeitig wird das Traggerüst im jeweiligen Abschnitt abgesenkt, die Vorschubrüstung kann nach Demontage des Schalungsgerüsts weiterverfahren werden. Die Grobbleche, Stahlquerträger und Halbfertigteile werden vom bereits fertiggestellten Überbau mittels Mobilkran eingehoben. Die Abschnittslängen der Grobbleche wurden dabei so gewählt, dass je Feld im Sinne der Bauzeit und Qualität in der Regel nur ein Schweißstoß vor Ort erforderlich wird. Sobald die 27 Betonierabschnitte fertiggestellt sind, erfolgt der Einbau der Übergangskonstruktionen sowie der Brückenausbau mit Kappen, Geländern samt Übersteigschutz, Abdichtung und Asphalt.



7 Einhub des Grobblechs der ersten Teileinheit © Porr GmbH & Co. KGaA



# Innovation aus Tradition

Kreative und innovative Entwürfe

wettbewerbsfähige Sondervorschläge

Ausführungsplanungen auf dem neuesten Stand der Technik

Jahrzehntelange Erfahrung auf allen Gebieten des Ingenieurbaus

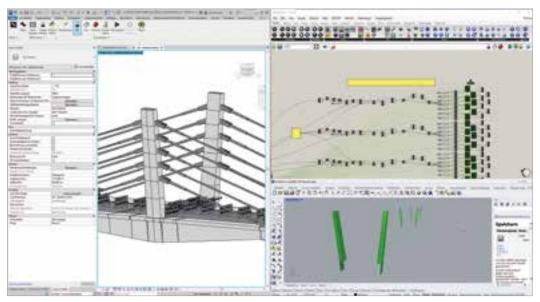


www.lap-consult.com









Modellierung mittels SBIM und Rhino.Inside © Leonhardt, Andrä und Partner AG

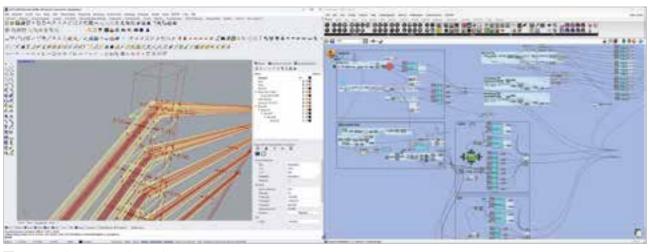
### 5 BIM in der Ausführungsplanung5.1 Allgemeines

Der Grundgedanke der BIM-Methodik besteht darin, durch eine möglichst einfache und zeitgleiche Bereitstellung von Informationen für alle Beteiligten am Bauprozess eine bessere Kommunikation und Zusammenarbeit im Projektverlauf zu gewährleisten. Dies gilt nicht nur für die Planung, sondern auch für die Ausführung vor Ort und den späteren Lebenszyklus des Bauwerks. Die Grundlage für die Informationsbereitstellung bildet dabei stets das erzeugte 3-D-Modell der geplanten Objekte. Es muss alle relevanten Informationen enthalten und jeder Beteiligte muss in der Lage sein, das Modell zu lesen, um die benötigten Informationen zu filtern. Ein Modell in geeigneter Qualität in Bezug auf die Geometrie und den Informationsgehalt dient daher als Grundlage für alle weiteren Prozesse im Rahmen der BIM-Methodik, zum Beispiel für die modellbasierte Mengen- und Kostenermittlung, die modellbasierte Terminplanung oder das Mängelmanagement auf der Baustelle. Die Qualität der bereitgestellten Daten entscheidet daher, wie gut die nachfolgenden Arbeitsschritte der BIM-Methodik angewandt werden können und wie hoch die Akzeptanz der Beteiligten ist, modellbasiert zu arbeiten. In diesem Beitrag werden zunächst die Erfahrungen aus der parametrischen Modellentwicklung für die Ausführungsplanung aufgezeigt. Im Weiteren wird auf die Schnittstellenthematik und Kommunikationsprozesse für einzelne Anwendungsfälle eingegangen.

#### 5.2 Parametrische Modellerstellung

Übergeordnet erfolgt die Modellerstellung in diesem Projekt getrennt für den Überbau und die Unterbauten von verschiedenen Planungsteams. Die vorrangig genutzte Software für die Modellerstellung ist dabei das Programm Revit, wobei zusätzliche Erweiterungen, wie zum Beispiel der Sofistik Bridge + Infrastructure Modeler (SBIM), Dynamo oder auch Rhino.Inside, zur Anwendung kommen (Bild 8). Nachfolgend wird auf die Modellierung des Überbaus näher eingegangen, die maßgeblich durch den Einsatz des SBIM in Kombination mit Rhino und Grasshopper über das Add-on Rhino.Inside erfolgt. Für die Erzeugung von grundlegenden achsbasierten Geometrien eignet sich die Verwendung des SBIM, was vor allem an dem vordefinierten Baukastensystem und der einfachen Handhabung liegt. Sowohl die Extrusion von achsbasierten Körpern als auch das achsbasierte Absetzen von definierten Objekten können durch die SBIM-Funktionen schnell realisiert werden. Zusätzlich stehen in einem bestimmten Umfang individuelle Anpassungsoptionen sowie Möglichkeiten zur listenbasierten Auswertung, beispielsweise Überbaukoordinaten, zur Verfügung. Im Fall von komplexeren Geometrien, wie sie zum Teil bei der Planung der Neckartalbrücke Horb umgesetzt werden mussten, stieß die Software jedoch an ihre Grenzen. Hier hat sich ein enger Austausch mit dem Softwarehersteller als zielführend erwiesen.

So konnten erkannte Programmdefizite schnell behoben und die Programme in der Anwendung verbessert werden. Eine Kommunikation zwischen Anwender und Softwarehersteller ist daher in Problemfällen zu empfehlen, da sich so das Arbeiten in Zukunft vereinfachen lässt. Unabhängig davon bietet es sich an, auf weitere Hilfsmittel, wie unter anderem visuelle Programmierungsmöglichkeiten mit Dynamo oder Grasshopper, zurückzugreifen. Diese ermöglichen nicht nur individuell anpassbare Modellierungsoptionen und eigene Definitionen für komplexe Geometrieerzeugungen, sondern erlauben auch parametrische Abfragen von Maßen und ähnlichen Werten auf Grundlage der erzeugten Geometrie. Dadurch kann die Kontrolle der Modelldaten ebenfalls verbessert werden. Die Erzeugung von dreidimensionalen Objekten ist meistens nur mit geringem Aufwand verbunden. Die Kontrolle und Plausibilisierung sind jedoch oft aufwendig. Mit den genannten Tools lassen sich regelbasierte Überprüfungen einfach durchführen und im Bedarfsfall auch grafisch darstellen (Bild 9). Die Planungssicherheit und die Akzeptanz für die modellbasierte Bearbeitung werden so deutlich verbessert. Bei der Neckartalbrücke Horb war dies für die Erfassung der Seilgeometrie von großem Nutzen, die mit sonst üblichen Bearbeitungsmethoden mit erheblichem Aufwand zu beschreiben gewesen wäre.



Datenextraktion am Beispiel eines Pylons
 Leonhardt, Andrä und Partner AG

Neben der modellbasierten Erzeugung der Geometrie des Bauwerks waren für sämtliche Bauteile Bewehrungsmodelle zu erstellen. Im Fall der Neckartalbrücke Horb sind dabei zwei verschiedene Varianten umgesetzt bzw. getestet worden. Bei Variante 1 ist die Bewehrung direkt in Revit mithilfe des SBIM Rebar Modelers geplant worden (Bild 10).

Im Fall von Variante 2 wurden die Geometriedaten des Modells aus Revit an Allplan übergeben, um in dieser Umgebung die Bewehrung zu erzeugen. Allgemein lässt sich festhalten, dass mit beiden Optionen die gewünschten Ergebnisse erzielt werden können. Es besteht jedoch ein Unterschied bei der Erzeugung und dem Export der Bewehrungspositionen. Im Fall von Revit werden die Bewehrungsstäbe als einzelne separate Objekte erzeugt, in Allplan gilt die Verlegung als zusammenhängendes Objekt. Ersteres führt bei größeren Projekten schnell zu einer Vielzahl von Objekten, die ab einem gewissen Grad die Performance und die Handhabung der Programme beeinträchtigen. Diesem Problem kann aber über eine Manipulierung der Revit-internen IFC-Schnittstelle entgegengewirkt werden, um auch über diesen Weg ein geeignetes Bewehrungsmodell zu erzeugen.

Generell gilt jedoch bei der Modellierung von jeglichen Objekten: Nicht alles, was erzeugt werden kann, muss auch modelliert werden. Dies betrifft sowohl die Anzahl von Objekten als auch den Detaillierungsgrad. Oftmals stellt die Kombination aus grundlegender Modellgeometrie mit zusätzlichen Informationen am Objekt die effizienteste Methode dar.

Demnach ist projektspezifisch zu entscheiden, ob und in welchem Umfang zum Beispiel Kopfbolzen modelliert werden oder wie kollisionsfrei die Bewehrung im Regelbereich verlegt sein muss. Bei allem Nutzwert der neuen Möglichkeiten sollten bei deren Anwendung die bisherigen Grundlagen einer sinnvollen Planung nicht vernachlässigt werden. Zusätzlich wird bei der modellbasierten Bearbeitung deutlich, dass vermeintlich einfache Überlegungen aus der 2-D-Planung im 3-D-Raum schnell zu komplexen Situationen führen, die im Rahmen der konventionellen Planung meist erst während der Werkstattplanung auffallen. Die modellbasierte Bearbeitung bietet deshalb die Chance, in der Planungsphase ein besseres Verständnis für die Ausführung zu bekommen und somit Fehlerquellen früher erkennen und vermeiden zu können.

#### 5.3 Semantischer Informationsgehalt

Die Grundlage für alle Anwendungsfälle im Rahmen der BIM-Methodik bildet das 3-D-Modell mit den enthaltenen Informationen. Daher müssen sowohl die Geometrie als auch die enthaltenen Attribute eine ausreichende Qualität aufweisen. Die Attribute haben einerseits mit allen zu extrahierenden Informationen aufzuwarten und ihre Struktur muss andererseits so aufgebaut sein, dass eine regelbasierte Abfrage und Zuordnung möglich ist. Denn nur ein einfacher und automatisierter Prozess zur Verwendung der erzeugten Daten erlaubt die Umsetzung einer zielführenden Bearbeitung von BIM-Anwendungsfällen. Dann können aufwendige Prozesse, wie zum Beispiel die Mengenermittlung, automatisiert

werden oder lassen sich plausibler darstellen, wie unter anderem die Terminplanung. Es entsteht kein Mehrwert, wenn eine Fülle von geometrischen und semantischen Informationen generiert werden, für die es später keine Verwendung gibt. Dabei sollten Prüfprozesse schlank gehalten werden. Es geht nicht darum, jeden möglichen Prüffall abzudecken, sondern es ist sicherzustellen, dass der vorliegende Modellstandard eine geeignete Weiterbearbeitung gewährleistet. Für die Zukunft sollte im Infrastrukturbereich ein möglichst einheitlicher Standard für die Klassifizierung und den Informationsgehalt der Objekte angestrebt werden. Die bisher existierenden Konzepte von verschiedenen Parteien bieten dafür eine gute Grundlage und sollten im weiteren Verlauf vereinheitlicht werden. Erste Ansätze dazu werden bereits von offizieller Seite durch das BIM-Portal des Bundes umgesetzt [2]. Für die Praxis ist es zudem notwendig, geeignete Arbeitsabläufe zu integrieren, um die jeweiligen Modellobjekte mit den gewünschten Informationen zu versehen. Ein manuelles Anfügen von einzelnen Attributen sollte möglichst vermieden werden, da hierbei die Fehleranfälligkeit steigt und auch der Aufwand in keinem Verhältnis zum späteren Nutzen steht. Dafür eignet sich insbesondere die Verwendung von Dynamo oder Grasshopper in Kombination mit tabellarischen Listen. Zusätzlich besteht die Option, über die Verwendung von Add-ons, wie zum Beispiel DiRoots für Revit, ohne die Nutzung von visuellen oder textbasierten Programmierungsschnittstellen zu einem guten Ergebnis zu kommen.

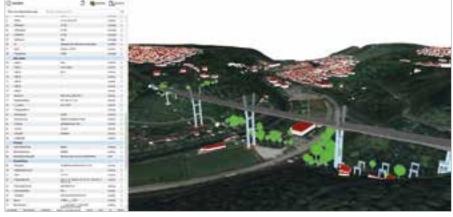
5.4 Schnittstellen und Datenaustausch Damit sich ein Mehrwert im Rahmen der BIM-Methodik über die Verwendung des 3-D-Modells hinaus ergibt, müssen die erzeugten Informationen mit verschiedenen Bereichen der Planung und Ausführung verknüpft werden können und dabei allen Projektbeteiligten zugänglich sein. Vorrangig wird dies im vorliegenden Projekt über das CDE von Eplass gelöst, auf dem die Archivierung, Prüfung und Bearbeitung durch die integrierte Version von Desite möglich ist (Bild 11). Zusätzlich zu Eplass wurde bei diesem Projekt die Anwendung von iTWO 5D als zentrales Informationssystem für die 4-D- und 5-D-Prozesse sowie für die Abrechnung und das spätere Mängelmanagement näher untersucht (Bild 12). Dabei ist zunächst relevant, wie gut die Schnittstelle zwischen Modellerstellung und Weiterverarbeitung in iTWO funktioniert. Im Rahmen des openBIM-Gedankens ist zunächst die ifc-Datei das gän-

Im Fall der Nutzung von iTWO hat sich jedoch gezeigt, dass hier die Möglichkeit über den Austausch von cpiXML-Daten qualitativ bessere Ergebnisse erzielt und es zu einer verlustfreieren Datenübertragung kommt. Dafür bietet sich die Nutzung des iTWO-Plugins für Revit an, wodurch sich die benötigten Daten unkompliziert exportieren lassen. Für den weiteren Projektverlauf wird interessant sein, inwiefern die große Anzahl von Objekten, zum Beispiel für die Bewehrung, die Bearbeitung der BIM-Prozesse beeinflusst. Festzuhalten ist bereits jetzt, dass eine zu detaillierte Modellierung auch in der Ausführungsphase nicht unbedingt zweckmäßig für den Projekterfolg ist. Ein Kompromiss zwischen hoch detaillierten Einzel- und gröberen Standardbereichen ist dementsprechend empfehlenswert. Informationsverluste durch verminderte Darstellungen können beispielsweise durch passende Bauteilinformationen ausgeglichen werden.



Längsträger mit reduzierter Bewehrungsdarstellung
© Sofistik AG

Ein weiterer Punkt, der im Rahmen des Pilotprojekts getestet werden soll, ist die Verwendung der Modelldaten auf der Baustelle. Ein Großteil der bisherigen BIM-Prozesse findet derzeit in den Büros statt und der Datenaustausch läuft über das CDE mit den einzelnen Planungsbeteiligten. Damit aber die Daten auch vor Ort auf der Baustelle für die Ausführung oder die erforderlichen Abnahmen verwendet werden können, ist eine Verbindung zu mobilen Endgeräten notwendig. Das bedarf wiederum eines Informationsflusses in beide Richtungen. Hierfür werden unterschiedliche Möglichkeiten getestet, unter anderem Dalux.



11 Koordinationsmodell in der Übersicht © Leonhardt, Andrä und Partner AG

gige Austauschformat.



12 Exemplarische Darstellung der Bearbeitung mit iTWO © Leonhardt, Andrä und Partner AG

#### 6 Zusammenfassung

Die Neckartalbrücke Horb soll 2026 dem Verkehr übergeben werden. Bis dahin werden die digitalen Prozesse im Rahmen der BIM-Methodik in der Ausführungsphase weiter betrachtet und getestet. Nach jetzigem Stand kann festgehalten werden, dass die parametrische Modellierung in der Umgebung von Revit in Kombination mit der Nutzung von zusätzlichen Add-ons gut funktioniert und somit geeignete Modelle für den BIM-Prozess im Infrastrukturbereich erstellt werden können. Grundsätzlich erweist sich die BIM-Methodik als hilfreich, um die technischen Herausforderungen bei diesem Projekt zu meistern. Der Austausch zwischen Planern und Softwareentwicklern führte zu einer Optimierung und höheren Effizienz in der täglichen Arbeit. Die BIM-Methodik allgemein bietet Vorteile durch die zentrale Verfügbarkeit und automatisierte Aufbereitung von Informationen. Dadurch lassen sich Probleme frühzeitig erkennen und Fehler vermeiden.

Erfolgt jedoch keine konsequente Weiterverarbeitung der erzeugten Daten bei allen Projektbeteiligten, geht ein entscheidender Mehrwert der BIM-Methodik verloren. Außerdem ist es wichtig, vor allem im Rahmen der Implementierung von neuen Prozessen stets die Frage von Aufwand und Nutzen zu stellen und dabei zu beleuchten, inwiefern die Erzeugung von Daten zum Projekterfolg beiträgt. Allgemein weist die BIM-Methodik bei konsequenter Umsetzung aber eine Vielzahl von Vorteilen gegenüber der konventionellen Planung auf. Verantwortungsvolles Handeln und die richtigen Entscheidungen der beteiligten Ingenieure werden freilich immer über den Erfolg von Projekten entscheiden.

Autoren:
Dipl.-Ing. Holger Haug
Daniel Krouhs M. Sc.
Dipl.-Ing. Christoph Maulhardt
Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG,
Stuttgart

#### Literatur

- Haug, H.; Maulhardt, C.: Neckartalbrücke Horb.
   Entwurf einer Extradosed Bridge; in: Brückenbau,
   11. Jq., Heft 1/2, 2019, S. 120–125.
- https://www.bimdeutschland.de/leistungen/ bim-portal (Homepage BIM-Partal; geprüft am 12.01.2024).

#### Bauheri

Regierungspräsidium Karlsruhe, Referat 43

Entwurf und Ausschreibung Leonhardt, Andrä und Partner, Beratende Ingenieure VBI AG, Stuttgart

Genehmigungs- und Ausführungsplanung Leonhardt, Andrä und Partner, Beratende Ingenieure VBI AG, Stuttgart (Federführung) BuP. Boll Beraten und Planen Ingenieurgesellschaft mbH & Co. KG, Stuttgart (Nachunternehmer)

Verkehrsanlagenplanung Regierungspräsidium Karlsruhe

#### Prüfung

Dr.-Ing. Ralf Egner, Karlsruhe Dr-Ing. Dietmar H. Maier, Karlsruhe

Bauausführung Arbeitsgemeinschaft: Porr GmbH & Co. KGaA, München Porr Spezialtiefbau GmbH, München





# Planung und Ausführung Bau der neuen Jauntalbrücke

■ ■ von Alexander Oplustil, Michael Kaulfus

Bei der Jauntalbrücke handelt es sich um eine Eisenbahnbrücke über die Drau, die mit einer Länge von 430 m und einer Höhe von 96 m das tief eingeschnittene Jauntal überspannt. Sie zählt zu den größten Brücken der Österreichischen Bundesbahn (ÖBB) und gilt als eine der höchsten Bahnbrücken in Europa. Im Zuge der Errichtung der Koralmbahn wird das eingleisige Bestandstragwerk durch ein modernes zweigleisiges Tragwerk ersetzt, welches auf die vorhandenen Unterbauten aufgesetzt wird. Unter Weiternutzung der bestehenden Pfeiler und der damit einhergehenden CO2-Einsparung wurde ein nachhaltiges Brückenbauwerk mit optimalem »CO<sub>2</sub>-Fußabdruck« geschaffen. Beim Tragwerksneubau handelt es sich um eine fünffeldrige Fachwerkbrücke, die für den Hochgeschwindigkeitsverkehr ausgelegt und als Doppelstockbrücke mit obenliegendem Eisenbahndeck und untenliegendem Geh- und Radwegdeck ausgebildet wurde. Die Schlankheit der Fachwerke erfordert einen möglichst biegesteifen Brückenquerschnitt, weshalb zum ersten Mal im Netz der ÖBB eine »Doppelverbundbrücke« zur Ausführung kam. Mit der Wahl einer transparenten Fachwerkkonstruktion ist es gelungen, dass der malerische Blick auf das Jauntal vom Geh- und Radwegdeck über die gesamte Brückenlänge stets gegeben ist. Zusätzlich laden zwei in Brückenmitte befindliche Aussichtsplattformen zum Verweilen ein.

#### 1 Einleitung

Die Eisenbahnstrecke Graz-Klagenfurt, die Koralmbahn, ist Bestandteil des österreichischen Hochleistungsstreckennetzes und Teilabschnitt der Baltisch-Adriatischen Achse (Bild 1), einer transeuropäischen Verkehrsachse, die von den baltischen Staaten bis nach Oberitalien reicht und die Ostsee mit der Adria verbindet. Für den Ausbau dieser BA-TEN-Strecke werden in Österreich zurzeit die Koralmbahn zwischen Graz und Klagenfurt sowie der Semmering-Basistunnel errichtet. Als Teil der neuen Südstrecke innerhalb des Baltisch-Adriatischen Korridors ist die Neubaustrecke Teil des europäischen Kernnetzes und verbindet die Landeshauptstädte Graz und Klagenfurt (Bild 2), indem die Trasse die Koralpe unterquert. Mit der Koralmbahn entsteht auf ca. 130 km eine zweigleisige elektrifizierte Hochleistungsstrecke, mit der die Kapazitäten auf der Nord-Süd-Achse Wien-Tarvis deutlich angehoben und die Fahrzeiten spürbar verkürzt werden. Zukünftig werden Geschwindigkeiten bis 250 km/h möglich sein und die Fahrzeit von Graz nach Klagenfurt nur noch 45 min anstelle 2 h und 40 min betragen. Bei der Koralmbahn handelt es sich um eines der größten in Ausführung befindlichen Eisenbahnprojekte der ÖBB.

Beim Bau der Koralmbahn wurde die Strecke in mehrere Teilabschnitte untergliedert. Die Bauarbeiten begannen 2002, seit 2010 erfolgte schrittweise die Inbetriebnahme von fertiggestellten Teilabschnitten. Die bisherigen Meilensteine des Baufortschritts waren 2015 der Baubeginn der Tunnelkette Granitztal, 2020 der finale Durchschlag des Koralmtunnels und im Dezember 2023 die eingleisige Inbetriebnahme des gesamten Kärntner Teilstücks der Koralmbahn. Die Fertigstellung und Inbetriebnahme der gesamten Koralmbahn ist für Anfang Dezember 2025 geplant.

Die Jauntalbrücke befindet sich im Teilabschnitt Aich-Mittlern und überquert beim Strecken-km 83.775 die Drau. Die Bauarbeiten begannen im Dezember 2021, wobei im vergangenen Jahr während einer zwölfmonatigen Streckensperre der Einschub, die Fertigstellung und die Ausrüstung des neuen Tragwerks stattfanden. Pünktlich zum Fahrbahnwechsel am Jahresende und im Zuge der Inbetriebnahme des Kärntner Teilstücks der Koralmbahn erfolgte im Dezember 2023 die Teilinbetriebnahme der Jauntalbrücke für den eingleisigen Eisenbahnverkehr. Endgültig abgeschlossen werden die Bauarbeiten der Jauntalbrücke im Frühjahr 2024 mit der Inbetriebnahme des zweiten Streckengleises. Im Bereich der Jauntalbrücke (km 83,561km 83,983) verläuft die Trasse der Koralmbahn im Grundriss vom Widerlager Nord zum Widerlager Süd auf einer Länge von ca. 315 m in einer Geraden und geht anschließend bei km 83,878 in einen Übergangsbogen über. Die Gradiente der Strecke im Bereich der Jauntalbrücke ist gerade bzw. die Längsneigung beträgt 0 ‰. Der Gleisabstand der beiden Streckengleise 1 und 2 misst im Objektbereich 4,70 m und die minimale Schotterbettdicke unter den Schienen 50 cm. Die Trassierungsgeschwindigkeit (VE) im Bereich der Jauntalbrücke beträgt 250 km/h.

#### 2 Bestandsbauwerk

Zur Überführung der alten Bestandsstrecke über das durch die Drau tief in den Quartärschotter eingeschnittene V-Tal wurde in den Jahren 1959–1962 die Jauntalbrücke erbaut. Mit der Eröffnung der Jauntalbahn, einer knapp 20 km langen eingleisigen Bahnstrecke von Bleiburg nach St. Paul im Lavanttal wurde das Brückentragwerk 1964 in Betrieb genommen. Die Querung des ca. 100 m tiefen und ca. 400 m breiten Draueinschnitts führte zum Bau einer der längsten und höchsten Eisenbahnbrücken in Österreich.

Die Brückengesamtlänge beträgt 428,26 m bei Einzelspannweiten von 78,66 m, 87,40 m, 94,14 m, 87,40 m und 78,66 m sowie Pfeilerhöhen von 60,45 m (PF 1), 76,85 m (PF 2), 76,85 m (PF 3) und 54,45 m (PF 4).



1 Übersicht: Baltisch-Adriatische Achse © www.heiderklausner.at



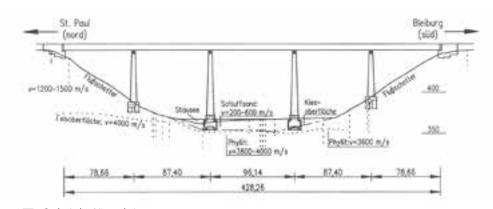
2 Verlauf der Koralmbahn © www.heiderklausner.at

Umfangreiche Baugrunduntersuchungen im Vorfeld der Bauarbeiten ergaben, dass das Phyllit-Grundgebirge der Drau mit einer bis zu 14 m mächtigen Sedimentschicht überdeckt ist. Die Sedimentablagerungen sind auf die Lage des Brückenstandorts im Stauraumbereich des stromabwärts gelegenen Flusskraftwerks Schwabegg, 1939–1943 errichtet, zurückzuführen (Bild 3).

Aufgrund der Geologie im Bereich der Talquerung wurden die Hangpfeiler im Drauschotter und die Flusspfeiler am Phyllit gegründet. Die beiden Hangpfeiler wurden mittels Brunnengründungen hergestellt. Dazu wurden je Hangpfeiler sechs Brunnen mit einem Durchmesser von ca. 4,50 m gebaut und bis zu einer Tiefe von ca. 14 m abgeteuft. Anschließend wurden die Brunnen mit Magerbeton verfüllt. Um die Lasten der Pfeiler

zu verteilen, wurde oben auf den Brunnen je Hangpfeiler eine ca. 6 m dicke Stahlbetonplatte betoniert. Die beiden Flusspfeiler mussten am Phyllit-Grundgebirge ca. 17 m unter dem Flussspiegel gegründet werden. Man entschied sich für die Ausführung von Caisson-Gründungen. Zunächst wurde in der Drau eine künstliche Insel aufgeschüttet, auf der die Caisson-Senkkästen (15 m × 15 m) hergestellt wurden. Danach wurden die Caissons am Pfeilerstandort im Wasser versenkt und mittels Druckluftbauweise bis zum Erreichen des tragfähigen Gebirges abgeteuft. Anschließend wurden die Arbeitskammern der Senkkästen mit Beton verfüllt und oben auf den Caissons je Flusspfeiler eine ca. 4 m dicke Stahlbetonplatte hergestellt, um die Lasten der Pfeiler gleichmäßig auf die Caissongründung zu verteilen. Die Oberkante

der Caissongründung wurde bei beiden Flusspfeilern gleich hoch und über dem Hochwasserspiegel liegend ausgebildet. Auf den Hang- und Flusspfeilergründungen wurden die vier Pfeiler der Jauntalbrücke aufgesetzt. Die Pfeilerschäfte sind hohl und weisen einen dreizelligen, kastenförmigen Querschnitt auf. Die Pfeileraußenwände sind geneigt und verjüngen sich vom Pfeilerfuß beim Fundamentanschnitt bis zum Pfeilerkopf mit den Neigungen 36:1 (Längsseiten) bzw. 28:1 (Schmalseiten). Durch je zwei senkrechte Wände ergibt sich der dreizellige Hohlquerschnitt, wobei die Innenwände einheitlich 30 cm dick sind, während die Dicke der Außenwände von 65 cm auf 40 cm abnimmt. Die Pfeilerköpfe sind massiv, die Außenabmessungen im oberen Querschnitt betragen bei allen vier Pfeilern 7,50 m × 4,00 m. Aufgrund

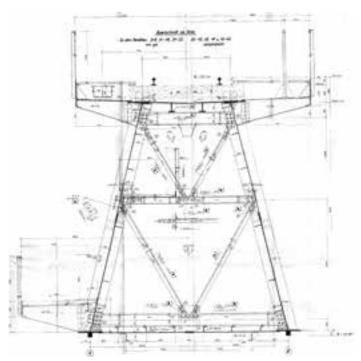


Geologischer LängsschnittHans Seelmeier

ihrer unterschiedlichen Höhen weisen die sich verjüngenden Pfeiler an ihrer Basis beim Fundamentanschnitt unterschiedliche Querschnittsabmessungen (Flusspfeiler PF 2 und PF 3: 13,00 m  $\times$  8,30 m; Hangpfeiler PF 1: 11,90 m  $\times$  7,40 m; Hangpfeiler PF 4: 11 m  $\times$  7 m) auf. Die Hohlkastenquerschnitte der Pfeiler sind innen durch horizontale Querscheiben im Abstand von 12 m gegeneinander ausgesteift.

Die beiden kastenförmigen Widerlager sind wie die Hangpfeiler auch im Drauschotter gegründet, wobei die Fundierungen als Flachgründung ausgebildet wurden. Aufgrund ihrer Längserstreckung wurden beide an den Geländeverlauf angepasst und mit Abtreppungen versehen. Sowohl beim Widerlager Nord (St. Paul) als auch beim Widerlager Süd (Bleiburg) sind die Kammern von der Auflagerbank und der jeweiligen Wegdurchführung aus erreichbar.

Das Tragwerk der Jauntalbrücke wurde als Durchlaufträger über fünf Felder in Form einer Deckbrücke ausgebildet, die das Jauntal in einer maximalen Höhe von ca. 90 m überspannt. Das Tragwerk wurde mit einem trapezförmigen Hohlkastenquerschnitt mit »offener Fahrbahn« versehen, bei welchem die Gleisschwellen direkt auf dem Tragwerk mittels Schwellenschuhen befestigt sind. Der zu Wartungszwecken begehbare Hohlkasten wurde aus zwei I-förmigen Hauptträgern mit nach innen geneigten Stegen und schmalen Gurten, einem leicht V-förmig geknickten Deckblech und einem geraden Bodenblech zusammengesetzt.

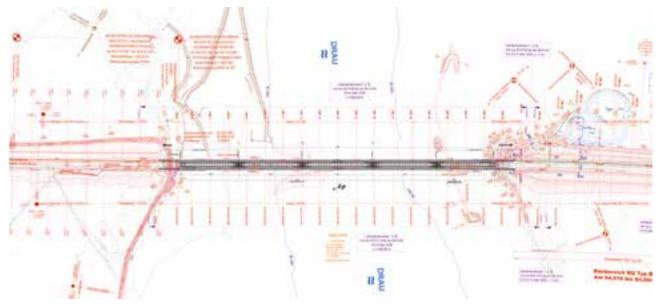


Querschnitt des Bestandstragwerks
 Vöest/Waaaner-Biro AG

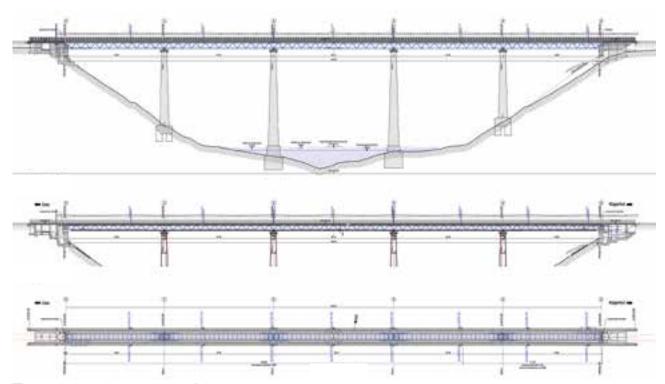
Das Eisenbahntragwerk wurde generell geschweißt ausgeführt, mit Ausnahme der Baustellenstöße bzw. Baustellenanschlüsse, die genietet wurden (Bild 4). Das Tragwerk hat eine Höhe von 5 m, die Stegabstände der Hauptträger varieren zwischen 4,50 m (Unterkante) und 2,00 m (Oberseite). Zur Aussteifung des Hohlkastens wurden Querverbände im Abstand von ca. 8,70 m angeordnet.

Für die Ableitung der horizontalen Kräfte quer zur Fahrbahnachse wurden über den Widerlagern und Pfeilern kräftige Querrahmen ausgebildet.

Das Bestandstragwerk wurde an den Tragwerksenden bei den Widerlagern und bei den Hangpfeilern längsbeweglich und an den Flusspfeilern längsfest gelagert. Die beiden hohen, schlanken Flusspfeiler hätten bei der zum damali-



5 Übersichtslageplan © KOB ZT-GmbH

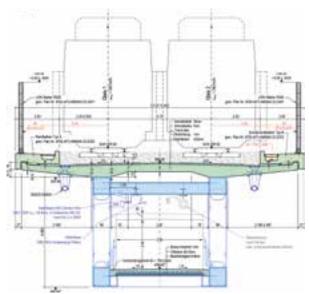


Bauwerksplan: Ansicht, Längsschnitt, Draufsicht
 KOB ZT-GmbH

gen Zeitpunkt normgemäß anzusetzenden Bremskraft eine zu große Auslenkung erfahren, weshalb an den beiden Widerlagern je ein ölhydraulischer Bremsdämpfer vorgesehen wurde. Es wurde ein geschlossenes Hydrauliksystem verwendet, bei welchem die beiden Dämpfer mittels einer von Widerlager zu Widerlager durchgehenden Leitung miteinander verbunden waren.

Montiert wurde die Brücke je zur Hälfte auf beiden Seiten der Drau. Der Zusammenbau erfolgte auf einer Längsverschubbahn, wobei hinter jedem Widerlager 130 m Brückentragwerk zusammengefügt wurden.

Im Zuge des Brückeneinschubs im Jahr 1961 wurden die beiden Brückenteile zunächst über Rollbatterien vorgefahren und anschließend mittels Seilzügen von den Widerlagern in Richtung Brückenmitte lanciert. Nach dem Schließen des Mittelstoßes wurden die Rollbatterien wieder ausgebaut und das Tragwerk auf die Lager abgesenkt.



7 Querschnitt im Regelbereich © KOB ZT-GmbH

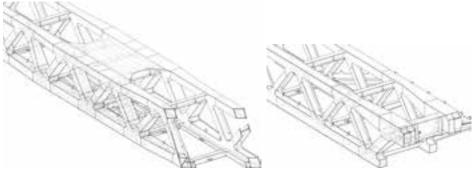
#### 3 Entwurfs- und Ausschreibungsplanung

#### 3.1 Allgemeines

Im Vorfeld der nun durchgeführten Tragwerkserneuerung wurden umfangreiche Variantenstudien durchgeführt, deren Anfänge bis in die 1990er Jahre zurückreichen. Diskutiert und verworfen wurden unter anderem die Errichtung einer komplett neuen Brücke in Parallellage und die Verstärkung des Bestandsüberbaus in Kombination mit einem neuen eingleisigen Tragwerk in Parallellage auf verbreiterten Pfeilerköpfen.

Der ausgewählte und ausgeführte Tragwerksentwurf sieht vor, dass der eingleisige Bestandsüberbau der Jauntalbrücke durch ein modernes zweigleisiges Tragwerk, welches für den Hochgeschwindigkeitsbereich konzipiert ist, ersetzt wird und auf den bestehenden Unterbauten neu aufgebaut wird (Bild 5).

Dabei bleiben die Brückengesamtlänge sowie die Bestandspfeileroberkanten unverändert (Bild 6). Die Brückengesamtbreite des Neubaus beträgt 13,10 m (Bild 7).



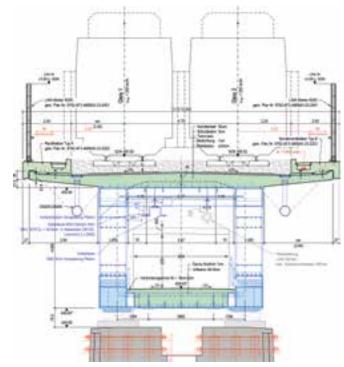
8 9 Axonometrie im Pfeiler- und im Widerlagerbereich © KOB ZT-GmbH

Der Konstruktionsvorschlag sieht vor, dass das zweigleisige Tragwerk unter Ausnutzung des bestehenden Überbaus eingeschoben wird. Dazu wird das neue Tragwerk mit dem Bestand »gekoppelt«, der Längseinschub des neuen Tragwerks erfolgt dann bei gleichzeitigem Rückbau des Bestands.

Einer der Gründe für die Realisierung dieser Variante waren der gute Zustand von Unterbauten und Bestandsüberbau, welcher mittels zweier Sonderprüfungen vor der Umsetzung nochmals bestätigt wurde. Unterstützt wurde sie auch durch eine CO<sub>2</sub>-Analyse des Unterbaus, die ein enormes Einsparungspotenzial durch die Nutzung der bestehenden Pfeiler aufzeigte.

#### 3.2 Tragwerk

Beim Tragwerksneubau handelt es sich um eine Fachwerkdeckbrücke in Stahlverbundbauweise mit konstanter Bauhöhe. Die gesamte Konstruktionshöhe des Tragwerks beträgt von seiner Unterkante bis zur Schienenoberkante ca. 6,30 m. Das Tragwerk weist zwei Brückendecks auf, das obenliegende Eisenbahndeck und das Brückenunterdeck, welches einerseits zur Durchführung von Inspektions- und Wartungsarbeiten dient und andererseits als Geh- und Radwegdeck genutzt wird. Beide Brückendecks sind als Verbundfahrbahnplatten konzipiert. Die Stahlkonstruktion des Verbundtragwerks besteht aus zwei ca. 5 m hohen Fachwerk-Durchlaufträgern (pfostenlose Strebenfachwerke, Neigung der Diagonalen: ~ 55°), die einen Achsabstand zueinander von ca. 5,27 m aufweisen und mittels Querträgern in den Knotenpunkten der Fachwerkober- und -untergurte miteinander verbunden sind. Die Oberund Untergurte des pfostenlosen Stahlfachwerks sind als dichtgeschweißte kastenförmige Querschnitte konzipiert.



Pfeilerquerschnitt mit »Doppelverbund«
© KOB ZT-GmbH



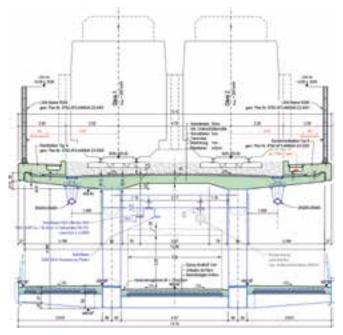
Orthotrope Platte im Pfeilerbereich
© KOB ZT-GmbH

Die Querschnitte der Diagonalen sind teilweise I-förmig und teilweise kastenförmig ausgebildet, wobei die kastenförmigen Diagonalen in den höher beanspruchten, auflagernahen Bereichen und die I-förmigen Diagonalen in den schwächer beanspruchten Feldbereichen angeordnet werden (Bilder 8, 9). Im Regelbereich weisen die Fachwerkquerschnitte (Ober- und Untergurte sowie Diagonalen) konstante Außenabmessungen auf. Die Anpassung an die unterschiedlich hohen Beanspruchungen erfolgt durch die Verwendung variabler Blechdicken, wobei sich die Blechdickensprünge ausschließlich nach innen orientieren.

Bei den stark beanspruchten Fachwerkstäben der Pfeilerbereiche werden zusätzlich zur Anhebung der Blechdicken noch folgende weitere Verstärkungsmaßnahmen vorgesehen (Bilder 10 und 11):

- Ausbildung von »Doppelverbundbereichen«
- Anordnung von orthotropen Stahlblechen sowohl in der Ober- als auch in der Untergurtebene
- Aufweitung bzw. Verbreiterung der Fachwerkquerschnitte nach außen

Durch den Doppelverbund der Fachwerk-Durchlaufträger, mittels Ausbildung eines untenliegenden Betondruckgurts in jenen Bereichen hergestellt, in welchen die obenliegende Betonfahrbahnplatte gerissen ist, werden die Verformungen des Tragwerks unter Verkehrslast minimiert und die Blechdicken der Fachwerkstäbe reduziert. Darüber hinaus werden die Tragwerkssteifigkeit und der Widerstand gegenüber dynamischen Belastungen infolge Zugüberfahrten erhöht. Während bei den Pfeilern die Lager der Fachwerkdeckbrücke unter den Untergurten positioniert sind, werden bei den Widerlagern die Auflagerenden der Fachwerke nach oben gezogen und die Lager unter den Obergurten platziert. Dies dient dazu, die Verdrehungen und Verformungen des Überbaus bei den Endauflagern möglichst zu minimieren und die zusätzlichen Schienenspannungen über der Trennfuge möglichst zu reduzieren. Zur Queraussteifung des Tragwerks und zur Ableitung der horizontalen Beanspruchungen des Eisenbahndecks zu den Lagern und weiter in den Unterbau sind bei allen Pfeilerachsen schräge Querrahmen, bestehend aus Diagonalen und jeweils zwei Querträgern in Stahlverbundbauweise, vorgesehen.



Querschnitt der Aussichtsplattform

© KOB ZT-GmbH

Die obenliegende Stahlverbundfahrbahnplatte des Eisenbahndecks ist in Ortbetonbauweise konzipiert und weist eine Breite von ca. 12,60 m auf. Als Verbundmittel dienen Kopfbolzendübel, die am Fachwerkobergurt angeschweißt sind. Die Oberseite der Fahrbahnplatte ist satteldachförmig und mit Querneigungen von 2,50 % nach beiden Seiten ausgebildet. Die Fahrbahnplatte wird von Fachwerkober- zu -unterkante gespannt und hat über den beiden Obergurten ihre maximale Dicke. Außerdem wird die Fahrbahnplatte zur Brückenmitte hin angevoutet und verjüngt sich zu den Plattenrändern. Die Plattendicke beträgt im Hochpunkt der Fahrbahnoberseite bzw. in der Brückenachse ca. 35 cm, über den Fachwerkträgern ca. 53 cm und an den Plattenrändern ca. 25 cm. Die durch den Übergangsbogen vor dem Widerlager Bleiburg bedingte Abweichung der Bahnachse von der Brückenachse von 29 cm wird mittels Verbreiterung der flussaufwärtigen Kragplatte kompensiert. Das Brückenunterdeck ist ebenfalls als Stahlverbundplatte ausgebildet und weist eine Breite von ca. 4,30 m auf, die aus der Aufnahme der Geh- und Radwege resultiert. Die Fahrbahnplatte ist von Fachwerkober- zu -unterkante gespannt und zusätzlich in den Fachwerksknoten auf Stahlverbundquerträgern aufgelagert. Die Stahlverbundplatte des Brückenunterdecks ist in Halbfertigteilbauweise mit Stahlbetonfertigteilen und Aufbeton konzipiert, die Verbundwirkung wird wiederum mit Kopfbolzendübeln hergestellt.

Die Stahlfachwerkkonstruktion wurde derart gestaltet, dass die Zugänglichkeit zur Aussichtsplattform in Brückenmitte (Bild 12) und vor allem das Ausfädeln der Geh- und Radwege an den Brückenenden bei den Widerlagern zwischen den Diagonalen mit einem auf den zweispurigen Radweg abgestimmten Lichtraumprofil möglich ist.

#### 3.3 Unterbauten

Wie die Voruntersuchungen und Zustandsprüfungen bestätigten, befinden sich die ca. 60 Jahre alten Unterbauten des Brückentragwerks in einem sehr guten Zustand, so dass die Pfeiler und deren Gründungen die deutlich größeren vertikalen Beanspruchungen des neuen, zweigleisigen Verbundtragwerks mit geringen Verstärkungs- und Instandsetzungsmaßnahmen aufnehmen können. Grundvoraussetzung für ihre Weiterverwendung ist die Beibehaltung des Konzepts der »adaptiven« Längsfesthaltung des Tragwerks mittels Bremsdämpfern bei den beiden Widerlagern.

Die Brunnengründungen der Hangpfeiler wurden mittels vorgespannter Dauerfreispielanker verstärkt, deren Anordnung erfolgte auf der Stirnseite des Pfeilerfundaments. Zur Druckverteilung wurden vorab Ankerbalken aufbetoniert sowie die Tragfähigkeit der beiden Hangpfeiler durch Fußverstärkungen erhöht. Dabei wurden quer zur Brückenachse 10 m hohe und 40 cm dicke Stahlbetonrippen an den 65 cm dicken Pfeileraußenwänden innen und außen anbetoniert und mittels vorgespannter Anker am Bestand angebunden.

Die auf Fels gegründeten Caissons der Flusspfeiler sind im Allgemeinen ausreichend tragfähig, um die höheren vertikalen Beanspruchungen des neuen Tragwerks aufnehmen zu können. In den Gründungskörpern der Flusspfeiler wurden Hohlräume vorgefunden, welche im Zuge der Bauarbeiten mittels Injektionsbohrungen ausgefüllt wurden. Bei allen vier Pfeilern wurden die Pfeilerköpfe adaptiert und für die neuen Brückenlager entsprechende Sockel errichtet. Je Brückenlager wurden zwei Pressenansatzpunkte eingebaut, diese liegen in Längsrichtung vor und hinter dem neuen Lagersockel. Zur Aufnahme der Spaltzugkräfte, welche aus den großen Lagerkräften resultieren, wurden in Brückenlängsrichtung in mehreren Ebenen vorgespannte Stabspannglieder in die Pfeilerköpfe integriert.

Nach Abschluss der Betonsanierung wurde eine vollflächige rissüberbrückende Schutzbeschichtung auf den Pfeileroberflächen aufgebracht.

Die beiden Widerlager wurden teilweise umgebaut, verstärkt und verbreitert. Für den Einschubvorgang des neuen Tragwerks wurden die Bestandswiderlager zunächst bis knapp unterhalb des Verschubniveaus abgebrochen, nach dem Einschubvorgang des Tragwerks neu aufgebaut und die Abmessungen an die Anforderungen der zweigleisigen Bahnstrecke angepasst. Dazu zählt insbesondere die breitere und verlängerte Flügelkonstruktion inklusive Fundierung, ein wartungsfreundlicher Zugang zur Lagerbank und zu den Tragwerksdämpfern sowie die Ergänzung der Lagerbank mit Lagersockeln und Pressenansatzplatten. Die Anordnung der Dämpfer im Inneren der Widerlager bietet außerdem einen Schutz gegenüber Witterungseinflüssen. Die neuen Widerlagerwände wurden monolithisch mit dem verbliebenen, tiefer liegenden Bestand verbunden.

Zur Sicherung der steil abfallenden Talflanken unterhalb der Widerlager wurden sowohl auf der Nord- als auch auf der Südseite unterhalb ihrer Fundamente jeweils drei Ankerrippen vorgesehen, die mittels vorgespannten Freispielankern im Hang befestigt sind.



Dämpfer am Widerlager Nord © ÖBB Infrastruktur AG

#### 3.4 Brückenlager und Bremsdämpfer

Wie bereits zuvor erwähnt, ist die Beibehaltung des Konzepts der »adaptiven« Längsfesthaltung des Tragwerks die Grundvoraussetzung für eine Weiternutzung der alten Bestandsunterbauten. Um die Unterbauten für eine moderne Hochleistungskonstruktion verwenden zu können, ist aufgrund der geänderten Normensituation und der damit wesentlich größeren Einwirkungen aus Bremsen bzw. Erdbeben die Anordnung einer Bremskraftarretierung zwingend notwendig. Aus diesem Grund werden, ausgehend vom gewählten Lagerungskonzept und von den zum Einsatz kommenden Lagerbauarten mit einer definierten und dauerhaft funktionierenden Rückzentrierungsmöglichkeit (Gleitpendellager), an den Tragwerksenden jeweils zwei hydraulische Bremsdämpfer (Shock-Transmitter) vorgesehen (Bild 13), deren Beanspruchungen in die beiden Widerlager abgeleitet werden. Bei der Wahl des Lagersystems des neuen Tragwerks wurde besonders auf den Schutz der vorhandenen Unterbauten geachtet, weshalb die Lagerung möglichst zwängungsfrei konzipiert ist und auf den Bestandpfeilern Lager mit isolierender Wirkung zum Einsatz kommen. Die Lagerung des Tragwerks erfolgt auf den Pfeilern mittels selbstzentrierender Gleitpendellager und auf den Widerlagern mittels Kalottenlagern, wobei in den Lagerachsen jeweils ein Lager allseits beweglich und eines querfest ausgebildet wird. Die Gleitpendellager sind für Auflasten von ca. 50 MN, die auf den Widerlagern befestigten Kalottenlager für Auflasten von ca. 20 MN ausgelegt.

Die Gleitpendellager sind so dimensioniert, dass eine Rückzentrierung der gleitend gelagerten Brückenkonstruktion bei geringstmöglichen Reibungswiderständen realisiert werden kann. In Brückenlängsrichtung ist das Tragwerk mittels der hydraulischen Bremsdämpfer (zwei je Widerlager) »adaptiv« längsfest gelagert, welche nur bei ruckartigen bzw. stoßartigen Belastungen aktiviert werden. Daraus resultiert, dass das Tragwerk im Allgemeinen längsverschieblich gelagert ist und sich infolge Temperaturbeanspruchung ungehindert und gleichmäßig zu beiden Enden hin auszudehnen vermag. Dabei kommt der thermische Ruhepunkt näherungsweise in Brückenmitte zu liegen und es ergibt sich eine freie Dehnlänge von ca. 215 mm zum jeweiligen Widerlager. Sobald aber eine Verschiebung in Zug- und Druckrichtung (X-Richtung) des Bremsdämpfers auftritt, die schneller als die festgelegte Grenzgeschwindigkeit ist, wird eine Antwortkraft im Bremsdämpfer aktiviert, die eine schnelle Verschiebung unterbindet, wodurch das Tragwerk für diesen Beanspruchungszustand längsfest gehalten ist, alle weiteren Freiheitsgrade jedoch ohne Einschränkung innerhalb der erwarteten Bewegungsgrenzen zur Verfügung stehen. Die dominierenden Horizontalkräfte in Brückenlängsrichtung infolge »Anfahren und Bremsen« oder »Erdbeben längs« werden somit von den hydraulischen Dämpfern aufgenommen, zu den Widerlagern weitergeleitet und von diesen in den Untergrund abgeführt.

Der Bremsdämpfer, ein Shock-Transmitter, besteht unter anderem aus einem Kolben, der sich in einem Zylinder bewegen kann. Dabei wird je nach Kraftrichtung in der einen oder in der anderen Zylinderkammer, die beide mit Hydrauliköl gefüllt sind, Druck erzeugt. Somit arbeitet der Bremsdämpfer auf Zug und Druck mit derselben Antwortkraft. Der Bremsdämpfer gibt abhängig von der Bewegungsgeschwindigkeit eine entsprechende Antwort. Die Antwortkraft wird, ausgehend von den Planungsvorgaben, für den jeweiligen Anwendungsfall definiert und, darauf basierend, der Shock-Transmitter für die gewünschte Antwortkraft mit Lastbegrenzern limitiert. Bei den modernen Bremsdämpfern handelt es sich um autark funktionierende Bauteile, welche nicht mehr mittels eines Hydrauliksystems miteinander gekoppelt werden müssen.

#### 4 Bauausführung

Im Dezember 2021 erfolgte mit der Vergabe der Bauleistungen an die Arbeitsgemeinschaft aus Swietelsky und Donges der Start der Bauausführung. Zu Beginn wurden die Instandsetzungsund Verstärkungsmaßnahmen der Bestandsunterbauten realisiert und der nördlich des Tragwerks gelegene Vormontageplatz sowie der südlich befindliche Demontageplatz errichtet. Nach Fertigstellung der Vormontageflächen erfolgten die Anlieferung der einzelnen Stahlbauteile sowie der Zusammenbau bzw. die Vormontage der Stahlkonstruktion zu drei ca. 145 m langen Segmenten, die parallel zur Bestandsstrecke und nebeneinander gereiht für den Längseinschub vorbereitet wurden (Bild 14).



Vormontage eines Stahlbauteils
© KOB ZT-GmbH



Kopplungskonstruktion im Einsatz
© ÖBB Infrastruktur AG

Nach Beginn der zwölfmonatigen Streckensperre der Bestandstrasse konnte mit den Brückeneinschubarbeiten angefangen werden, wobei die Montage des neuen Tragwerks der Jauntalbrücke durch gemeinsames Lancieren mit dem des Bestands erfolgte. Dazu wurden beide Tragwerke mittels einer Kopplungskonstruktion miteinander verbunden. Der Verschub wurde auf einer Höhe von 450,20 m durchgeführt, was einen Teilabtrag der beiden Widerlager und der vorgelagerten Bahndämme bedingte.

Der Einschub des neuen Tragwerks erfolgte mit den bereits am Vormontageplatz verlegten Betonfertigteilen des Geh- und Radwegdecks.
Für den Lancierzustand und die anschließenden Betonierarbeiten bei der Herstellung der Stahlbetonfahrbahnplatten wurde die Fachwerkuntergurtebene mittels eines horizontalen Montageverbands ausgesteift, der nach Herstellung der beiden Decks (Eisenbahn sowie Gehund Radweg) wieder rückgebaut wurde.



16 Hydraulikanlage für den Längsverschub © KOB ZT-GmbH



Längsverschub im Widerlagerbereich © KOB ZT-GmbH

Die Lagerung der Tragwerke während des Lanciervorgangs erfolgte widerlagerseitig auf Montagetürmen, im Pfeilerbereich kamen 4,50 t schwere Waagebalken zum Einsatz. Zum lokalen Lastabtrag dienten Wälzwagen. Die horizontale Tragwerkslagerung an den Montagetürmen und im Pfeilerbereich wurden mittels gesonderter Seitenführungskonstruktionen realisiert.

Das »Herzstück« der Montagekonstruktionen für den Einschub des neuen Tragwerks ist die sogenannte Kopplungskonstruktion (Bild 15). Bei dieser Kopplungskonstruktion handelt es sich um eine biegesteife Verbindung zwischen Bestands- und neuem Tragwerk, welche eine Konstruktionslänge von ca. 25 m aufweist.

Sie besteht aus zwei Fachwerken, die in Verlängerung jener des neuen Tragwerks montiert und mittels Schubblechen und dreier Querscheiben an den Bestand angeschlossen wurden. Die Übertragung der Biegemomente erfolgt hier zu einem großen Teil über die Schubbleche, welche die Gurte des Kopplungsfachwerks mit dem Bestand verbinden. Aus der Verbindung von Schubblechen, Trägersteg und Bestandssteg resultiert ein torsionssteifer Hohlkasten zur Aufnahme von exzentrischen Radlasten am Untergurt. Ein Blick auf den Ablauf des Längsverschubs (Bilder 16 und 17): Zunächst wurden auf dem Montageplatz Stahlseile entlang der Tragwerksunterseite verlegt und im Widerlagerbereich verankert. Diese Stahlseile wurden durch zwei Hydraulikzylinder geführt, die am Ende des zu verschiebenden Tragwerksteils montiert waren. Jeder der beiden Hydraulikzylinder fixiert die Stahlseile und bewegt beim Ausfahren des Zylinders das Tragwerk wie ein Litzenzuggerät. Der Längsverschub der gekoppelten Tragwerke erfolgte in drei Bauphasen mit Verschublängen von 65 m, 135 m und 210 m. Während des gesamten Verschubvorgangs wurden die Pfeilerverformungen infolge des Längsverschubs mit Hilfe eines Monitoringsystems überwacht.

Daran anschließend wurden die Verschubeinheiten ausgebaut und das Tragwerk auf die definitiven Lager abgesetzt. Nachdem die Lager vergossen und kraftschlüssig mit dem Überbau verbunden waren, erfolgte die Betonage der Fahrbahnplatten.

Das Eisenbahndeck wurde mittels zweier Verbundschalwagen hergestellt, wobei die Betonage im Pilgerschrittverfahren (Feld vor Stütze) synchron von den beiden Widerlagern zur Mitte hin erfolgte.





18 19 Betonage mit Schalwagen © KOB ZT-GmbH/ÖBB Infrastruktur AG



20 Probebelastung vor Verkehrsfreigabe © Tarik Čamo



Jauntalbrücke mit Blick auf die Petzen © KOB ZT-GmbH

Die Betonierabschnittslängen bzw. die Länge des Verbundschalwagens betrug ca. 32 m (Bilder 18 und 19).

Beim Geh- und Radwegdeck wurden die Halbfertigteile bereits vor dem Lancieren des Stahltragwerks verlegt und miteingeschoben. Der Aufbeton wurde in Endlage eingebracht.

Die Betonierabschnittslängen betrugen im Feldbereich ca. 60–70 m und im Pfeilerbereich ca. 25 m, die Betonage erfolgte wiederum im Pilgerschrittverfahren und zudem lagemäßig und zeitversetzt bzw. verschachtelt zur Betonage des Eisenbahndecks.

An die Betonage schlossen sich die Ausrüstungsarbeiten an: Herstellung der Abdichtung, Versetzen der Fahrbahnübergangskonstruktionen und der Fertigteil-Randbalken, Versetzen der Lärmschutzwandsteher und der Oberleitungsmaste etc.

Bevor die Freigabe der Brücke für den eingleisigen Betrieb im Dezember des vergangenen Jahres erfolgte, wurde das Tragwerk einer Probebelastung unterzogen und es wurden Bremsversuche durchgeführt (Bild 20).

Zurzeit finden Restarbeiten wie Montage des Geländers und Herstellung des Dünnschichtbelags am Geh- und Radwegdeck etc. statt. Die komplette Fertigstellung des Brückenbauwerks ist für das Frühjahr 2024 geplant (Bild 21).

Autoren: Dipl.-Ing. Alexander Oplustil Dipl.-Ing. Michael Kaulfus KOB ZT-GmbH, Wien, Österreich Bauherr

ÖBB Infrastruktur AG, Wien, Österreich

Entwurf und Detailplanung Tragwerk KOB ZT-GmbH, Wien, Österreich

Planung Unterbauten ZKP ZT GmbH, Nötsch, Österreich

, ,

Planung Montagehilfskonstruktion SBC ZT GmbH, Wien, Österreich

Prüfingenieure

Dipl.-Ing. Dr. techn. Anton Obholzer, Insbruck, Österreich Dipl.-Ing. Hermann Hintringer, Linz, Österreich

Bauausführung

Arbeitsgemeinschaft: Swietelsky AG, Linz, Österreich Donges SteelTec GmbH, Darmstadt







## Überführung in Expressbauweise mit Fertigteilen aus C80/95 Ersatzneubau der Brücke Amelsbürener Straße über die A 1

von Jens Heinrich, Theo Reddemann, Reinhard Maurer

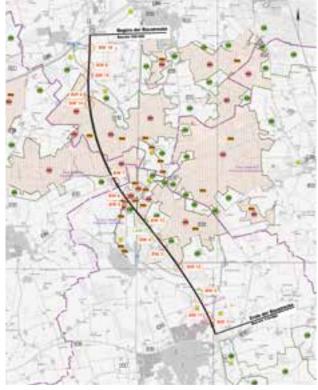
Mit dem Ersatzneubau der Brücke Amelsbürener Straße über die A 1 bei Ascheberg wurde erstmals in Deutschland ein Überführungsbauwerk in Fertigteilbauweise aus Spannbeton errichtet, welches eine sechsspurige Autobahn ohne Zwischenunterstützung überspannt. Dies konnte jedoch nur durch den Einsatz von hochfestem Beton (C80/95) in Verbindung mit einer entsprechend großen Vorspannung realisiert werden. Neben den Längsträgern des Überbaus wurden auch die Unterbauten größtenteils in Fertigteilbauweise errichtet, wodurch sich eine immense Bauzeitverkürzung und, damit einhergehend, ein möglichst geringer Eingriff in den Verkehr erzielen ließen. Der Verkehrseingriff während der Herstellung wurde durch die Verwendung spezieller Hybridkappenkonstruktionen aus Carbonbeton weiter minimiert. Letztlich diente dieses Pilotprojekt auch dazu, die Bauweise mit hochfestem Beton auf der Grundlage der aktuellen technischen Regelwerke zu erproben und dabei Erfahrungen bei Entwurf, Bemessung und Konstruktion sowie bei Betonzusammensetzung und Bauausführung zu sammeln.

#### 1 Einleitung

Prinzipiell sind bei Überführungsbauwerken einer sechsspurigen Autobahn ohne Zwischenstützen sowohl integrale Rahmensysteme als auch Einfeldträgersysteme vorstellbar. Die integrale Bauweise ermöglicht größere Schlankheiten, bringt jedoch zusätzliche Zwangsschnittgrößen mit sich, die in ihrer Größe auch von den Baugrundsteifigkeiten entscheidend beeinflusst werden. Der Baugrund ist Bestandteil des integralen Bauwerks. Bezüglich der anzusetzenden Steifigkeiten beinhaltet er die größten Unschärfen im Gesamtsystem, was bei der Schnittgrößenermittlung in geeigneter Form zu berücksichtigen ist, beispielsweise durch den Ansatz oberer und unterer Grenzwerte.

Da im Ruhrgebiet in weiten Bereichen potentiell mit Bergsenkungen zu rechnen ist, werden statisch bestimmte Tragsysteme bevorzugt. Daher wurde als Tragwerk für diese Baumaßnahme ein statisch bestimmtes Einfeldträgersystem gewählt.

Es ist offensichtlich, dass für Brücken mit kleinen und mittleren Stützweiten die Fertigteilbauweise besonders effektiv sein kann. Mit dem Einsatz von vorgefertigten Bauteilen ist es möglich, einen großen Teil der Brückenherstellung standardisiert abseits der Baustelle, das heißt ohne Behinderung des Verkehrs, stattfinden zu lassen. Arbeiten mit Verkehrsbehinderungen können so auf ein Minimum reduziert werden. Die Chancen, die eine solche Bauweise bietet, müssen deswegen bestmöglich ausgeschöpft werden. Aus diesem Grunde wurde das traditionelle Regelwerk für Betonfertigteile bei Brücken systematisch überprüft [1] [2] und in BEM-ING, Teil 1 (Entwurf), dem inzwischen erheblich fortgeschrittenen Stand der Technik angepasst.



1 Übersichtkarte der Ausbaumaßnahme im Zuge der BAB A 1 © Gebr. Echterhoff Gmbh & Co. KG/KHP König und Heunisch GmbH



Teilabschnitt bei Ascheberg: BW 04 Amelsbürener Straße (links) und BW 03 Rinkeroder Weg (rechts) © Gebr. Echterhoff Gmbh & Co. KG/KHP Köniq und Heunisch GmbH

Im Ergebnis können die Einsatzmöglichkeiten für Betonfertigteile ohne Abstriche bei Dauerhaftigkeit und Robustheit deutlich ausgeweitet werden. Voraussetzung dafür ist, dass an der bewährten fugenlosen Ortbetonergänzung der Fahrbahnplatte aus Dauerhaftigkeitsgründen festgehalten wird.

Als besonders leistungsfähige Innovation bei Betonfertigteilen wird durch BEM-ING, Teil 1 (Entwurf), die Option eröffnet, hochfesten Beton einzusetzen. Erste Pilotanwendungen und bereits vorliegende Langzeiterfahrungen zeigen, dass dieser Baustoff insbesondere für die speziellen Erfordernisse der Brückenmodernisierung neue und sehr vorteilhafte Lösungen bieten kann.

## 2 Die Entwurfsaufgabe2.1 Lage des Bauwerks

Die Autobahn GmbH des Bundes, Niederlassung Westfalen, plante den sechsstreifigen Ausbau der BAB A 1 von der Anschlussstelle Ascheberg bis zur Donau-Ems-Kanal-Brücke Amelsbüren in der vorhandenen Trasse. Der Streckenabschnitt umfasst eine Länge von ca. 9,50 km auf dem Gebiet des Kreises Coesfeld und verläuft im Weiteren auf Flächen der kreisfreien Stadt Münster. Die Baumaßnahme beginnt bei Baukilometer 105+500 und endet bei Baukilometer 115+000 (Bild 1). Der vorliegende Planungsabschnitt beinhaltet den Abbruch und die Erneuerung von 15 Brückenbauwerken. Bei einem dieser Brückenbauwerke handelt es sich um das Überführungsbauwerk der K 39 Amelsbürener Straße (BW04) über die BAB A 1.

#### 2.2 Konstruktive Anforderungen

Die Verwendung von Fertigteilen für die Herstellung von Brückenüberbauten ist bereits seit langem bewährt. Allerdings war die Anwendung bisher an bestimmte Randbedingungen geknüpft, die in der RE-ING [3] aufgeführt sind. Dies sind beispielsweise:

- Einzelstützweiten ≤ 35 m
- Brückenschiefe ≥ 60 gon
- Krümmungsradien > 500 m
   Des Weiteren sind in [3] auch Voro

Des Weiteren sind in [3] auch Vorgaben zur Ausbildung der Fertigteile angegeben:

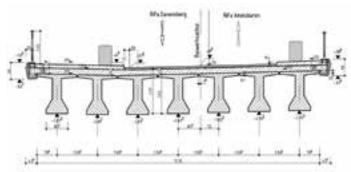
- T-Querschnitt ohne Fußaufweitung
- lichter Abstand der Träger zwischen 1,50 m und 2,30 m
- Stegbreiten ≥ 55 cm

Durch die Begrenzung der Stützweiten soll letztlich auch das Gewicht der Fertigteillängsträger begrenzt werden. Dies vereinfacht ihre Herstellung in den Fertigteilwerken und ihren Transport auf die Baustelle.

#### 2.3 Pilotcharakter der Baumaßnahme

Bei der vorliegenden Entwurfsaufgabe konnten nicht alle Randbedingungen der RE-ING [3] eingehalten werden. Dies ist vor allem auf die große Stützweite der Längsträger von 45 m (> 35 m nach [3]) zurückzuführen.

Um bei derart großen Stützweiten noch das Eigengewicht der Fertigteilträger zu begrenzen, wurde ein hochfester Beton der Güte C80/95 verwendet. Zusätzlich war es erforderlich, die Querschnittsform der Fertigteile zu optimieren, damit ein zulässiges Gesamtgewicht für die Herstellung im Fertigteilwerk von ca. 110 t nicht überschritten wird. Dazu wurde die Stegbreite im Feldbereich auf 35 cm reduziert und im Bereich der Auflager auf die Gesamtquerschnittsbreite von 85 cm aufgeweitet. Um schädliche Ablagerungen auf den Fußaufweitungen der Untergurte zu vermeiden, wurde der Übergang von den hammerkopfförmigen Fußaufweitungen der Untergurte zum Stegbereich unter 60° angevoutet (Bild 3).



Regelquerschnitt des Ersatzneubaus
© Gebr. Echterhoff Gmbh & Co. KG/KHP König und Heunisch GmbH

Der Anwendungsbereich der DIN EN 1992-2/NA [4] ist derzeit auf Betonfestigkeitsklassen bis C50/60 begrenzt. Die Verwendung des hochfesten Betons mit der Festigkeitsklasse C80/95 wird im Rahmen dieses Pilotprojekts mit dem Ziel der Überprüfung der Herstellungsqualität und der Einhaltung der erhöhten Anforderung an die Qualitätssicherung erprobt – mit der Intention, ihn in Zukunft als Regelbauweise bei Fertigteilbrücken einsetzen zu können. Daraus ergeben sich grundsätzlich folgende Vorteile:

- Erhöhung des Tragwiderstands, insbesondere der Querschnittsteile mit Druckbeanspruchung
- in Kombination mit der Vorspannung deutlich größere Spannweiten bzw.
   Schlankheiten
- Reduktion der Eigenlasten gegenüber normalfestem Beton durch kleinere Querschnittsabmessungen
- Verbesserung der Dauerhaftigkeit durch höhere Dichtigkeit des Betongefüges

Voraussetzung für den Einsatz des C80/95 war im vorliegenden Fall noch eine durch das Bundesministerium für Digitales und Verkehr (BMDV) erteilte Zustimmung im Einzelfall (ZiE).

Auch für die weiteren Abweichungen der in der RE-ING angegebenen konstruktiven Anforderungen wurden ZiEs erforderlich (Bild 4).

	Nach RE-ING	Amelsbürener Straße	eingehalten?
Betonfestigkeitsklasse	≤ C50/60	C80/95	×
Einzelstützweiten	≤ 35 m	44,78 m	×
Schiefwinkligkeit	≥ 60 gon	76,62 gon	✓
Krümmungsradius	≥ 500 m	∞	✓
Querschnittsform	keine Fußaufweitung	Fußaufweitung, b = 85 cm	×
Stegbreite	≥ 55 cm	35–85 cm	×

4 Gegenüberstellung der Entwurfsrandbedingungen nach RE-ING und Bauausführung © Gebr. Echterhoff Gmbh & Co. KG/KHP König und Heunisch GmbH

#### 3 Bauwerksbeschreibung

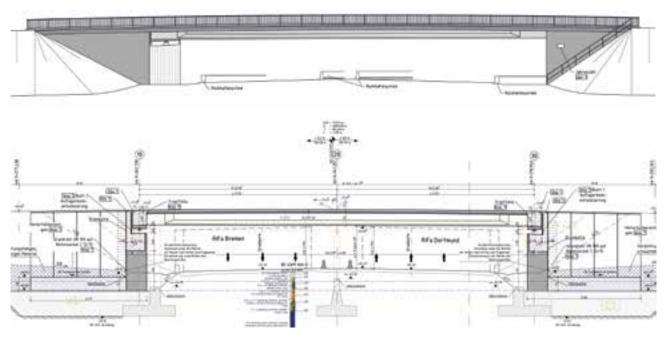
#### 3.1 Bestandsbauwerk

Das Bestandsbauwerk wurde 1965 hergestellt. Es handelte sich dabei um ein Zwei-Feld-Bauwerk, das als eine zweistegige, beschränkt längsvorgespannte Plattenbalkenbrücke in Ortbetonbauweise errichtet wurde. Die schiefwinkligen Stützweiten der beiden Felder betrugen jeweils 20,65 m. Der Überbau wies somit eine Gesamtlänge von 41,30 m sowie eine Konstruktionshöhe von ca. 1 m auf. Er war auf den Widerlagern und dem Pfeiler auf Neoprenlagern gelagert. Die beiden Widerlager wurden als Kastenwiderlager und die Mittelunterstützung als Pfeilerscheibe ausgeführt. Die Gründung erfolgte mittels flachgegründeter Fundamentplatten, die größtenteils bei der Ersatzbaumaßnahme im Boden verbleiben konnten (Bild 6).

#### 3.2 Überbau des Ersatzneubaus

Ein wesentlicher Planungsgrundsatz der Baumaßnahme war die Bauzeitminimierung. Diese lässt sich insbesondere durch Verlagerung von Arbeitsschritten von der Baustelle in die Vorfertigung erzielen. Daher wurde nach Möglichkeiten gesucht, wie ein großer Anteil an Fertigteilen verwendet werden kann, ohne jedoch durch zu viele Fugen das monolithische Tragverhalten zu stark zu beeinflussen.

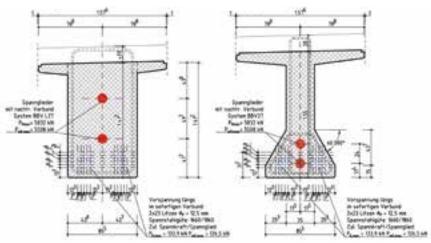
Wie in Bild 3 dargestellt, besteht der Überbau aus insgesamt sieben Längsträgern (C80/95) mit einer Stützweite von 44,78 m. Die Längsträger besitzen einen Plattenbalkenquerschnitt mit Fußaufweitung. Im Auflagerbereich werden die Stege auf das Maß der Fußaufweitung verbreitert, so dass sich dort ein Recht-



5 6 Ansicht und Längsschnitt des Ersatzneubaus Amelsbürener Straße © Gebr. Echterhoff Gmbh & Co. KG/KHP König und Heunisch GmbH

eckquerschnitt ergibt. Dies vereinfacht die Anordnung der im Endbereich erforderlichen engen Bewehrungsgrade infolge Querkraft, Torsion und Spaltzugkräften. Zudem können dadurch die Mindestrandabstände der Spanngliedverankerungen eingehalten werden. Die Vorspannung der Fertigteile besteht aus einer Spannbettvorspannung sowie zwei parabelförmig angeordneten Spanngliedern in Stahlhüllrohren (nachträglicher Verbund). Die Spannbettvorspannung ließ sich in der Fußaufweitung positionieren (Bild 7). Das Eigengewicht der Fertigteile ist so groß, dass die Spannbettvorspannung gerade ausreichend dimensioniert werden konnte, um die Dekompression beim Ausheben aus der Schalung zu gewährleisten. Um zu große Durchbiegung der Fertigteile während der Lagerung zu verhindern, wurde bereits kurz nach Herstellung aller Träger eine Teilvorspannung der nachträglichen Vorspannung aufgebracht. Das Aufbringen der verbleibenden Vorspannkraft und das Verpressen dieser Spannglieder erfolgte erst auf der Baustelle nach dem Aushärten der Ortbetonergänzung (C35/45).

Die Straßengradiente der zu überführenden Amelsbürener Straße weist eine Kuppenausbildung mit Hochpunkt in Brückenmitte auf, die durch Variation der Querschnittshöhe der Fertigteile realisiert wurde. Somit besaßen die Fertigteile in Feldmitte eine ca. 24 cm größere Bauteilhöhe als am Auflager. Die Ortbetonergänzung wurde dabei mit einer konstanten Dicke von 22 cm ausgeführt, die Unterkanten der Fertigteile wurden gerade ausgebildet. Dies ergab sich bereits aus der Spannbettvorspannung, bei der aus fertigungstechnischen Gründen von einer zusätzlichen Überhöhung des Trägers abgesehen wurde.

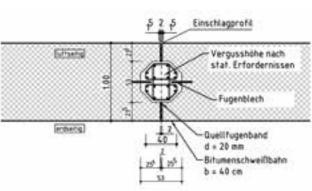


7 Querschnitte der Fertigteile mit Darstellung der Vorspannung © Gebr. Echterhoff Gmbh & Co. KG/KHP König und Heunisch GmbH

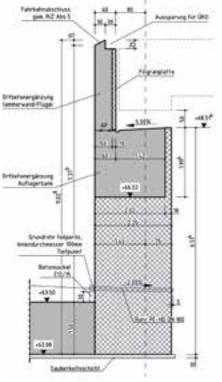
#### 3.3 Unterbauten

Die Unterbauten der Amelsbürener Straße wurden in Modulbauweise des Expressbrückensystems Echterhoff erstellt. Hierbei bestehen die Flügelwände aus Vollfertigteilen mit einer einseitigen Anschlussbewehrung im unteren Bereich zur kraftschlüssigen Verbindung mit der Gründungsplatte in Ortbetonbauweise. Die Flügelelemente dienen dabei als seitliche Schalung, sie sind somit untereinander über die Gründungsplatte verbunden. Damit die relativen gegenseitigen

Verformungen im Kopfbereich der Flügelwandelemente klein bleiben, sind zwischen den einzelnen Elementen in profilierten Fugen bewehrte Betonplomben zur Querkraftübertragung angeordnet (Bild 8). In diesen werden nachträglich vorgeflochtene Bewehrungskörbe vertikal eingelegt und mit einem Vergussmörtel ausbetoniert. Durch die Anordnung von Fugenblechen und -bändern können die Betonplomben wasserdicht ausgeführt werden.



8 Wasserdichte Betonplombe zwischen den Flügelelementen © Echterhoff Expressbrücken GmbH/KHP König und Heunisch GmbH

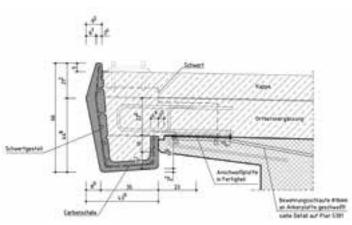


9 Widerlager in modularer Expressbauweise © Echterhoff Expressbrücken GmbH/KHP König und Heunisch GmbH

Auch die Widerlagerwände wurden zu einem großen Teil vorgefertigt. So wurde der untere Bereich der Wandelemente bereits im Werk vorbetoniert. Der Anschluss in die Bodenplatte erfolgt wie bei den Flügelelementen über eine entsprechende Anschlussbewehrung. Im oberen Bereich der Widerlager wird nur noch ein ca. 1,50 m hoher Auflagerbalken in Ortbetonbauweise ausgeführt, der die Widerlagerwände untereinander schubfest verbindet und die Lasteinleitung aus den Lagern sicherstellt (Bild 9). Im unteren Bereich wurden die vertikalen Fugen ebenfalls durch Betonplomben geschlossen. Die luftseitigen Vorsatzschalen, die als Schalung des Auflagerbalkens dienen, sind in den Fertigteilen bereits angeformt, wodurch eine hohe Sichtbetonqualität gewährleistet wird.

#### 3.4 Hybride Kappe

Einen weiteren neuen Aspekt in diesem Pilotprojekt stellt die Ausbildung der Hybridkappenkonstruktion aus Carbonbeton dar. Da der Korrosionsschutz von Stahlhybrid-Kappenkonstruktionen nach ca. 25 Jahren erneuert werden muss, wurde auf Wunsch der Auftraggeberseite eine Kappenkonstruktion unter Verwendung von Schalungselementen aus Carbonbeton entwickelt, welche nicht korrodieren (Bild 10). Die Entwicklung der Schalungselemente aus Carbonbeton für die hybride Kappe erfolgte im Rahmen einer Kooperation zwischen der Technischen Universität Dortmund und dem Bauunternehmen Gebr. Echterhoff GmbH & Co. KG. Da derzeit keine Norm für die Bemessung von Carbonbeton existiert, wurde die ausreichende Tragsicherheit durch Probebelastungen an Elementen im Maßstab 1:1 im Versuchsstand nachgewiesen. Das Verhalten des Elements auf Gebrauchslastniveau war einwandfrei. Zusätzlich wurden Tragverhalten und Tragfähigkeit mit numerischen Simulationsberechnungen, basierend auf der nichtlinearen Finite-Elemente-Methode, untersucht bzw. bestätigt.



10 Hybridkappenkonstruktion aus Carbonbeton
© Echterhoff Expressbrücken GmbH/KHP König und Heunisch GmbH

Die Bewehrung der Kappe mittels einer Carbonbewehrung (Kohlefasern) wurde bewusst aus Korrosionsschutzgründen gewählt, da Carbonfasern inert sind und nicht korrodieren. Ein weiterer Vorteil liegt in der kleineren Mindestbetondeckung, da sie bei Verwendung einer solchen Bewehrung wesentlich geringer ausfallen kann als bei einer konventionellen aus Betonstahl und somit deutlich zur Gewichts- und Querschnittsreduzierung der Wandstärken der Hybridkappe beiträgt.

#### 4 Bauausführung

#### 4.1 Abbruch des Bestandsbauwerks

Für die Abbrucharbeiten des Überbaus, der Widerlager und der Pfeilerscheibe erfolgte die Zufahrt über die Autobahn A 1. Vor seinem Rückbau wurde der Überbau geleichtert, der Straßenbelag und die Abdichtung wurden abgebrochen und entfernt. Der Überbau einschließlich Kappen und Geländer wurde innerhalb eines Wochenendes unter Vollsperrung der A 1 konventionell mit einem Abbruchgerät zurückgebaut.

Der Rückbau der Pfeilerscheibe erfolgte ebenfalls konventionell mit einem Abbruchgerät. Die Pfeilerscheibe wurde bis ca. 2,50 m unter Gelände abgebrochen, die Fundamentplatte des Pfeilers verblieb damit im Baugrund. Die Abbrucharbeiten bedingten wiederum eine Vollsperrung der A 1. Für die Abbrucharbeiten an den Widerlagern waren dagegen lediglich zwei zeitlich begrenzte, versetzte Verkehrsführungen erforderlich. Auch die Fundamentplatten der Widerlager konnten größtenteils im Boden verbleiben.

#### 4.2 Werkseitige Fertigung

Die Fertigteillängsträger wurden im Wochentakt im Werk hergestellt. Nach dem Aufbringen der Spannbettvorspannung wurden sie auf mehreren Auflagerpunkten zwischengelagert. Damit sollten zusätzliche, zeitabhängige Durchbiegungen der Fertigteile während der Lagerung bis zum Aufbringen der Teilvorspannung reduziert werden. Das Gesamtgewicht eines Längsträgers betrug ca. 110 t. Entwurfsgemäß musste eine ausreichende Oberflächenrauigkeit in der Fuge zwischen Fertigteil und Ortbetonergänzung gewährleistet werden. Diese konnte im Werk nicht durch die üblichen Maßnahmen, also durch das Durchziehen einer Harke im Frischbeton, erreicht werden, da die Betonrezeptur des hochfesten Betons (C80/95) eine zu große Fließfähigkeit aufwies. Die Oberflächen mussten nachträglich mittels Sandstrahlen aufgeraut werden. Dadurch ließ sich eine mittlere Rauigkeitstiefe von Rt ≥ 1,50 mm erzielen.

Nach Herstellung aller sieben Längsträger wurde eine Teilvorspannung von 45 % der endgültigen Vorspannkraft noch im Werk aufgebracht. Diese Höhe der Teilvorspannung ergab sich aus den Dekompressionsnachweisen aus der Betonage der Ortbetonergänzung.

#### 4.3 Herstellung der Widerlager

Die Montage der Stahlbetonfertigteile der Widerlagerkonstruktion einschließlich der Flügelwände konnte bei dieser Baumaßnahme innerhalb von 20 Stunden je Widerlagerseite realisiert werden. Die anschließenden Ergänzungsarbeiten im Bereich der Stahlbetonsohle sowie des Ortbetonergänzungsbalkens ließen sich in einem sehr kurzen Zeitfenster von etwa sechs Tagen ausführen. Während der Ausführungszeiten zum Bau der Brückenwiderlager entstanden keine Verkehrsbeeinträchtigungen auf der A1. Der Einhub der Fertigteile erfolgte auf beiden Widerlagerseiten mittels Mobilkran (Bild 11). Die Fertigteile wurden auf Keilen auf der zuvor vorbereiteten Sauberkeitsschicht aufgestellt, um sie entsprechend vertikal ausrichten zu können. Die untere Fuge wurde nachträglich abgedichtet. Die Bodenplatte, die Betonplomben und die Auflagerbalken wurden in Ortbetonbauweise ausgeführt. Hierfür musste lediglich eine erdseitige Schalung eingesetzt werden. Für die Herstellung der Kammerwände wurden luftseitig ebenfalls vorgefertigte Teilfertigteilplatten als Abschalelemente verwendet, erdseitig hingegen eine konventionelle Schalung.

Alle erdberührten Arbeitsfugen im Bereich der aufgehenden Wände wurden mit einer bituminösen Dichtungsbahn abgeklebt.

#### 4.4 Montage des Überbaus

Die Fertigteillängsträger wurden zwei Tage vor dem eigentlichen Montagetermin auf einem nahe der Baustelle gelegenen Autobahnrastplatz zwischengelagert. Da eine Vormontage der Carbonbetonkappe im Fertigteilwerk zu einer deutlichen Vergrößerung der Transportgewichte geführt hätte, wurden die Brückenrandträger dort mit den Carbonbetonkappen einschließlich der Geländerkonstruktionen ausgestattet. Durch diese Vorgehensweise – Montage der Brückenträger einschließlich der Geländer als Absturzsicherung – konnten alle weiteren Arbeiten wie Ergänzung der Bewehrung der Endquerträger und der Fahrbahntafel sowie Aufbringen des Ergänzungsbetons für die Brückenplatte von oben aus dem geschützten Raum erfolgen. Weitere Autobahnsperrungen waren deshalb nicht mehr erforderlich.



11 Montage der Widerlagerelemente © Gebr. Echterhoff GmbH & Co. KG/KHP König und Heunisch GmbH



12 Transport und Einhub der Längsträger © Gebr. Echterhoff GmbH & Co. KG/KHP König und Heunisch GmbH

Der eigentliche Einhub der Längsträger erfolgte während der Vollsperrung der A 1 mit zwei Mobilkranen (Bild 12). Im Bauzustand wurden die Längsträger auf einem vorgefertigten Fertigteilquerträger auf Absenkkeilen abgesetzt. Zu ihrer Lagersicherung, insbesondere jener der Randträger mit den seitlich montierten Hybridkappen, wurden Stahlbleche an einbetonierten Ankerplatten an der Oberfläche der Längsträger angeschweißt, die auch als Zugband bei exzentrischer Belastung aus der Betonage der Ortbetonergänzung dienten. Nach der Betonage der Ortbetonergänzung und der Endquerträger konnte der Überbau auf seinen endgültigen Lagern positioniert werden.

Nach dem Aushärten der Ortbetonergänzung wurde die endgültige Restvorspannung der Längsträger aufgebracht und die Spannglieder wurden verpresst. Nach dem Aufbringen der Restvorspannung erfolgten dann die weiteren abschließenden Arbeiten. Zusätzliche Schalarbeiten an der Brückenkappe sowie Montagearbeiten der Geländer waren aufgrund der hybriden Kappenkonstruktion größtenteils nicht mehr erforderlich.



13 Betonage der Ortbetonergänzung
© Gebr. Echterhoff GmbH & Co. KG/KHP König und Heunisch GmbH

#### 5 Fazit

Mit der Planung und Ausführung der Amelsbürener Straße wurde eine modulare Expressbauweise sowohl für den Überbau als auch für die Unterbauten erfolgreich umgesetzt. Für die Errichtung der Unterbauten wurde eine Ausführungsvariante vorgestellt, die durch eine große werkseitige Vorfertigung die Bauzeiten deutlich verkürzen kann. Für den Überbau des Ersatzneubaus kamen vorgespannte Fertigteile aus hochfestem Beton (C80/95) zur Anwendung. Hierbei wurde das gesamte Potential der hochfesten vorgespannten Fertigteilträger ausgeschöpft, indem die Überführung einer sechsspurigen Autobahn ohne Zwischenunterstützung realisiert wurde. Das Gesamtgewicht der Fertigteillängsträger betrug dabei bis zu 110 t. Durch den Einsatz von speziellen Hybridkappen aus Carbonbeton ließ sich die Bauzeit nochmals reduzieren. Die Hybridkappen können bereits vor dem Einhub der Randträger montiert werden, wodurch zusätzliche Schalarbeiten entfallen. Auch Geländer und Lärmschutzwände eignen sich für eine Vormontage.



Montage der Hybridkappe auf dem Autobahnrastplatz © Gebr. Echterhoff GmbH & Co. KG/KHP König und Heunisch GmbH

Abbruch der Bestandsbrücke	3.–5. Februar 2023	
Fertigstellung der Unterbauten	10. März 2023	
Einhub der Spannbetonfertigteile	18. März 2023	
Betonage der Ortbetonergänzung	5. April 2023	

15 Terminschiene und Ablauf
© Gebr. Echterhoff GmbH & Co. KG/KHP König und Heunisch GmbH

Insgesamt konnte durch dieses Pilotprojekt gezeigt werden, dass bei der Expressbauweise immense Bauzeitverkürzungen erzielbar sind in Verbindung mit einer Minimierung von Verkehrsbehinderungen und staubedingten CO<sub>2</sub>-Emissionen. Letztere betragen ein Vielfaches der CO<sub>2</sub>-Emissionen bei der Zementherstellung für das Bauwerk. Dies belegen auch die voneinander unabhängigen Studien [5] und [6]. Des Weiteren wurden neue Erfahrungen bei der Planung und Ausführung von Brückenbauwerken mit hochfestem Beton gesammelt.

#### Autoren:

Dr.-Ing. Jens Heinrich

KHP König und Heunisch Planungsgesellschaft mbH, Dortmund

Dipl.-Ing. Theo Reddemann

Gebr. Echterhoff GmbH & Co. KG,

Westerkappeln

Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer

KHP König und Heunisch Planungsgesellschaft mbH, Dortmund

#### Literatur

- [1] Novák, B. et al.: Ergänzung des Regelwerks mit Konstruktionshinweisen für Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktionen der RE-ING sowie der ZTV-ING. Forschungsprojekt des Bundesministeriums für Digitales und Verkehr, Schlussbericht, 2020.
- [2] Haveresch, K.; Maurer, R.; Stakalies, E.: Entwurf, Bemessung und Konstruktion von Betonbrücken in: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsq.): Beton-Kalender 2023, Berlin, 2023.
- [3] RE-ING: Richtlinien für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauten; Teil 2: Brücken. Bundesministerium für Digitales und Verkehr. Stand: März 2023.
- [4] DIN EN 1992-2/NA: Nationaler Anhang, National festgelegte Parameter, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 2: Betonbrücken, Bemessungs- und Konstruktionsregeln.
- [5] Richter, C.; Reddemann, T.: Einsparung von CO<sub>2</sub>-Emissonen durch Bauzeitverkürzung am Beispiel Baumaßnahme Afferder Weg, BAB A1. Studie. Center Building and Infrastructure Engineering des RWTH Aachen Campus, 2022.
- [6] Hoppe, J., Forman, P., Mark, P.: CO<sub>2</sub>-Bilanzierung über den Bauwerkslebenszyklus. Lehrstuhl für Massivbau, Ruhr-Universität Bochum, 2022.

#### Bauherr

Autobahn GmbH des Bundes, Niederlassung Westfalen, Hamm

#### **Entwurf und Tragwerksplanung**

KHP König und Heunisch Planungsgesellschaft mbH, Dortmund

#### Verkehrsplanung

Ingenieurgesellschaft NTS, Münster

#### Prüfingenieur

Dr.-Ing. Heinrich Bökamp, Münster

#### Bauausführung

Bauunternehmung Gebr. Echterhoff GmbH & Co. KG, Westerkappeln



# GESAMTKOMPETENZ BRÜCKE Innovation und Tradition

Ob Betonzusatzmittel, langlebiger Oberflächenschutz, Systeme für die schnelle Brückenabdichtung oder zur Betoninstandsetzung – wir bieten Ihnen die passende Lösung und sind Experte an Ihrer Seite.

www.sika.de/bruecke





# Menschenzentriertes Infrastrukturdesign Städtische Vernetzung durch multimodale Brücken

■ ■ von Bartlomiej Halaczek

Kombinierte Infrastrukturbauwerke sollten einen integrativen Ansatz verfolgen, um sicherzustellen, dass die Vorteile gleichmäßig auf alle Nutzergruppen verteilt werden, und zwar unabhängig davon, ob sie zu Fuß, mit dem Fahrrad oder öffentlichen Verkehrsmitteln unterwegs sind. Multimodale Brücken können die Qualität einer Fußgängerbrücke mit der Effizienz städtischer Nahverkehrssysteme verbinden. Durch sensibles Design und datengestützte Intelligenz lassen sich neue Nutzergewohnheiten fördern, die zu einer nachhaltigen sozialen Mobilität beitragen und gleichzeitig zu einer Reduzierung künftiger Kohlenstoffemissionen führen. Anhand von drei Fallstudien bedeutender multimodaler Brücken in Stadtzentren von Finnland, Schweden und Norwegen wird aufgezeigt, wie ein auf den Menschen ausgerichteter Ansatz weitreichende Vorteile für die Bürger schaffen kann.

## 1 Kruunusillat-Brücken in Helsinki1.1 Brückenzug und Verkehr

Bei den Kruunusillat-Brücken (deutsch: Kronenbrücken) handelt es sich um einen Zug von drei Brücken, welcher die Insel Laajasalo mit dem Festland von Helsinki verbinden wird. Die größte davon, die Kruunuori-Brücke, wird als Schrägseilbrücke mit einer Gesamtlänge von 1.230 m und einer Pylonhöhe von 135 m umgesetzt. Nach ihrer Fertigstellung im Jahr 2026 wird sie als die längste Brücke Finnlands und das höchste Bauwerk in Helsinki gelten.

Der Brückenzug wird Teil einer neuen Tramroute zwischen dem Stadtteil Merihaka und der 4 km westlich gelegenen Insel Laajasalo werden. Die Strecke wird mehrere Zentren sowie neu entstehende Wohnbaugebiete über ein nachhaltiges Verkehrssystem miteinander verbinden.



Visualisierung: Kruunori-Brücke in Blickrichtung Laajasalo
© Knight Architects

Der Fokus liegt hier darauf, ein großzügiges ÖPNV-Angebot bereitzustellen, aber auch attraktive Rad- und Fußwegverbindungen zu schaffen. Die Strecke wurde bewusst für den öffentlichen Nahverkehr ausgelegt, eine Straßenverbindung ist nicht vorgesehen. Nach ihrer Realisierung soll die Fahrzeit in Helsinkis Zentrum von 40 min auf 20 min halbiert werden, und zwar sowohl mit der Tram als auch mit dem Fahrrad. Der Fußweg wird ebenfalls reduziert und soll nicht länger als 40 min erfordern.

#### 1.2 Streckenverlauf

Die Strecke beginnt im Osten auf der Insel Laajasalo, auf welcher sich die Bevölkerung durch mehrere Wohnbauvorhaben von 18.000 im Jahr 2018 auf prognostizierte 40.000 bis 2025 erhöhen wird. Vom Westufer der Insel quert die Trasse die Kronbergsbucht über die Kruunori-Brücke. Deren westliches Widerlager befindet sich auf der Korkeasaari-Insel: einer ausgedehnten Grünanlage, welche den Tierpark der Stadt beherbergt. Von Korkeasaari führt die 290 m lange Finke-Brücke zur Insel Nihti. Bei ihr handelt es sich um einen ehemaligen Hafen, welcher seit 2010 zu einem Wohnbezirk umgewandelt wird. Der dritte Brückenschlag erfolgt mit der 420 m langen

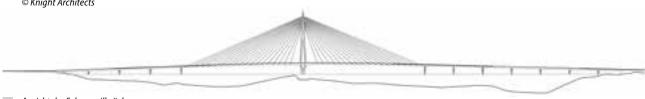
Merihaka Bridge, die zur Anbindung ans Stadtzentrum dient. Die Straßenbahn wird im Hakaniemi-Bahnhof enden, wo ein Umstieg auf andere öffentliche Verkehrsmittel möglich sein wird. Inklusive der zentralen Linie über die Kronbergsbucht wird die neue Tramstrecke eine Gesamtlänge von 10 km aufweisen und den gesamten Osten Helsinkis mit dem Stadtzentrum vernetzen.



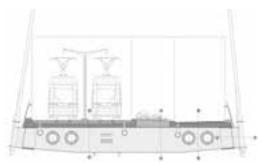
2 Situationsplan © Kniaht Architects



3 Nächtliches Erscheinungsbild der Kruunori-Brücke als Visualisierung © Kniaht Architects



Ansicht der Schragseilbrücke
© Knight Architects



5 Standardquerschnitt der Stromquerung © Kniaht Architects



6 Unterer Bereich des Pylons © Knight Architects

#### 1.3 Kruunori-Brücke

Für die Kruunori-Brücke als zentrales Bauwerk der Strecke wurde 2011 ein internationaler Wettbewerb ausgelobt. Den Zuschlag erhielt das Team aus Knight Architects und WSP Finland. 2016 fiel dann der endgültige Beschluss der Stadt zur Realisierung der Trasse. Nach der 2021 durchgeführten Ausschreibung ging der Auftrag an das Konsortium aus YIT Infra Oy und Kreate Oy. Im Herbst 2021 erfolgte der Spatenstich, die Errichtung der Fundamente für den Hauptpylon wurde im September 2023 abgeschlossen. Die Fertigstellung des Bauwerks ist auf Ende 2026 terminiert.

Die Brücke kann als symmetrische Schrägseilkonstruktion mit einem zentralen Pylon beschrieben werden. Ihre Gesamtlänge beträgt 1.230 m, sie unterteilt sich in zwei Hauptspannweiten von jeweils 250 m links und rechts des Pylons sowie in die Vorlandbauwerke mit gleichmäßigen Spannweiten von 60 m. Da hier eine Wasserstraße mit dem Lichtraumprofil von 35 m Breite und 20 m Höhe über-

quert werden muss, weist die Gradiente eine Höhendifferenz von 14 m auf. Die Längsneigung des Bauwerks beträgt an der steilsten Stelle 3,90 %, so dass die geforderte Barrierefreiheit gewährleistet bleibt.

Der Überbau wird in Verbundbauweise ausgeführt, das heißt mit einem Stahlbetondeck auf zwei längs verlaufenden Stahlträgern. Der Pylon wird aus Ortbeton gefertigt und ist in der Ansicht rautenförmig ausgebildet: eine Referenz auf den Diamanten in einer Krone. Das Deck der Brücke hat eine Breite von 16 m in den Vorlandabschnitten und weitet sich kontinuierlich auf 20 m im Bereich des Pylons auf. Der Nutzungsquerschnitt ist asymmetrisch: Die südliche Seite trägt einen Fuß- und Radweg,

während die nördliche Hälfte für die Straßenbahn vorgesehen ist. Im Bereich der Aufweitung des Schrägseilabschnitts wird die zusätzlich geschaffene Fläche für den Einbau von Mobiliar und eine Bodenverkleidung mit Granit genutzt. So entsteht in Bauwerksmitte ein Ort von hoher Aufenthaltsqualität, durch den die Brücke auch zu einem Besucherziel werden wird.

Bauherr

City of Helsinki, Finnland

Planungsteam

WSP Finland Oy, Helsinki, Finnland Knight Architects, London, England

Bauausführung

YIT Finland Ltd., Helsinki, Finnland Kreate Oy, Helsinki, Finnland

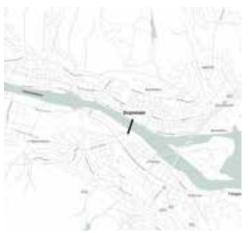
#### 2 Stadtbrücke in Drammen

Drammen ist eine mittelgroße Stadt in Norwegen, die ca. 65.000 Einwohner hat. Geographisch gesehen, befindet sie sich ca. 30 km südwestlich von Oslo und damit in dessen Einzugsgebiet. Sie liegt im Mündungsbereich des Flusses Drammenselva, der in den Drammenfjord übergeht. Eingefasst von steilen Hängen, erstreckt sich die Stadt entlang der Flussufer. Zugleich unterteilt sie der Fluss in Bragernes und Strømsø, beide Stadteile werden über mehrere Brücken miteinander verbunden. Seit der Jahrtausendwende wird von der lokalen Regierung ein erfolgreiches Regenerationsprogramm durchgeführt, um die Stadt von ihren industriellen Ursprüngen in ein modernes Pendlerzentrum mit hoher Lebensqualität zu verwandeln. Hauptelement dieses Vorhabens ist die neue Stadtbrücke, welche die Kerne der zwei Stadtteile direkt verknüpfen wird. Es handelt sich bei ihr um einen Ersatzneubau, welcher im Gegensatz zur bisherigen Flussquerung ausschließlich dem ÖPNV sowie Fußgängern und Radfahrern vorbehalten bleibt. Die Stadt traf demnach bewusst die Entscheidung, die bestehende Verkehrssituation zu ändern und eine Verkehrswende durchzusetzen. Das Brückenkonzept ging aus einer im Jahr 2018 durchgeführten Parallelstudie dreier Teams hervor, wobei die Planungsgemeinschaft aus Degree of Freedom, Knight Architects und Saaha den ersten Preis erhielt. Im Frühjahr 2020 begann die Entwurfsphase, im Frühjahr 2022 erfolgten die Ausschreibung und der Zuschlag an die Porr-Tochter PNC Norge.



7 Luftbild der geplanten Stadtbrücke in Drammen © Pictury

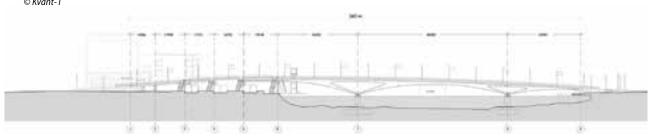
Das Projekt befindet sich seit Sommer 2022 in Realisierung, die Fertigstellung ist für das Frühjahr 2026 terminiert. Die Brücke ist insgesamt 259 m lang und quert den Fluss Drammenselva und den Zentralbahnhof Drammens. Sie unterteilt sich in den Vorlandabschnitt über den Bahnanlagen und die Flussquerung. Der Vorlandabschnitt überspannt sechs Bahngleise, die Stützen stehen hier direkt auf den Bahnsteigen. Die Spannweiten liegen zwischen 14,50 m und 19,50 m. Ab Achse 06, der letzten über Grund, überquert die Brücke den Fluss, und zwar in Gestalt dreier Felder mit Spannweiten von 46 m, 86 m und 42 m.



8 Übersichtsplan © Knight Architects

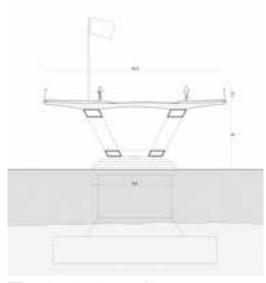


9 Stadtbrücke als Nacht-Visualisierung
© Kvant-1



10 Ansicht des Bauwerks © Knight Architects

Die Gradiente definiert sich über die Lichtraumprofile der Bahnanlagen. Dementsprechend befindet sich der höchste Punkt der Brücke über dem Bahnhof. Nach Süden und über dem Fluss fällt die Gradiente kontinuierlich ab, was der Brücke eine charakteristische asymmetrische Erscheinung in der Ansicht verleiht. Das südliche Widerlager geht in ein langgezogenes urbanes Rampenbauwerk über, welches über seitliche Abtreppungen in den Bahnhofsvorplatz einbindet. Das nördliche Widerlager wurde hinter die Achse der nördlichen Kaimauer gelegt, so dass die Uferpromenade ungestört unterhalb der Brücke durchgeführt werden kann. Das Versetzen des Widerlagers erlaubte eine Reduktion der Längsneigung. Die Brücke wird in Stahlverbundbauweise ausgeführt. Ursprünglich als Bogenstruktur geplant, wurde die Flussquerung letztlich als bogenförmig gevouteter Dreifeldträger konzipiert. Die Änderung ergab sich aufgrund der tiefen Lage der tragenden Felsschichten, die eine Realisierung des Bogens verhinderte. Die Brücke ist über Treppenabgänge an vier Bahnsteige sowie über einen Aufzug an die südliche Uferpromenade angebunden. Das Deck selbst weist eine konstante Querschnittsbreite von 19 m auf. Der Querschnitt ist asymmetrisch ausgebildet: Östlich der 6,90 m breiten Straßenfahrbahn verlaufen auf dem Deck ein 2,80 m breiter Fußweg und eine 2,20 m breite Radspur. Der westliche Abschnitt verfügt über eine ebenso breiten Radspur sowie über einen 4,80 m breiten Fußgängerweg.



Regelquerschnitt über Strompfeiler
© Knight Architects

Insgesamt werden von der gesamten Überbaubreite über 60 % dem Fuß- und Radverkehr zugewiesen. Die Ausstattung des Decks zielt auf die nichtmotorisierten Nutzer ab. Es ist mit lokal gebrochenem Granit ausgestattet und wird im Winter beheizt, die Geländer wurden bewusst in das architektonische Konzept integriert. Die Ränder der Brücke werden über eine Handlaufbeleuchtung ausgeleuchtet, die Beleuchtung der Radwege und der Straße erfolgt über Mastleuchten. Zusätzliche Aufenthaltsqualität wird über Sitzgelegenheiten erreicht.

#### Bauherr

Drammen Kommune, Bane, Norwegen

#### Planungsteam

Degree of Freedom, Oslo, Norwegen Knight Architects, London, England SAAHA, Oslo, Norwegen Asplan Viak, Oslo, Norwegen Nonrconsult ASA, Sandvika, Norwegen

#### Beleuchtungsplanung

Light Bureau, Stockholm, Schweden

#### Bauausführung

PNC Norge AS, Oslo, Norwegen



12 Zugefrorener Fluss und Vorlandbereich über den Bahnanlagen © Drammen Kommune/Knight Architects



Lila Lidingöbron mit Aussichtskanzeln
© Lasse Olsson



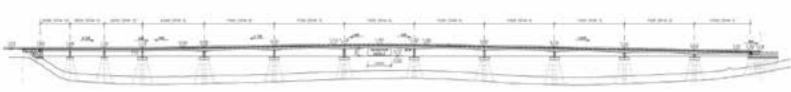
Die neue Lilla Lidingöbron in Stockholm ersetzt eine 1925 errichtete Stahlbrücke, die das Ende ihrer wirtschaftlichen Lebensdauer erreicht hat. Das neue 750 m lange Bauwerk stellt eine multimodale Verbindung zwischen Stockholm und der Insel Lidingö her, indem es zur kombinierten Nutzung durch eine neue Tramlinie sowie Fußund Radverkehr konzipiert ist.

Das Projekt, das 2013 begann, wird von Lidingö Stad verwaltet und der Bau wird von Implenia Sverige durchgeführt. Ein wichtiger Aspekt war hier die Forderung nach hochwertigen Entwürfen, die sich auch kostengünstig realisieren lassen, und damit die Förderung von Bauinnovationen bei gleichzeitiger Wahrung der architektonischen Integrität.

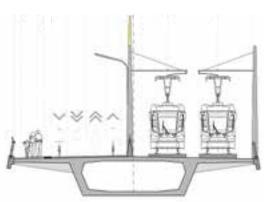


14 Übersichtsplan © Knight Architects

Eine besondere Herausforderung bestand darin, sicherzustellen, dass die neue Brücke visuell mit der nahegelegenen Hochstraßenbrücke harmoniert und gleichzeitig das potenziell eintönige Erlebnis für Fußgänger, eine lange Brücke überqueren zu müssen, vermieden wird. Um dies zu erreichen, wurden strenge Richtlinien festgelegt, und zwar vor allem für Bereiche, die für die Nutzer am sensibelsten sind, um die Aufrechterhaltung der Designqualität während des Baus zu gewährleisten.



15 Ansicht des Gesamtbauwerks © Knight Architects



Querschnitt
© Knight Architects



17 Aussichtskanzel mit Sitzmöglichkeiten © Lasse Olsson

Die Brücke ist Teil einer breiteren Initiative zur Verbesserung des öffentlichen Verkehrs und der Zugänglichkeit in der Region, sie ist die Reaktion auf ein wachsendes Bedürfnis nach effizienten und nachhaltigen Verkehrsoptionen. Das 750 m lange Bauwerk beginnt im Westen kurz hinter der Metrohaltestelle Hopsten und überquert die Meerenge Lilla Värtan als ein Durchlaufträger mit zwölf Feldern. Die Spannweiten vergrößern sich von Westen nach Osten von 30 m auf 71,50 m, wobei sich das größte Feld sieben Mal wiederholt. Das letzte Feld, das ins östliche Widerlager einbindet, hat eine Spannweite von 57 m. Die Brücke überquert eine 24 m breite Wasserstraße mit relativ niedriger frei zu haltender Höhe von 7 m. Das maximale Längsgefälle der Gradiente beträgt 1,73 %.

Die Querschnitte wurden als Hohlkästen mit variabler Höhe konzipiert, im Stützenbereich sind sie 4,00 m und in Feldmitte 2.50 m hoch.

Das 15,90 m breite Deck wurde für hohes Radverkehrsaufkommen bemessen. Der Ouerschnitt teilt sich in eine 7,90 m breite zweigleisige Tramfahrbahn, einen 2,40 m breiten Fußweg und einen 5,00 m breiten Radweg auf. Der Fußweg wird in den Drittelspunkten der Brücke zu länglichen Kanzeln aufgeweitet, an denen Verweilmöglichkeiten in Gestalt von Sitzmobiliar angeboten werden. Ferner weitet sich die Brücke am östlichen Widerlager trompetenförmig zu einer Art Piazza auf, die mit weiteren Sitzgelegenheiten ausgestattet ist. Dort befindet sich ein restauriertes Wartehäuschen, das nun als Wegmarke und Willkommensgruß fungiert.

Im Gegensatz zu den zwei zuvor genannten Brücken verläuft die neue Lilla Lidingöbron parallel zu einer Straßenbrücke: Beide stellen gemeinsam die einzige feste Verbindung von und nach Lidingö dar. Die Bevölkerung auf Lidingö hat sich seit 2010 jedoch verdoppelt, daher ist langfristig von einer starken Nutzung der attraktiven neuen Querung auszugehen.

Lidingö Stad, Schweden

Planung steam

Knight Architects, London, England WS Atkins, Epsom, England Sweco Sverige, Stockholm, Schweden

Beleuchtungsplanung Black Ljusdesign AB, Stockholm, Schweden Tehomet Oy, Kangasniemi, Finnland

Bauausführung Implenia Sverige, Stockholm, Schweden ELU Konsult AB, Stockholm, Schweden



18 Stadtbrücke in Drammen mit Treppenabgängen und Aufzugsturm © Plomp

#### 4 Schlussfolgerungen

#### 4.1 Grundsätzliches

Multimodale Brücken können als strateaische Instrumente verwendet werden. um aktive Anreize für eine Verkehrswende zu setzen. Sie funktionieren allerdings am besten in Verbindung mit einer ganzheitlichen Strategie, welche darauf abzielt, Verkehrsströme in größerem Maßstab zu ändern. Ein durchdachtes Verkehrskonzept, basierend auf einem attraktiven Angebot an öffentlichen Nahverkehrsmitteln, ist hierbei essenziell. In manchen Fällen wie in Stockholm und Helsinki lässt sich ein solches Konzept durch den Bau einer neuen Tramstrecke verfolgen. Buslinien sorgen indessen für mehr Flexibilität bei der Planung und erlauben auch bestehende Straßenbrücken zu nutzen.

#### 4.2 Neue Verbindungen

Mit der bewussten Anordnung neuer Brücken zwischen Orten, die bisher keine direkte Verbindung hatten, lässt sich eine nachhaltige Änderung der Verkehrsgewohnheiten erzielen. Waren zwei Zentren bisher zum Beispiel nur mit Pkws oder über umständliche ÖPNV-Verkehrsmittelwechsel erreichbar, so kann eine direkte Verbindung dafür sorgen, dass die Zahl der Tram- und Busfahrten zu- und die der Pkw-Nutzer abnimmt, womit zugleich die CO<sub>2</sub>-Emissionen zurückgehen. Bei kurzen bis mittleren Strecken wird eine solche Verbindung auch für Fußgänger und Radfahrer attraktiv. Die Kombination mit E-Bike-Angeboten und der Anlage von sicheren und bequemen Cycle-Superhighways ermöglicht zudem die Anbindung sogar weiter entfernt liegender Einzugsgebiete - wie unter anderem die

Radstrecke entlang der Straßenbahn in Helsinki veranschaulicht. Kopenhagen steht für diese Philosophie Modell.

#### 4.3 Vernetzung

Der Kern der Multimodalität liegt in der Multiplikation: Nutzer müssen sich nicht zwischen Fahrrad und Tram entscheiden, sondern können für beides votieren und damit ein auf ihre Bedürfnisse zugeschnittenes Fortbewegungsprofil selbst wählen. Um dies zu erreichen, bedarf es möglichst vieler Freiheitsgrade und infolgedessen mehrerer Optionen zum Wechsel des Fortbewegungsmittels. Am südlichen Ende der Brücke in Drammen entsteht ein großes Fahrradparkhaus. Und sie bietet eine direkte Anbindung an die Bahngleise des Hauptbahnhofs, Bushaltestellen werden zudem an beiden Brückenköpfen vorgesehen. Die Trasse in Helsinki endet in einem Bahnhof im Stadtzentrum und damit an einem Ort mit Anschluss an Bahn, Metro, Busse sowie weiterführende Rad- und Fußwege. Die Brücke in Stockholm wiederum grenzt an die Ropsten-Station an, die mit einer schnellen U-Bahn-Verbindung ins Stadtzentrum aufwartet. Je mehr Alternativen angeboten werden, desto größer wird die Bereitschaft sein, diese auch zu nutzen. Es ist hier jedoch anzumerken, dass die Betreiber eine große Verantwortung tragen. Wenn nämlich nicht genügend Fahrradstellplätze vorhanden sind, werden sich auch die Bereitwil-

ligsten schnell abwenden. Alle diese Even-

kehrswegeplanung berücksichtigt werden.

tualitäten müssen holistisch in der Ver-

#### 4.4 Kurze Wege

Um von den Nutzern akzeptiert zu werden, müssen die Brücken die Zentren auf möglichst direktem Weg verbinden. Hierbei sollte bedacht werden, welche Zeitersparnis sich gegenüber der Alternative, das eigene Auto zu nutzen, ergibt. Dieser Ansatz ist noch wichtiger, wenn von Fuß- und Radwegen gesprochen wird. Radfahrer nehmen ungern Umwege in Kauf und Fußgänger, die nicht gerade spazieren gehen, wollen ihr Ziel immer auf kürzestem Weg erreichen. Bei der Planung neuer Brücken müssen daher Länge und Zumutbarkeit einer Verbindung berücksichtigt werden. Im Falle von Drammen führt eine attraktive Fußgängerbrücke nur 400 m flußaufwärts über den Drammenselva und dennoch fiel die Entscheidung, die Bewegungsflächen für Fußgänger und Radfahrer auf der Stadtbrücke besonders großzügig zu gestalten.

#### 4.5 Barrierefreiheit

Dass eine Brücke barrierefrei nutzbar sein muss, steht heutzutage außer Frage. Wie sich die Barrierefreiheit definiert, ändert sich jedoch von Bauherr zu Bauherr. Obwohl in Deutschland Auffahrten auf Fuß- und Radwegbrücken gern als innerörtliche Spiralrampen mit 6 % Steigung geduldet werden, lässt sich hier kaum von einer attraktiven oder bequemen Verbindung sprechen (siehe 4.4). Erfolgreiche multimodale Brücken sind keine Solitäre, die von ihrem Umfeld abgeschnitten sind. Die Wegezuführung zur Brücke ist ebenso wichtig wie die Brücke selbst. Das bedeutet, dass vor und hinter einer Brücke genügend Fläche für eine integrative Einbindung der Wege vorgesehen werden muss. In Drammen wurde in Abstimmung mit der Stadt der Entschluss gefasst, das nördliche Widerlager um 8 m nach Norden zu verschieben damit konnte die Gradiente der Brücke reduziert werden. Ferner laufen die Fußund Radwege auf einer attraktiven Piazza aus, die den Nutzerkomfort erhöht.



19 Promenade am Widerlager Bragernes in Drammen © Plomp

#### 4.6 Placemaking und Erfahrungswerte

Multimodale Brücken zeichnen sich durch ein breites Spektrum von Geschwindigkeitsprofilen aus. Tramnutzer überqueren eine typische Brücke in Minuten, während Fußgänger wesentlich länger brauchen. Der Bewegungsraum für Fußgänger und Radfahrer muss daher multifunktional gedacht werden: Radfahrer werden die Brücke schnell kreuzen wollen, Fußgänger vielleicht eher ein bisschen verweilen.

Brücken schaffen Orte, an denen vorher keine waren. Es ergeben sich neue Perspektiven, und sie sind meistens die einzigen öffentlichen Orte, die einen Panoramablick zu genießen erlauben. Insofern ist der Gedanke irreführend, dass eine Brücke nur als Weg gedacht werden darf, auf dem ein Aufenthalt nicht vorzusehen ist. Stattdessen zeigt die Erfahrung, dass angebotene Aufenthaltsmöglichkeiten auch oft und gern genutzt werden. Gerade Fußgänger brauchen einen Anreiz, damit sie einen neuen Weg wählen. Über eine entsprechende Raumgestaltung, die von Geländerdetails über Beläge bis hin zu Mobiliar und Beleuchtung reicht, kann eine Brücke einladend wirken. Allein dadurch wird sich ihre Attraktivität steigern.

Alle drei beschriebenen Bauwerke in Skandinavien zeichnen sich durch ihre hochwertige Aufenthaltsqualität aus. Sowohl Drammen als auch Kruunusillat werden bzw. sind mit speziell entwickelten Geländern mit Holzhandläufen ausgestattet. Die finnische Brücke wird in regelmäßigen Abständen über Sitzgelegenheiten verfügen, während in Drammen die Fuß- und Radwege mit Granit bedeckt werden. Auch die Lidingöbron bietet lokale Ausweitungen mit Sitzgelegenheiten, die einladen, den Ausblick auf den Tranholmen zu genießen. Es ist jedoch zu beachten, dass eine Brücke trotz all ihrer Attraktivität kaum benutzt wird, wenn sie Areale anbindet, an denen niemand sein möchte. Die Idee hinter einer multimodalen Brücke liegt schließlich darin, Bürger von einem Transportmittelwechsel zu überzeugen. Aus diesem Grund muss die stadträumliche Qualität an beiden Enden einer Brücke und entlang der künftigen Nutzungskorridore im Vorfeld untersucht werden. Wenn es zum Beispiel weit und breit keine Radwege gibt, dann wird ihre Anordnung auf einer Brücke wohl niemanden zur Anschaffung eines Fahrrads animieren.



Stockholm: Widerlager mit restauriertem Wartehäuchen als Fluchtpunkt © Lasse Olsson



21 Straßenbrücke und multimodale Brücke in Stockholm
© Lasse Olsson

In den hier diskutierten Fällen waren die Brückenprojekte verzahnt mit städtebaulichen Entwicklungsprogrammen, welche eine Umgestaltung der angrenzenden Areale beinhalteten. So wurde die Stadtbrücke in Drammen im Zuge der Hauptbahnhoferneuerung geplant, wobei enorme Potentiale zur Regeneration der Uferpromenaden erkennbar wurden.

Nun entsteht am nördlichen Kopf der Brücke eine großzügige Piazza mit einer einladenden Freitreppe, die sich vom Widerlager bis hin zur Promenade direkt am Wasser erstreckt. In Lidingö wiederum wird der gesamte nördliche Uferbereich in einen langgezogenen Park umgewandelt. Und in Helsinki erfolgt zum einen eine Nachverdichtung der Flächen auf Laajasalo sowie zum anderen die Anbindung an den umgenutzten Hafen auf der Insel Nihti. Des Weiteren wird die gesamte 10 km lange Trasse entlang der Tramlinie mit Radwegen ausgestattet und mittels viel Grün als linearer Park angelegt.

#### 4.7 Sicherheit

Eine gewisse Ironie besteht darin, dass es guer durch Europa klare Vorgaben zum Entwurf von Fußgängerunterführungen gibt, und zwar von deren maximaler Länge und minimaler Breite bis hin zu den Beleuchtungsstärken, um die Schaffung von Angsträumen zu reduzieren. Gleichzeitig lassen sich die gleichen Angstraumfaktoren auf Fußgängerbrücken finden. Abgesehen vom Fehlen der Wände und einer Decke, handelt es sich auch bei ihnen um teilweise sehr lange, enge Korridore ohne Ausweichmöglichkeiten. Damit multimodale Brücken von Fußgängern und Radfahrern genutzt werden, muss aber bereits in der Planungsphase an deren Sicherheit gedacht werden. Hierzu gehört die aktive Sicherheit, also die klare Trennung der Fahrbahnen, Maßnahmen zur Unfallverhütung, Blindenleitlinien etc. Ebenso wichtig ist jedoch die Vermeidung von Angsträumen, was schwieriger in Vorschriften festzulegen ist, da die Faktoren, die zur Entstehung von Angsträumen führen, ortsspezifisch sind. Generell sollte aber auf die Schaffung von Ausweichflächen, die Vermeidung nicht einsehbarer Ecken, eine übersichtliche Trassierung und eine ausreichende Beleuchtung geachtet werden.

Alle drei diskutierten Brücken bieten großzügig bemessene Wege für Fußgänger und Radfahrer. Zudem verfügen die Brücken in Stockholm und Helsinki über Aufweitungen, so dass sich begegnende Menschen einander ausweichen können. In allen drei Projekten wurde die Beleuchtung bereits in der Konzeptphase entwickelt, um eine gute Balance aus Attraktivität und Sicherheit zu erreichen.

#### 4.8 Branding

Zu den aufgezählten Erfolgsfaktoren gehört natürlich auch die Gestaltung, die stellvertretend für das gesamte Projekt gesehen werden kann. Die Städte setzen darauf, dass ihre Verkehrswendevorhaben regional wie überregional viel Aufmerksamkeit erzeugen. An vorderster Stelle muss die Entwurfsqualität stehen und als solche erkennbar sein. Dies wird in Helsinki an der Kruunori-Brücke deutlich, deren Pylon die Skyline von Helsinki definiert und für Anreisende bereits von der Fähre sichtbar sein wird. Ähnlich verhält es sich in Drammen, wo die Stadtbrücke als Kernstück der Stadtplanung die zwei Marktplätze von Bragernes und Strømsø miteinander verbindet. Die Gestaltung der Brücke wurde schon während der Wettbewerbsphase in enger Zusammenarbeit von Ingenieur, Architekt und Beleuchtungsplaner entwickelt. In Lidingö wiederum waren die gestalterischen Vorgaben fester Bestandteil der Ausschreibungsunterlagen und das Architekturbüro verblieb in der Position des gestalterischen Oberleiters über alle Leistungsphasen hinweg.

Autor: Dipl.-Ing. Bartlomiej Halaczek Knight Architects, London, England



Die KerbDrain Bridge ist eine Kombination aus Entwässerungsrinne und Schrammbordstein der Kappe und steht damit für eine neue Form linearen Brückenentwässerung.

- Entwässerung im Bereich der Kappe
- Geeignet für Neubau und Sanierung
- Mit integrierter Dichtung
- Rückverankerung Richtzeichnung Kap. 12
- Klasse D 400

Mehr erfahren: www.aco.de/bridge



ACO. we care for water

#### Brückenbau mit hohem Vorfertigungsgrad

#### Ersatzneubau der Elisabethbrücke in Halle an der Saale

■ ■ von Andreas Danders, Anja Rühlemann

Im Rahmen des »Stadtbahnprogramms Halle 25« sind zur Verbesserung der Qualität und Taktung des ÖPNV die Straßenbahnanlagen im Zuge der Mansfelder Straße modern und barrierefrei umzugestalten. In diesem Maßnahmenbereich befindet sich die Elisabethbrücke. die für den bedarfsgerechten Umbau aufgrund ihres schlechten Erhaltungszustands erneuert werden muss. Für den Ersatzneubau stehen entsprechend der Gesamtterminplanung nur ca. 16 Monate zur Verfügung, so dass hier die Modulbauweise mit einem sehr hohen Vorfertigungsgrad (VTR®) zur Anwendung kommt.

#### 1 Einleitung

Die Elisabethbrücke im Zuge der Mansfelder Straße in Halle an der Saale ist in ihrer Funktion eine Straßenbahnbrücke mit der Ausnahmegenehmigung für Anliegerverkehr und Rettungsfahrzeuge. Im Rahmen des »Stadtbahnprogramms Halle 25« soll die Mansfelder Straße, die Halle-Neustadt und Halle-Altstadt miteinander verbindet, zu einer zukunftsfähigen Stadtbahnlinie ausgebaut werden.

Bei dieser Baumaßnahme handelt es sich um einen Ersatzneubau, welcher in paralleler Lage nördlich zum Bestand errichtet wird. Durch seine versetzte Lage wird die Trassierung der Gleisanlagen und somit die Reisequalität verbessert und durch die Nutzung des Bestands bis zur Fertigstellung des Ersatzneubaus die Aufrechterhaltung des ÖPNV gewährleistet. Auch können die Ver- und Entsorgungsleitungen, die über das bestehende Bauwerk geführt werden, bis zum Abschluss der vollständigen Umverlegung weitestgehend ohne Einschränkungen genutzt werden. Weitere maßgebende Kriterien,

die bei der Planung der Brücke Berücksichtigung finden müssen, sind die einzuhaltenden Lichtraumprofile über dem Schifffahrtsprofil der Elisabethsaale sowie die Gewährleistung der Abflussprofile bei Hochwasser bei gleichzeitig zu verbesserndem Retentionsraum im Hochwasserereignis. Um die vorgenannten Kriterien erfüllen zu können, ist die neue Elisabethbrücke mit Einzelstützweiten von 41 m, 60 m und 45 m zu realisieren. Der Ersatzneubau überführt neben den zwei eingedeckten Gleisanlagen des ÖPNV mit einer Breite zwischen den Borden von 6,00 m zwei getrennte Geh- und Radwege mit einer Gesamtbreite einschließlich Sicherheitsstreifen von jeweils 5,25 m. Die Elisabethbrücke wird für einen Mischverkehr aus Straßenbahnlasten (Werksnorm HAVAG, LM MGT 6D) und dem Lastmodel 1 nach DIN EN 1991-2 und Nationalem Anhang bemessen. Für eventuelle innerstädtische Umleitungszwecke im Falle von Havariemaßnahmen ist die Brücke auch für vier Fahrspuren zu konzipieren.

#### 2 Bauwerksgestaltung und Ausführungsentwurf

#### 2.1 Varianten und Vorplanung

Im Rahmen der Vorplanung wurden drei Bauwerksvarianten erarbeitet und hinsichtlich verschiedener Kriterien einander gegenübergestellt. Dabei wurden Stützenstellung und Widerlagerstandorte vorgegeben:

- Variante 1: zweistegiger Plattenbalken, Stahlverbund in Modulbauweise
- Variante 2: Fachwerkbogen, Stahl bzw. Stahlverbund
- Variante 3: zweistegiger Plattenbalken,
   Spannbeton (Hohlkästen)

In Anlehnung an die Bauweise des Bestandsbauwerks wird bei Variante 1 eine Verbundbrücke als zweistegiger Plattenbalken entworfen. Das statische System in Längsrichtung ist ein gelagerter Durchlaufträger über drei Felder mit Einzelstützweiten von 41 m, 60 m und 45 m.



1 Übersichtskarte: Baustrecke © SSF Ingenieure AG

Der Querschnittsaufbau wird modular mit Hilfe von Fertigteilen gestaltet, so dass die Bauzeit optimiert und der Eingriff in die Umwelt reduziert werden. Die stählernen Hohlkästen werden in je drei Teilen mit Mobilkränen eingehoben und miteinander verschweißt. Anschließend werden Betonfertigteile flächig zwischen den Untergurten der beiden Kästen verlegt und befestigt. Der entstandene Weg dient dem Gewässerschutz und als Zuwegung im Bauzustand sowie als Medientrasse und Wartungsgang im Endzustand. In einem zweiten Schritt werden 60 cm breite Querträger im Abstand von 2,40 m über die gesamte Breite gelegt und mit Längsträgern durch einen Betonverguss schubfest verbunden.

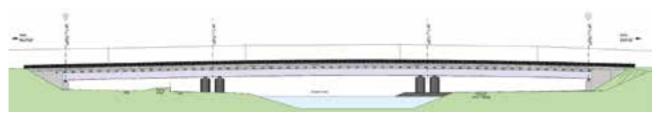
Danach werden 20 cm dicke Fertigteilplatten zwischen den Querträgern verlegt und die Bereiche zwischen den Platten mit Ortbeton vergossen. Das entstandene System entspricht einem Trägerrost in Verbundbauweise (VTR-Bauweise), bei dem der Baustahl in der Deckbrücke dauerhaft gegen Witterungs- und Tausalzeinflüsse geschützt ist. Im Vergleich zu anderen herkömmlichen Bauweisen zeichnet sie sich durch einen raschen Baufortschritt aus, zudem kann auf größere Traggerüste oder auch Schalwagen verzichtet werden.



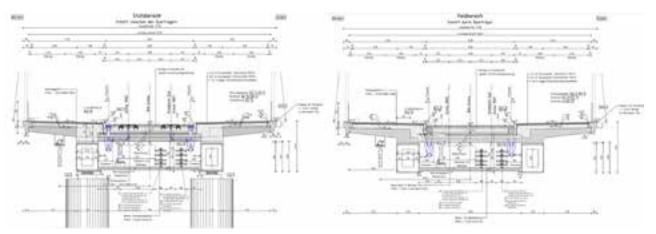
Fertigung der Querträger
© SSF Ingenieure AG

- Stützweiten: 41 m, 60 m, 45 m
- Konstruktionshöhe: ~ 2,70 m
   (Schlankheit I/hK = 22,20)
- Bauhöhe: ~ 3,10 m
- Breite zwischen den Geländern: 16,50 m
   Variante 2 beinhaltet einen stählernen
   Überbau mit einem feldweise unterschiedlichen Querschnitt. Das Stromfeld wird als oben offener Trogquerschnitt mit in Längsrichtung bogenförmigen Fachwerkscheiben ausgebildet. In den Randfeldern entfallen Obergurt und Streben und die Untergurte laufen als Trogwangen bis an die Widerlager weiter. Die Fahrbahn-

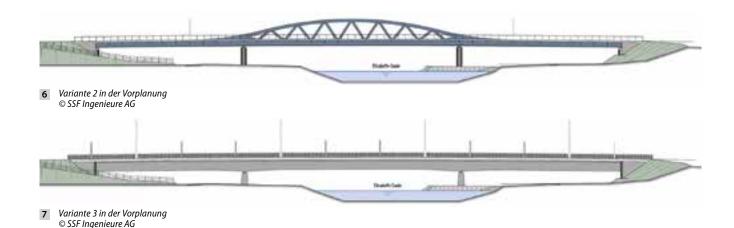
platte liegt über Kopfbolzendübel mit den Querträgern darunter im Verbund. Seitlich angeordnete Geh- und Radwege werden durch Stahlkonsolen gestützt. Im Vergleich zu Variante 1 zeigt sich ein 2,35 m breiterer Querschnitt und es entsteht sowohl in den Widerlagerbereichen ein größerer Eingriff in den Dammbereich als auch bauzeitlich in die noch in Betrieb befindliche Brücke. Zugleich sind die Geh- und Radwege im Bauwerksbereich in räumlicher Hinsicht deutlich von der Fahr- und Straßenbahn getrennt.



Ansicht des Ausführungsentwurfs © SSF Ingenieure AG



4 5 Regelquerschnitte beim Ausführungsentwurf © SSF Ingenieure AG



Durch zahlreiche Baustellenschweißungen und die komplexen Einbauzustände des Stromfelds wird sich eine entsprechend lange Bauzeit ergeben, was bei der vorgegebenen Terminierung ein Risiko darstellt.

- Stützweiten: 39 m, 64 m, 43 m
- Konstruktionshöhe: 1,25 m
- Hauptträgerhöhe: 1,80 m (Randfeldschlankheit l/hK = 34,40)
- Systemhöhe des Fachwerks: 6 m
- Breite zwischen den Geländern: 18,65 m Variante 3 stellt eine zweistegige Spannbetonkonstruktion mit begehbaren und über den Stützen gevouteten Hohlkästen dar. Für die gewählten Stützweiten ergibt sich eine Bauhöhe des Hohlkastens von ca. 3,20 m. Die Errichtung des Bauwerks erfolgt über bodengestützte Traggerüste. Deren lange Vorhaltzeiten im Überschwemmungsgebiet der Saale bedeuten ein nicht unerhebliches Risiko, das zu einer negativen Bewertung im Rahmen des Variantenvergleichs führt.
- Stützweiten: 42 m, 58 m, 46 m
- Konstruktionshöhen: 2,86 m im Feld-, 3,46 m im Stützenbereich
- Breite zwischen den Geländern: 16,50 m

#### 2.2 Resümee

Als Resultat der Vorplanung und damit der Vergleichsuntersuchung wurde die Stahlverbundkonstruktion der Variante 1, welche einen sehr hohen Vorfertigungsgrad bietet, als Grundlage für den Ausführungsentwurf gewählt. Mit der Verwendung von hochwertigen Fertigteilmodulen in Serienfertigung verspricht sie einen raschen Baufortschritt bei gleichzeitiger Terminsicherheit. Die Organisation und Führung von Ver- und Entsorgungsanlagen innerhalb des geplanten Medienwartungsgangs gewährleisten eine Versorgungsicherheit auch bei sich über den Lebenszyklus des Bauwerks ergebenden Veränderungen in Dimension und Anzahl.



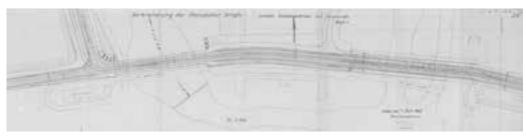
8 Visualisierung der gewählten Vorzugsvariante © SSF Ingenieure AG

#### 3 Baugrund, Standort und Anlagen im Baubereich

#### 3.1 Baugrund

Im Zuge der Baugrunderkundung wurden bei direkten Baugrundaufschlüssen (Kernbohrungen, Rammkernsondierungen) und indirekten Aufschlüssen (schwere Rammsondierungen) oberflächennah gering tragfähige Baugrundschichten (Auffüllung und Auesedimente) und ab einer Tiefe von ca. 70-73 m der gut tragfähige fluviatile Sand bzw. Kies angetroffen. Dieser Kies liegt auf einem zersetzten Festgesteinshorizont (Tonsteinzersatz des Buntsandsteins) bei ca. 66-68 m. Grundwasserendstände sind bei einer Ordinate von 73-74 m angeschnitten worden, sie korrespondieren in etwa mit dem Pegel der Saale – zum Zeitpunkt der Feldarbeiten wurde der Wasserstand mit 74,6 m eingemessen und stehen weitestgehend ungespannt an. Geologische Untergrundschwächen, zum Beispiel Subrosionserscheinungen mit Erdfall- und Erdbebengefährdung, sind hier nicht bekannt.

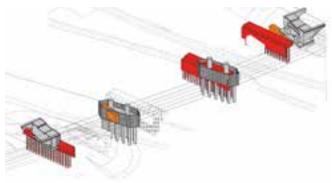
Die nördlich am Standort verlaufende »Halle-Störung« besitzt aufgrund der hinreichend genau nachgewiesenen Distanz zum Brückenersatzneubau gemäß vorliegenden Unterlagen des Landesamts für Geologie und Bauwesen Sachsen-Anhalt keine statisch-konstruktiv zu berücksichtigende Relevanz. In Anbetracht der Baugrundsituation wurde für eine setzungsarme Gründung des Brückenneubaus die Ausführung von Tiefgründungen mit Bohr-, Ramm- oder Verdrängungspfählen empfohlen. Bei entsprechender Dimensionierung und sorgfältiger Herstellung sind keine nachteiligen Einflüsse auf das zu errichtende Brückenbauwerk zu erwarten.



Lageplan der Elisabethbrücke von 1936
 Stadtarchiv Halle

#### 3.2 Projektstandort

Direkt in der Linienführung der geplanten Brücke befinden sich Fundamentreste von zwei Vorgängerbauwerken. Dies waren eine Gewölbebogenbrücke aus dem Jahr 1929 und deren Nachfolger, eine vierfeldrige Stahlbetonbrücke aus dem Jahr 1938. Nach vorliegenden Archivunterlagen kann davon ausgegangen werden, dass die Gründungsbauteile aus unbewehrtem Beton bzw. Naturstein hergestellt wurden. Es ist anzunehmen, dass für die neuere der beiden Brücken eine Bodenverbesserung in Form von Stampfbeton- oder Stahlbetonrammpfählen durchgeführt wurde. Für den aktuellen Entwurf wird daher an allen Achsen mit Hindernissen im Untergrund zu rechnen sein. Der gesamte Bereich zwischen Gim-



10 Übersichtsplan: Alt- und Bestandsfundamente © SSF Ingenieure AG

ritzer Damm, Sandanger und Salineinsel unterlag ab der Zeit der Industrialisierung zugleich zahlreichen erheblichen baulichen Veränderungen. So wurden beispielsweise weitere Nebenarme der Saale zugeschüttet, die mehrstromige Elisabethsaale selbst kanalisiert und die Uferbereiche erhöht.

# SSF Ingenieure

## Begeisterung für Engineering

Die Elisabethbrücke in Halle – Serielles Bauen in Modulbauweise



Elisabethbrücke in Halle (Saale) – Montage der Wartungsgangplatten Gesamtplanung in der Objekt- und Tragwerksplanung Ingenieurbauwerke, örtliche Bauüberwachung und Qualitätssicherung Stahlbau

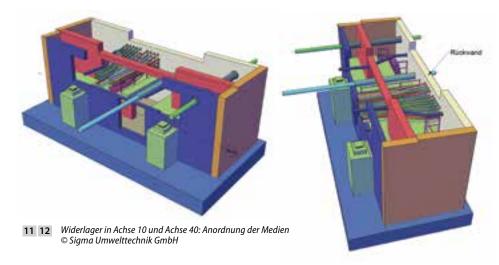
ssf-ing.de

Diese stark industriell geprägte Vergangenheit ist die Ursache von anthropogen umgelagerten Lockergesteinen, vermengt mit Bauschutt und sonstigen Abfallmaterialien in den oberen Bodenschichten. Es ist sehr wahrscheinlich, dass im Brückenbereich neben den Restfundamenten auch alte Leitungen oder Schutzrohre vorgefunden werden. Weiterhin befindet sich das Baufeld in der Randzone eines Bombenabwurfgebiets aus dem Zweiten Weltkrieg. Es werden daher im Rahmen der Spezialtiefbau- und Tiefbauarbeiten vorlaufende und begleitende Kampfmitteluntersuchungen durchgeführt. Auch ist für das Grundwasser an der Ostseite mit Kontaminationen aufgrund einer alten Gasfabrik (Kohlevergasung) zu rechnen. Hierzu werden entsprechende Aufbereitungsanlagen zur Reinigung von gefördertem Grundwasser vorgehalten.

#### 3.3 Ver- und Entsorgungsanlagen

Folgende Versorgungsunternehmen sind mit Maßnahmen im unmittelbaren Bauumfeld vertreten:

- Hallesche Wasser und Stadtwirtschaft GmbH (HWS) mit Abwasserkanälen
- HWS mit Wasserversorgung
- EVH GmbH mit Niederspannungsnetz zur Energieversorgung
- EVH mit Mittelspannungsnetz zur Energieversorgung
- EVH mit Infokabel
- EVH mit Gasversorgung
- Stadt Halle mit Stadtbeleuchtung
- Stadt Halle mit Lichtsignalanlagen
- Stadt Halle mit Regenwasserkanalsystem
- Stadt Halle mit Einrichtungen des zentralen Gebäudemanagements
- Ströer Deutsche Städte Medien GmbH
- Muth Citynetz Halle GmbH
- Pyur (ehemals Primacom und HL komm)
- Deutsche Telekom
- Hallesche Verkehrs-AG (HAVAG) mit Bahnstromanlagen



Für eine ordnungsgemäße und umsetzbare Planung der Umverlegung einer Vielzahl von Leitungen bedarf es einer detaillierten Koordination. So war es erforderlich, den Widerlagern des Bauwerks neben der Funktion des Bauwerksabschlusses auch die einer »Hausanschlussverteilung« zu geben. Nur so ist es möglich, Wartung und Unterhalt der Anlagen dauerhaft zu gewährleisten.

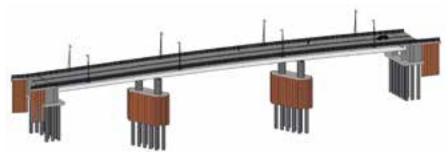
#### 4 Konstruktion

### 4.1 Unterbauten

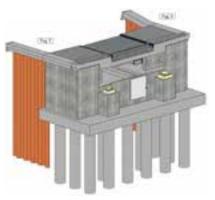
#### 4.1.1 Gründung

Wegen der bis 6 m dicken Auelehmschicht, welche als setzungsempfindlich und zudem als durchmischt mit Altauffüllungen beschrieben wird, ist von einer Flachgründung abzusehen. Die Pfeiler und die Widerlager werden deshalb tief gegründet, wobei Großbohrpfähle mit d = 1,20 m zum Einsatz kommen. Für die Abtragung der Überbaulasten in den Achsen 20 und 30 werden jeweils 16 Pfähle mit einer Länge von 14 m erforderlich. Wegen der nahen Uferböschung werden hier die Baugruben wasserdicht umspundet. Bei den Abmessungen der Pfahlkopfplatte ist sowohl darauf geachtet worden, dass die Pfahlabstände ausreichend groß sind, um die gegenseitige Beeinflussung zu

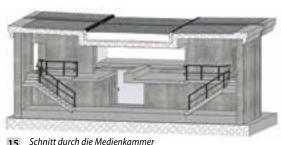
minimieren, als auch darauf, dass die Abstände zur Spundwand einen mechanischen Aushub unter Wasser erlauben. Die Auftriebssicherheit der Sohle während der Bauphase wird durch eine 0,80 m dicke Unterwasserbetonsohle gewährleistet, zusätzlich wird die Umspundung bis in den Zersatzhorizont geführt. An den Widerlagern werden jeweils zehn Pfähle vorgesehen: 4 × 13 m Länge hinten in Neigung 20:1 und 6 × 19 m Länge vorn mit Neigung 10:1. Die Pfahlkopfplatte befindet sich 60 cm unter der Geländeoberkante und ist 1,20 m dick. Vor und hinter den Widerlagern kann frei geböscht werden. Für die Sicherung der bauzeitlich noch unter Betrieb befindlichen Widerlager werden Verbauten erforderlich, welche rückzuverankern sind. Am Widerlager Achse 10 entstehen zwischen Alt- und Neubau größere Überschneidungsbereiche, weswegen die Verbauwand hier innerhalb der Flügel beginnen muss. Der alte Flügel ist im Zuge des Baugrubenaushubs per Sägeschnitt zu trennen und abzubrechen. Am Widerlager Achse 10 beginnt der Verbau in verlängerter Achse des Flügels. Aufgrund der zu erwartenden inhomogenen Eigenschaften, insbesondere Abbruchgut und Bauschutt, werden Berliner Verbaue ausgeführt.



13 Isometrie mit Gründungsdarstellung © SSF Ingenieure AG



14 Isometrie eines Widerlagers © SSF Ingenieure AG



© SSF Ingenieure AG



Modellansicht: Gründung, Pfeiler, Überbau © SSF Ingenieure AG

#### 4.1.2 Widerlager

Die Widerlager sind als begehbare Kastenwiderlager mit Parallelflügeln ausgebildet. Öffnungen für Zugangstüren befinden sich mittig in der Stirnwand. Über innenliegende Treppen können die Arbeitspodeste erreicht werden, welche auf Höhe der Lagersockel angeordnet sind. Die Tür wird ausreichend groß gestaltet, um mit einer mobilen Hubarbeitsbühne Leitungsmaterial und Rohrtechnik zu heben. Wegen der Hubtechnik wird die Podestplatte hinter der Tür und auf der gesamten Länge ausgespart. In Brückenlängsrichtung wird die Kammer zweigeteilt: In der vorderen Kammer befindet sich die Übergangskonstruktion, die von unten über die gesamte Breite zugänglich ist. Hinter einer Zwischenwand liegt der Medienraum zum Verschwenken der Leitungen. Die Zwischenwand dient der Reduzierung der Spannungen in der Decke und federt vertikale Verformungen in der Übergangskonstruktion ab. Der Trogquerschnitt des Überbaus zur Aufnahme der Gleisanlagen wird auch auf dem Widerlager in dieser Form fortgesetzt. Entsprechend wird die Deckenplatte mit Höhensprüngen versehen.

Die Flügelwände werden als Spundwände mit Kopfbalken zur Optimierung der Baugruben bei gleichzeitiger Mitverwendung als Längsverbau ausgeführt. Die Spundwände fungieren im Bauzustand als Baugrubenwände und sichern das in Betrieb befindliche Gleis auf dem Bestand an beiden Widerlagern sowie die Baustellenzufahrtsrampe auf der Ostseite. Damit ergeben sich Flügellängen von ca. 6 m. Die Spundwände werden nach dem Abbruch der alten Brücke in den sichtbaren Bereichen gesäubert und erhalten eine Verblendung in Sichtbetongualität. Zur Aufnahme der Lager und Pressen werden vor der Stirnwand 1,50 m dicke Lagerwände betoniert. Die Widerlager werden aus Stahlbeton der Festigkeitsklasse C30/37 (Expositionsklassen XC4, XF2, XD1, WA) hergestellt. Als Bewehrung ist Betonstahl der Sorte B500B vorgesehen.

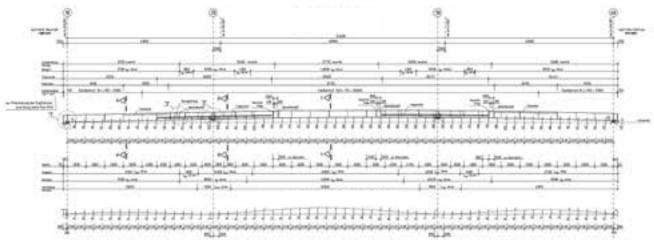
#### 4.1.3 Pfeiler

Der Überbau ist in den Achsen 20 und 30 auf 6,00–6,40 m hohen Einzelpfeilern gelagert. Im Querschnitt werden die Pfeiler oval von 2,40 m auf 3,00 m aufgeweitet, wobei die längere Achse der Ellipse in Stromrichtung gedreht wird.

Die paarweisen Einzelstützen werden nicht untereinander gekoppelt und besitzen in Querrichtung keine Verbindung. Die anschließende Pfahlkopfplatte ist 1,30–1,40 m dick. Die Pfeiler werden aus Stahlbeton der Festigkeitsklasse C35/45 (Expositionsklassen: XC4, XD1, XF2, WA) hergestellt. Als Bewehrung ist Betonstahl B500B vorgesehen.

#### 4.2 Überbau

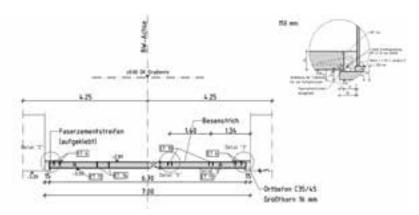
4.2.1 Abmessungen, Baustoffgüten Im Querschnitt bildet der Überbau einen zweistegigen Plattenbalken. Seine Konzeption und die Wahl der Baustoffe folgen dem Grundgedanken des modularen seriellen Aufbaus und der Zweckmäßigkeit zum Überführen der Medien und Verkehrsströme. Die Stege des Plattenbalkens bestehen aus zwei dichtgeschweißten stählernen Hohlkästen der Güte S 460 M/ML. In Abhängigkeit der Beanspruchung variieren die Blechdicken über die Trägerlänge, wobei die Außenabmessungen der Kästen mit 1,50 m × 1,94 m immer konstant bleiben.



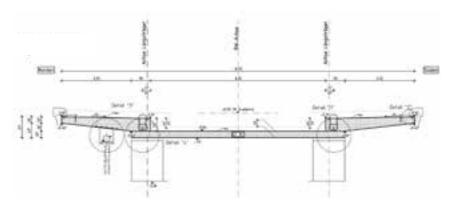
17 18 Längsschnitt des Stahlkastens und statische Überhöhungswerte © SSF Ingenieure AG

Der stählerne Untergurt steht nach innen über und dient als Konsole für die Bodenelemente des Wartungsgangs, die aus 20 cm dicken und 3 m breiten Fertigteilplatten gefügt werden. Sie beteiligen sich nicht an der Längstragwirkung und werden an ihren Auflagern verschraubt. Der Wartungsgang stellt ein wesentliches Qualitätsmerkmal der innerstädtischen Flussquerung dar. Bauzeitlich kann weitestgehend auf Arbeitsgerüste verzichtet werden, Verschmutzungen des Gewässers bleiben ausgeschlossen, vor allem aber sind die diversen Medien witterungsgeschützt und lassen sich unabhängig vom Verkehr, also auch ohne dessen Beeinträchtigung, einbauen, austauschen und warten.

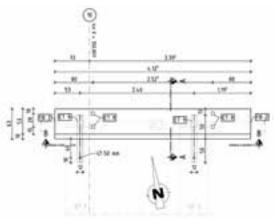
Auf den in Segmenten verlegten und in Endlage verschweißten Hohlkästen werden 60 cm breite Querträger im Rasterabstand von 2,40 Metern angeordnet. In der Ansicht bilden sie bereits den späteren Trogbereich für das Gleisbett der Straßenbahn. Diese Querträger werden in Fertigteilbauweise im Sinne der modularen Bauweise realisiert, wobei die Verwendung von selbstverdichtendem Beton der Güte C50/60 geplant ist. Die Träger sind 16,32 m lang und wiegen ca. 11 t. Nach dem Verlegen der Träger werden sie in ihrer Höhenlage durch Justierschrauben gegenüber dem Stahlhohlkasten eingestellt. Planmäßig ist dafür ein Spalt von 12 cm zwischen Stahlobergurt und Querträgerunterkante vorgesehen. Dadurch können unerwartete Verformungen der Stahlträger kompensiert und unerwünschte Ausgleichsmaßnahmen in der späteren Fahrbahn verringert werden. Ein erster Verbundquerschnitt entsteht durch die Betonage zwischen der Oberkante des Stahl- und der Unterkante eines Querträgers. Im Trogbereich werden 20 cm dicke Fertigteilplatten auf die Querträger aufgebracht. Sie liegen 5 cm auf, wodurch sich eine Systembreite von 1,90 m ergibt. Diese Fahrbahn- oder Trogplatten wiegen ca. 6,70 t. In den Kragarmbereichen werden anschließend 10 cm dicke Fertigteilplatten aufgelegt, die 1,90 m breit und 3,10 m lang sind und ca. 1,50 t wiegen. Beide Fertigteile erhalten eine Schwindvorspannung. Es wird, wie bei den Querträgern, ein SVB C50/60 verwendet. In einem letzten Betonierabschnitt werden die Bereiche zwischen den Trogplatten über den Querträgern sowie die Bereiche über den Längsträgern und auch die Kragarme selbst durch Ortbeton ergänzt.



19 20 Ausbildung der Wartungsgangplatten © SSF Ingenieure AG



21 Querträger in Einbaulage © SSF Ingenieure AG



22 Konzeption der Fertigteilkappen © SSF Ingenieure AG

Die Kappen werden ebenfalls im Sinne einer zügigen Montage als Fertigteile der gleichen Güte ausgebildet. Sie sind 4,80 m lang und ca. 3 t schwer. Aufgelegt werden sie vor der Betonage der Kragarmbereiche, bis dahin sind sie durch einbetonierte U-Profile mit den Querträgern verbunden.

Die vor Ort herzustellenden Betonbereiche des Überbaus werden in C35/45 (Expositionsklassen: XC4, XD1, XF2, WA) realisiert. Als Betonstahl wird für alle Bereiche B500B und in den vorgespannten Fertigteilen als Spannstahl St 1660/1860 für die Schwindvorspannung verwendet.

#### 4.2.2 Verhältnis von Stützweite

zu Konstruktionshöhe

Die Konstruktionshöhe im Trogbereich bzw. Kragarmbereich beträgt nach Fertigstellung 2,56 m bzw. 3,33 m. Es ergeben sich Schlankheitsgrade im Stromfeld von 23,40 bzw. 18. In den Randfeldern wird die Höhe systembedingt nicht reduziert. Die Unterseiten der Längsträger verlaufen parallel zur Gradiente. Die Stege werden lotrecht angebunden und haben einen Abstand von 7 m im lichten Maß. Die beiden Kragarme stehen seitlich einschließlich der Kappen um 3,52 m über.

#### 4.2.3 Vorspannung

Sämtliche Fertigteile werden in der Betongüte C50/60 SVB (Expositionsklassen allgemein: XC4, XD1, XF2, WA; Kappen: XC4, XD3, XF4, WA) hergestellt. Sie erhalten – die Kappen in Brückenlängsrichtung und alle anderen in -querrichtung – eine geringe interne Vorspannung. Damit können die noch nicht ausgeprägten Zugfestigkeiten im jungen Beton kompensiert und höhere Fertigungsgeschwindigkeiten erreicht werden.

Zusätzlich wird so eine verbesserte und dauerhaftere Oberfläche geschaffen, in der sich weniger Risse bilden. Für die Biegebemessung im Endzustand wird der Spannstahl nicht herangezogen, hier werden schlaff bewehrte Biegeträger berücksichtigt.

#### 5 Bauausführung

Die Planungen zum Ersatzneubau der Elisabethbrücke wurden mit Fertigstellung der Ausschreibungsplanung im Oktober 2022 abgeschlossen. Da die Brücke die wichtigste Verbindung zwischen den Stadtteilen Halle-Neustadt und Halle-Altstadt ist, wurde der Ersatzneubau in das Gesamtvorhaben zum Ausbau der Mansfelder Straße namens »Stadtbahnprogramm Halle 25« integriert. Mit Abschluss des Vergabeverfahrens erfolgte die Auftragsvergabe an die »Arbeitsgemeinschaft Elisabethbrücke« aus GP Verkehrswegebau GmbH und Schachtbau Nordhausen GmbH im März 2023.

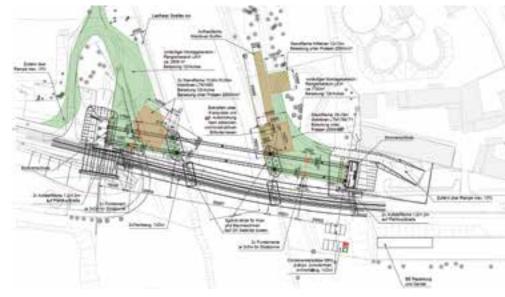
Mit Beginn der Sommerferien 2024 ist die neue Elisabethbrücke an den Streckenbau zum Verlegen der Gleisanlagen im Bauwerksbereich zu übergeben. Im Anschluss daran kann mit dem Rückbau des Bestandsbauwerks begonnen werden, so dass der Abschluss der Baumaßnahme für Oktober 2024 terminiert ist. Daher ist es von enormer Bedeutung, einen zügigen Baufortschritt mit optimierter Bauzeit anzustreben. Dieses Ziel wird mit dem Einsatz von Modulfertigteilen erreicht. Dem Einbau der modularen Betonfertigteile geht der Einhub der Stahlhohlkästen voraus. Die beiden Längsträger werden in jeweils drei Segmenten antransportiert und nach dem Einhub verschlossert und verschweißt.



Nachfolgend wird der geplante und zum Teil schon ausgeführte Bauablauf zusammengefasst:

A: Vorabmaßnahmen (abgeschlossen)

- Baumfällung
- Herstellen von Medienfreiheit im Baufeld
- Baustelleneinrichtung, Baustraßen
- Zufahrtsrampe Ost
- Spundwandarbeiten
- Verkehrsführung eingleisig auf Bestandsbauwerk
- Widerlagerbaugruben einschließlich Verbauten
- Teilrückbau des Bestandsüberbaus, Seite Nordwest
- B: Spezialtiefbau und Unterbauten (abgeschlossen)
- Bohrpfahlarbeiten
- Einbau der Unterwasserbetonsohlen in den Achsen 20 und 30
- Herstellen der Pfahlkopfplatten
- Herstellen der aufgehenden Unterbauten bis auf Höhe der Lagerbänke
- C: Überbauherstellung (im Bau)
- Einhub und Verschweißen der Längsträger
- Einbau der Ausplattung im Wartungsweg
- Auflegen der Querträger und Verguss der Längsträger
- Einlagern der Brücke
- Fertigstellung der Widerlager
- Auflegen der Fahrbahn- und der Randwegplatten sowie Ortbetonverguss



Baustelleneinrichtungsplan für die Montage
© Schachtbau Nordhausen GmbH

## D: Ausstattungen und Komplettierung (offen)

- Abdichtung und Ausstattung im Gleistrogbereich bis Oberkante Schutzbeton einschließlich Asphalt im Rad- und Gehwegbereich
- E: Verkehrswegebau und Medien (offen)
- nachgelagerte Maßnahmen wie Medienverlegungen, Arbeiten am Gleisbett und Fahrbahnbefestigung

# Autoren: Dipl.-Ing. Andreas Danders Dipl.-Ing. Anja Rühlemann SSF Ingenieure AG, Halle an der Saale

#### Bauherr

Stadt Halle an der Saale, Geschäftsbereich II, Stadtentwicklung und Umwelt, Fachbereich Mobilität vertreten durch: Hallesche Verkehrs-AG, Abteilung Infrastrukturmanagement

Projektsteuerung und Bauoberleitung pmp INFRA GmbH, Halle an der Saale

Gesamtplanung, Bauüberwachung, Qualitätskontrolle Stahlbau SSF Ingenieure AG, Halle an der Saale

Verkehrsanlagenplanung Ingenieurbüro EVTI GmbH, Leipzig

Baugrunduntersuchung G.U.T. Gesellschaft für Umweltsanierungstechnologien mbH. Merseburg

Prüfingenieur Prof. Dr. Michael Müller, Magdeburg

#### Bauausführung

Arbeitsgemeinschaft Elisabethbrücke: GP Verkehrswegebau GmbH, Halle an der Saale Schachtbau Nordhausen GmbH, Nordhausen



**24** Baufeld vor Beginn der Arbeiten © Esmero UG



25 Östliche Zufahrtsrampe nach Fertigstellung © Fsmero IIG



Verbauarbeiten auf der Westseite
© Esmero UG



27 28 Tiefgründung in den Achsen 10–20 und in Achse 40 © Esmero UG





29 30 Stahlträgermontage auf der Westseite © Esmero UG





31 32 Stahlträgermontage auf der Ostseite © Esmero UG





33 34 Stahlträgermontage: Lückenschluss aus zwei Perspektiven © Esmero UG





35 Montage der Wartungsgangplatten © Esmero UG

#### One project, many bridges

#### Malaysia Square Bridges at Battersea Power Station in London

■ ■ by Edmund Metters

Malaysia Square forms the focal point at the south face of Battersea Power Station in London, United Kingdom, and is the primary entranceway to the development from the wider Battersea and Nine Elms redevelopment. Fundamental to this public space are two new bridges, one road bridge and one designated for pedestrian use, which delineate the oval shaped space. The bridges are an essential part of how visitors will experience their arrival at this iconic landmark. Together the two bridges demonstrate how bridge engineering can be elegant yet practical. One bridge touches the development very lightly while the other played an integral part in unlocking the site during construction over the last 10 years before being integrated into the finished podium structure.



Malaysia Square Bridge for pedestrian use
© Buro Happold

#### 1 Introduction

#### 1.1 General

The landmark Grade II\* listed Battersea Power Station has been sympathetically transformed from a much-loved industrial relic into a vibrant 21st century destination. The visionary redevelopment of the 762.000 m<sup>2</sup> power station was carried out as part of an eight-phase, 17 ha regeneration of this former brownfield site on the banks of the River Thames in London.

One of the focal points of the whole project is a split level area of public realm adjacent to the south façade of the Power Station. This area is named »Malaysia Square« and it includes the two bridges that are described within this paper. The Circus Road Bridge carries vehicles and pedestrians and has performed multiple functions throughout the construction of the project requiring a robust design that could be adapted to integrate with the final landscaping. The Malaysia Square Bridge carries pedestrians and touches the development as lightly as possible to achieve a slender design that also facilitated a very constrained construction methodology.

These bridges, amongst many others, both permanent and temporary, were crucial in bringing Battersea Power Station back to life. The bridges played a critical role in what is arguably one of the most technically and logistically challenging construction projects in the UK.



2 Battersea Power Station masterplan showing the project phases © Battersea Power Station Development Company



3 Historic photo of the power station on the river Thames © Lee/www.stock.adobe.com

#### 1.2 Battersea Power Station Masterplan

Battersea Power Station is at the heart of one of central London's largest, most visionary and eagerly anticipated new developments, which has seen this vast 17 ha (over 2,4 million m²) former industrial brownfield site become home to a community of homes, shops, bars, restaurants, cafes, offices and over 7 ha of public space.

The 9 bn £ (10,5 Mrd. €) project is divided into eight phases, with each designed by one of a number of specialist architectural practices. The first phase of the development, Circus West Village, was completed in 2017 and is now home to over 1.800 residents, and other mixed uses.

The Power Station itself was the second phase to open to the public in October 2022. 25.000 people will be living and working on the site when all the phases are complete, creating one of London's largest office, retail, leisure and cultural quarters.

The Battersea Power Station site is owned by a consortium of Malaysian investors comprising PNB, Sime Darby Property, S P Setia and the Employees' Provident Fund. The development management of the project is being undertaken by British based Battersea Power Station Development Company.

#### 1.3 History of the Power Station

Battersea Power Station is situated on the southern bank of the River Thames within the London Borough of Wandsworth, London, United Kingdom. Originally marshland and subsequently a water treatment facility, its transition to a facility for electricity generation commenced in the late 1920s. Instantly recognisable due to the four tall chimneys, the completed site comprised two distinct coal-fired power stations, Station A and Station B built between 1929 and 1955.

Decommissioned in 1975 (Station A) and 1983 (Station B), the power station received Grade II listed status in 1980, later upgraded to Grade II\* in 2007, a distinction held by fewer than 6 % of listed structures in the United Kingdom. Unfortunately, the building proved challenging to repurpose post-decommissioning and evolved into London's most iconic ruin. Buro Happold's involvement dates back to the late 1990s, spanning various ownerships. BuroHappold helped develop a number of different feasible uses for the power station, finally helping the current owners deliver the multiphased development that can be seen today.

### 2 Malaysia Square Bridges2.1 General

Malaysia Square forms the focal point at the south face of the power station building and is the primary entranceway from the wider Battersea and Nine Elms redevelopment and the new Northern Line underground station to the south.



4 Key plan
© Wilkinson Eyre Architects

Integral to this public space are two new bridges, one road bridge (Circus Road Bridge) and one pedestrian bridge (Malaysia Square Bridge), which delineate the oval shaped space. The bridges are an essential part of how visitors will experience their arrival at this iconic landmark.



Sender of Malaysia Square: Circus Road Bridge (green), Malaysia Square Footbridge (red)

Wilkinson Eyre Architects



6 Stage of access © Google Earth

#### 2.2 Circus Road Bridge

This road bridge forms part of the Circus Road which rings the power station and has played a key strategic role throughout the project. The bridge was constructed as part of an early works package in order to provide vital construction access to the whole development. The bridge has had a number of different names during its life since first being designed in 2013 including the Gilbert Scott Square Bridge, the Halo Road Bridge, the Malaysia Square Bridge and finally the Circus Road Bridge. These various names help demonstrate how the bridge has been a continuous thread throughout the project and has adapted as required. The Circus Road Bridge now forms part of the final south podium, but it has also had several other major uses during the development of the power station. The challenge, that was presented to Buro Happold, was to design a bridge that would satisfy the requirements of multiple development phases, most of which were not yet fully defined at the time.

These included:

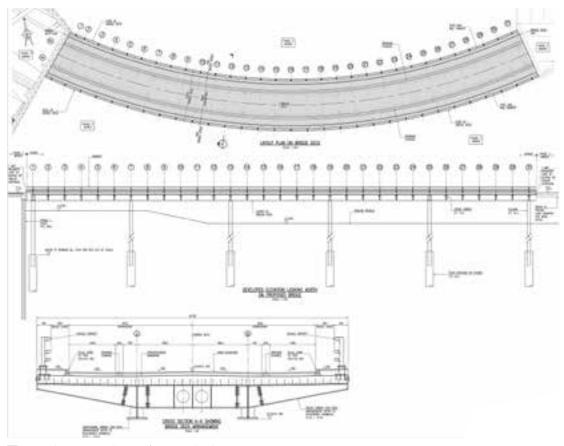
- construction access to the Phase 1 development,
- resident access above a 4 story basement excavation,
- supporting structure for the basement construction,
- widening for final condition
   Each stage had its own challenges, primarily that there was very little known about each when the bridge was first designed and built. This required an adaptive design approach that found a balance between material use while also allowing for a degree of flexibility. The following images show a timeline of how the access changed from year to year.

Construction access to the Phase 1 development:

The fitout construction of the first phase (Figure 2) had not been completed prior to the start of construction activities in the other phases of the development. This meant that a large volume of construction traffic was required to access directly through the Phase 2 and Phase 3 construction sites. Various temporary haul road options were considered. However the chosen solution was to build part of the future permanent circular podium road, which would act as the temporary construction access route in the short term.



Plunge column installationBuro Happold



8 General arrangement drawing of Circus Road Bridge
© Buro Happold

The Phase 2 and 3 construction activities included a three story basement excavation. Buro Happold developed a »top down« construction methodology using plunge columns which enabled the bridge to be built prior to the excavation. The ground conditions typically comprise gravel, overlaying London Clay on top of the Lambeth Group with the Thanet Sands below the clay. For the Circus Road Bridge, the concrete piles for the plunge columns were founded within the London Clay with steel caissons above through the gravels.

The steel plunge columns were designed for each of the known future uses of the bridge and also included an agreed level of conservatism to cover the potential unknown uses. When first installed, only the top 3 m of the 18 m high columns was visible above the ground. The steel columns were plunged approximately 4 m into the larger diameter concrete piles below.

The bridge is formed by a steel-concrete composite ladder deck arrangement with tapering cantilever cross members, with all steelwork fabricated from plate. The

curved superstructure is continuous over five spans, with a total length of 95 m and a width of 10 m. The superstructure is supported by integral twin-column piers. With no structural bearings, articulation of the bridge is achieved by the flexibility offered by the unbraced columns. The initial design was in collaboration with the architects Wilkinson Eyre.

The desire was to celebrate the primary structure of the bridge by keeping the soffit exposed and hence all the steel work and connections were carefully detailed for strength and aesthetics. Furthermore the bridge needed to support temporary district heating pipes which were able to run neatly through the cross girders.



9 Steel work erection of superstructure © Buro Happold

The end of each transverse cantilever included a set of bolt holes to be used for the temporary parapet base connection. These bolt holes were also conservatively designed for the potential future widening of the bridge.

The superstructure was successfully lifted into position using a mobile crane and then welded to the plunge columns. It is noted that this construction methodology would not have been possible at later stages of the project due to reduced access and space around the bridge. The concrete deck, waterproofing, surfacing and drainage were all constructed to achieve the permanent drainage design and associated gradients. This was based on a known final lane width and surface level. The wearing course was installed as temporary asphalt. Temporary vehicle restraint was installed on each side appropriate for low speed managed construction traffic.

The edge of the concrete deck included two rows of stainless steel anchors within the zone of the bridge that would later be widened.

The bridge was opened to construction traffic for Phase 1 in 2017 via a temporary ramp connecting to the south edge of the second span (2017 in Figure 6). The excavation of the Phase 2 and phase 3 basement had also commenced below.



Columns within basement excavation
© Buro Happold



11 Aerial view of bridge within the Phase 3 basement construction
© Buro Happold

Resident access and basement excavation below:

Later in 2017 the bridge was opened to construction traffic and Phase 1 residents. A raised pedestrian zone was constructed for foot traffic and the east end of the bridge was linked to the permanent new constructed podium construction. The excavation below continued until its lowest point in 2018. At this time it was noted that the bridge columns looked appropriately slender.

Structural monitoring was employed to provide real time movements during the excavation works. The vertical heave predicted from the piles founded in the clay was estimated to be approximately 25 mm at the centre of the bridge where the excavation was at its greatest. The recorded movement was found to be in close agreement with this prediction at approximately 20 mm. Global movements and relative movements of the bridge were never above the defined design limits throughout the whole excavation and construction.

During 2018 and 2019 the basement floors for Phase 2 and Phase 3 were constructed around the bridge columns. As the design for basements developed, the design of the bridge was checked for multiple different scenarios. The design of the basement slabs, and associated articulation was adapted to work with the capacity of the bridge columns. A critical criteria for the bridge columns was that they needed to be free to flex in order to release the thermal effects of the bridge superstructure. The higher levels of base-

ment therefore needed to be supported

vertically on the bridge columns without

Basement construction:

applying significant lateral restraint. This was achieved with the use of elastomeric bearings which were found to not to apply undue lateral restraint while also offering a durable low maintenance solution.

The monitoring of the bridge continued throughout the excavation and construction of the basements. This recorded the thermal expansion and contraction of the bridge deck. The global expansion of the bridge was found to closely match the predicted values from the analysis both at the maximum excavation (most flexible) and after the basements had been constructed.



12 Corbels for elastomeric bearings added to bridge columns © Buro Happold

### **Final Condition:**

The architect Bjarke Ingels Group won a design competition for the whole of the Malaysia Square area including the Circus Road Bridge. Their scheme changed the design so that all the structures within the square would be clad with layers of pigmented fibre reinforced concrete to look like strata of Malaysian stone. The adequacy of the Circus Road Bridge was assessed for the additional loads applied from this cladding system.

The cost of the Bjarke Ingels Group scheme was found to be over budget mainly due to the complex construction methodology. This led to Wilkinson Eyre Architects refining the design of the Circus Road Bridge by replacing the soffit FRC cladding with a lighter stainless steel solution.

Working with Wilkinson Eyre Architects and LDA (public realm architects), the final design was developed in 2020. This still included some of the Bjarke Ingels Group competition design intent such as the wider sweeping edge geometry. The surfacing solution and soffit cladding were all refined to integrate with the surrounding structures and finishes. The sweeping curves were accomplished by locally widening the bridge. The widening bridge was able to use the array of steel and concrete fixings introduced into the design four years beforehand.

The Circus Road Bridge interfaces with podium structures on all four sides requiring appropriate movement joints.

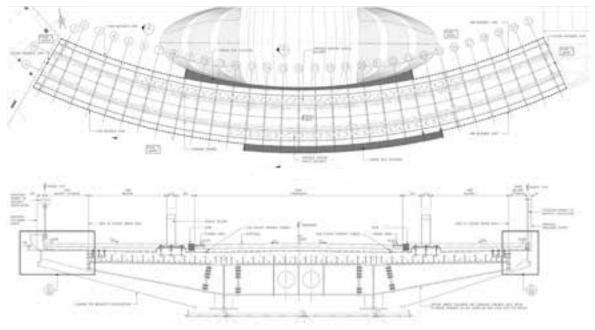


Architects Malaysia Square concept design
© Bjarke Ingels Group Architects

Each boundary was coordinated with a different contractor, architect and client team, each with different construction programmes. Podium structures surround the bridge columns at each of the three basement levels below the bridge, leaving only two of the central spans visible in the final condition. These complex design interfaces required careful management over several years to successfully safeguard the structural integrity of the bridge.

Finally the bridge was furnished with new surfacing, soffit cladding, laminated glass pedestrian parapets and bespoke bollards with integrated lighting to provide vehicle restraint on the restricted speed road. These bollards are not tested vehicle restraint systems, however, through a risk assessment process they were found to offer an acceptable level of reliability to the client.

The final condition of the Circus Road Bridge is very effective. Despite dealing with many unknowns, the bridge has proved to be a success at every stage.



14 15 Drawings of widened Circus Road Bridge © Buro Happold



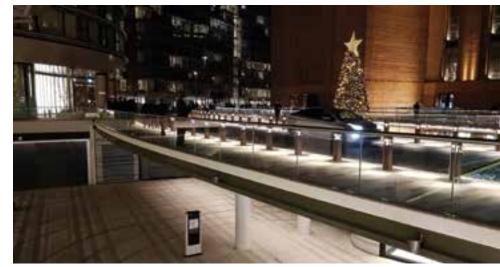
16 Completed Circus Road Bridge by day © Buro Happold

# 2.3 Malaysia Square Footbridge

The Malaysia Square Footbridge, which spans over Malaysia Square, provides access to the power station building at the upper ground floor level. It consists of three spans connected in a plan arrangement resembling the Greek letter  $\pi$ . The bridge connects to the external public realm on its east and west edges and through the façade of the power station to the north.

Initial Design and Redesign:

A scheme design was developed prior to the adoption of the Bjarke Ingels Group competition design, as described above. This scheme design followed a more linear geometry in keeping with the straight lines of the power station. The design included a number of dedicated columns that meant that no load was applied to the power station façade. The design was simple, elegant and efficient. However due to the changes to the design of the Malaysia Square it needed to alter.



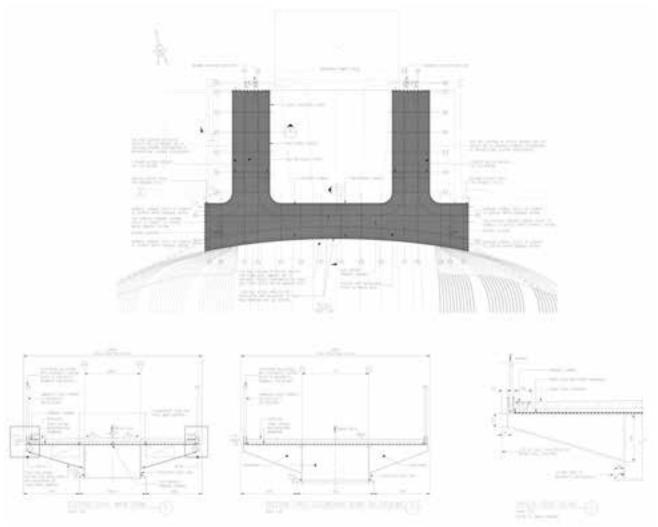
Completed Circus Road Bridge at night
© Buro Happold

The plan arrangement was adapted to include sweeping curves in keeping with the Bjarke Ingels Group design. Wilkinson Eyre Architects opened up the area below the bridge allowing more natural light to reach users on the lower ground floor entrance which significantly increased the main east to west span of the bridge. The design of the southern power station façade had progressed enough to confirm the feasibility of supporting the bridge without the need for dedicated columns. This allowed for a column free bridge.

# Final Design:

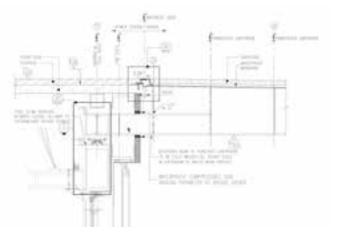
The principal east-west span has an overall length of 28 m and is intersected by the two north-south spans, each 13 m in length. The width of the deck varies from a minimum clear width of 3,70 m. The bridge has lighting integrated into the handrails of the laminated glass parapets.

The superstructure comprises a trapezoidal box girder, fabricated from welded steel plate, spanning between new podium structures and the existing power station building. The structural depth (excluding surfacing) is only 710 mm which gives a span to depth ratio for the main span of 39.



18 General arrangement drawing of Malaysia Square Bridge
© Buro Happold

In order to achieve a slender profile in elevation and reduce the steel tonnage, the bridge was designed to maximise material efficiency, with provisions made for the future installation of a pair of tuned mass dampers (TMDs) to control pedestrian induced vibrations. The connection to the power station was achieved by extending a shallower (heavily stiffened) primary steel girder through the façade of the power station.



Connection to the power station
© Buro Happold

This girder was supported on free moving mechanical bearings which in turn were supported on a 500 mm deep transfer beam. The transfer beam was supported either side of the large lower ground floor

entrance doors. The surfacing of the bridge stopped at the façade of the power station with a sliding movement joint at the interface with the internal floor finishes.

Tuned Mass Dampers (TMDs):

According to the numerical model of the bridge, the natural frequency of the first vertical vibration mode falls within the critical frequency range for pedestrian excitation, as specified by Eurocode 1. As a result, the design of the bridge called for dual TMDs to control, through supplementary damping, excessive response owing to collective pedestrian-induced excitation. This was not a surprising outcome given the relative slenderness of the bridge.

To confirm the numerical findings, Buro Happold formulated a practical research project encompassing structural monitoring. The ultimate aim of the project was to uncover the real as-built dynamic state of the completed and unconventionally-shaped structure. The three Universities of Leeds, Leicester, and Wrocław, Poland, were involved to boost the effort with state-of-the-art skills and tools in experimental dynamics.

As part of the main experimental campaign, a APS 400 shaker was moved along the main span to provide controlled vertical energy input. The shaker was accompanied by six uniaxial accelerometers, which measured the distributed structural acceleration response. The tests also included »natural« human-induced excitations achieved by a mixed group of eight pedestrians walking back and forth along the main span achieving a range of frequencies spanning from 1,00 Hz to 2,50 Hz.



Pedestrian loading test
© Buro Happold

The results of the experimental campaign proved that the mode of vibration of concern was well controlled by the inherent structural damping, which was underestimated in the design phase. This was due to the damping effects of relatively heavy finishes, such as paving and glass parapets, not accounted for in codified analysis methods. The conclusion was that resulting vertical accelerations fall easily within the comfort criteria outlined in the relevant guidelines and eliminate the need to revert to costly external damping.

As a direct consequence of the study performed on the bridge, a decision was made not to install TMDs on the bridge, leading to significant cost and carbon savings in construction and maintenance. The work highlighted how even the most detailed design, based on modern design standards, can be improved with the validation of experimental data. It is noted that the entire study was organised in less than a month and involved the coordination of an international academic group with the structure's owner, managing contractor and engineering designer. This exercise cost a faction of the resulting savings.

# Construction:

The bridge has no independent foundations which, together with constraints such as cranage limitations, imposed restrictions on the bridge self-weight and construction sequence. Each piece of the bridge needed to weigh less than 25 t to be within the limits of the available crane. The bridge was prefabricated and delivered to site in five sections each lifted onto temporary supports and then welded together.



Final section lifted into place

© Buro Happold

### 3 Conclusion

The Circus Road Bridge and the Malaysia Square Bridge are a key component of the Battersea Power Station project. They have each been successfully adapted a number of times in very different ways. Despite the two bridges both being situated in relatively close proximity, their design and construction stories were distinct with each having to respond to a number of different constraints and challenges. As an engineer, it is a privilege to work on such striking and successful project spanning over ten years and being given the opportunity to continue to problem solve throughout. Throughout the design of bridges, a number of lessons have been learnt and already used on other projects. Some of note are:

- It is important to embrace the use of a structure for multiple other purposes if deemed beneficial and practicable.
- It can be feasible, at relatively low additional cost, to adjust the design for potential future adaptation. This can significantly reduce the required time, cost and carbon needed for a future phase.

- The client needs to lead the project team with an overarching commitment to achieving a successful outcome. The Battersea Power Station Development Company did this throughout which meant they allowed the design to change and adapt as required. This often appears to come at a short term cost, but it achieves a longer term reward.
- Particularly for a project spanning an number of years, an engineer should expect to have to adapt and change their designs to suit the emerging challenges. This can offer opportunities to improve the overall outcomes.
- Structural monitoring tools, specifically in the context of bridge dynamics, should be seen as an accessible practical tool in the hands of designers that can gain confidence and deliver even more economic and efficient designs.

Author: Edmund Metters Director Buro Happold, London, United Kingdom

### Client

Battersea Power Station Development Company, London, United Kingdom

### Architect

Wilkinson Eyre Architects, London, United Kingdom

### Lead Engineer

Buro Happold, London, United Kingdom

### **Mechanical Engineers**

Chapman BDSP, London, United Kingdom

# Local Engineer

Buro Happold, London, United Kingdom



Teupe. Kann nicht jeder.



# Umbau einer Bogenkonstruktion von Robert Maillart Ertüchtigung der Aarebrücke in Aarburg

■ ■ von Kristian Schellenberg

Die Aarebrücke in Aarburg wurde im Sommer 2022 mit einer ultrahochfesten Betonschicht (UHFB) abgedichtet, die ohne zusätzlichen Asphaltbelag direkt befahren werden kann. Die UHFB-Schicht schützt die Quervorspannung der Fahrbahnplatte und verstärkt gleichzeitig die Kragplatten, wodurch die zuvor für den Straßenverkehr gesperrten Gehwege befahrbar wurden. Unterwasserseitig wurde zudem ein kombinierter Fuß- und Radweg ausgebildet. An beiden Brückenenden wurden Korrosionsschäden beseitigt und die von der Fahrbahn aus zugänglichen Widerlagerkammern aufgehoben. Die Fahrbahnübergänge und Brückenlager konnten mit dem Umbau ebenfalls aufgehoben werden, so dass eine dauerhafte und unterhaltsarme Konstruktion entstanden ist. Die Gesamtmaßnahme wurde als BIM-Pilotprojekt durchgeführt und digital, also ohne Papierpläne, realisiert. Aus einem Laserscan wurde die Brückengeometrie des Bestands digital abgebildet, welche mit den Planangaben der Bauteile im Baugrund ergänzt wurde. Die Struktur des BIM-Modells richtete sich sowohl an der Ausführung als auch an der Datenlogik des Brückenmanagementsystems für die Erhaltungsplanung aus.



1 Aarebrücke mit einer Bogenspannweite von 68,25 m © Equi Bridges AG



Hängebrücke in Aarburg mit Baujahr 1837 © Rudolf Frösch



Bild der Robert-Maillart-Brücke von 1912 © Staatsarchiv Aargau

# Geschichte der Brücke und Ausgangslage

Die Bogenbrücke von Robert Maillart ersetzte 1912 eine Hängebrücke aus dem Jahr 1837. Die Fahrbahnplatte mit kurzen Spannweiten wurde von feingliedrig gestalteten Stützenreihen gehalten. Als 1969 die Fahrbahn verbreitert werden musste, wurde der Überbau ohne Stützen und als vorgespannter Plattenbalken ausgebildet. Der Bogen wurde mit obenliegenden Rippen analog zur Sichelform der Salginatobelbrücke aus dem Jahr 1930 versteift.

1996 wurden die Unterzüge der Fahrbahn auf Querkraft verstärkt, und im Rahmen dieser Instandsetzung wurden Widerlagerkammern erstellt. Der Zugang zu den Kammern erfolgte von oben über Schächte in der Fahrbahn.

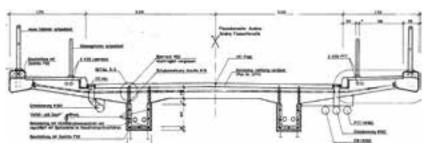
Die Aarebrücke wies undichte Fahrbahnübergänge und undichte Schächte am Zugang zu den Widerlagerkammern auf. Dies hatte zu Korrosionsschäden bei den Widerlagern geführt. Für den Zugang in die Widerlagerkammer über den Schacht in der Fahrbahn musste jeweils eine einspurige Verkehrsführung eingerichtet werden. An der nicht abgedichteten Fahrbahnplatte zeigte sich eine steigende Chloridkonzentration. Dies war besonders problematisch, da die Fahrbahnplatte in
Querrichtung vorgespannt ist. Die Kragplatten hatten eine ungenügende Tragfähigkeit für den Straßenverkehr, weshalb die Gehwege mit Pfosten vor dem
Befahren durch schwerere Fahrzeuge
geschützt werden mussten. Diese Absperrpfosten schränkten den Platz für
die Fußgänger ein.

# 2 Verstärkung mit UHFB

Die bestehenden Konsolköpfe wurden beibehalten und definierten die Höhenlage der neuen UHFB-Oberfläche. Auf der Oberwasserseite begann der höchste Punkt der Straße auf dem gleichen Niveau wie der ursprüngliche Gehweg. Neu ausgebildet wurde die gesamte Straßenoberfläche mit einem einseitigen Quergefälle von 1,80 % bis zum Tiefpunkt beim kombinierten Geh- und Radweg, der zur Straße hin entwässert. Die herausragenden Stahlfasern bargen eine Verletzungsgefahr. Deshalb wurde eine Oberflächenschicht von 15 mm mit der Zementmatrix ohne Fasern und mit Zugabe von gebrochenem Splitt aufgebracht. Die tragende UHFB-Schicht ist mindestens 25 mm dick und wurde in variabler Dicke auf die aufgeraute bestehende Betonfahrbahnplatte aufgebracht. Der Bestand wurde mit Wasserhochdruck aufgeraut und, wo erforderlich, abgetragen, damit die notwendige UHFB-Schichtdicke gewährleistet ist. Für die Verzahnung des UHFB mit dem Untergrund waren mindestens 15 mm unterhalb der 25-mm-Tragschicht vorgesehen. Der maximale Abtrag liegt beim neuen Straßentiefpunkt bei ca. 60 mm. Der Querschnitt aus dem Rückbau der vorhandenen Randsteine wurde in den UHFB integriert. Die zusätzlichen Kubaturen rechtfertigen keinen weiteren Arbeitsschritt und keinen weiteren Materialübergang.

Bezeichnung	Aarebrücke Aarburg
Standort	Aarburg
Baujahr	1912
Bauwerksart	Bogenbrücke
Vorspannung	längs und quer
Abmessungen	Länge: 71,90 m Breite: 9,50 m Spannweiten: 68,25 m
Lagerung	beidseitig verschieblich
Fundation	Flachgründung auf Feld
Abdichtung	keine
Belag	Betonplatte auf Fahrbahn
letzte Instandsetzungen	1969: Ersatz des Überbaus, Verstär- kung des Bogens mittels Überzügen
	1996: Verstärkung der Plattenunterzüge und Anbringung einer Fahrbahnplatte in Verbundbauweise, Ausbildung der Widerlagerkammern

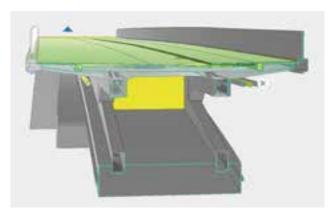
**4** Daten des Bestandsbauwerks © Equi Bridges AG



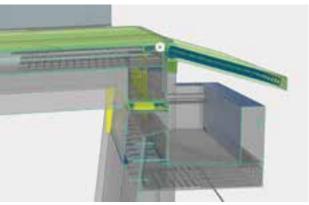
5 Querschnitt des Brückenträgers von 1996 mit Verstärkung © Eaui Bridaes AG



6 Fahrbahngestaltung mit abgesperrten Gehwegen © Equi Bridges AG



7 Querschnitt im Modell mit Verstärkungsmaßnahme © Equi Bridges AG



8 Längsschnitt im Modell: Verbindung von Träger und Widerlagerwand © Faui Bridaes AG

# 3 Umbau der Brückenenden

Fahrbahnübergänge sind Schwachstellen bezüglich der Dauerhaftigkeit. Die Widerlagerkammern waren über Schächte von der Fahrbahn aus zugänglich, welche nicht mehr dicht waren.

Die Verschiebungen bei den Widerlagern aus Temperaturdifferenzen von  $\pm$  20 °C mit einem Bewegungszentrum in Brückenmitte betragen lediglich 8 mm auf charakteristischem Niveau. Die Fahrbahnübergänge waren deshalb verzichtbar und wurden aufgehoben.

Ein Teil dieser Bewegungen wird durch die Hebung und Senkung des Bogens bei seiner Temperaturausdehnung aufgenommen. Die verbleibenden Bewegungen an den Brückenenden sind klein: Aufgrund der Aufhebung der Widerlagerkammern wurde auch eine Entfernung der Brückenlager vorgenommen, um so eine unterhaltsfreie konstruktive Ausbildung zu erlangen. Die Zwängungen durften die bestehende Widerlagerkonstruktion zugleich nicht überbeanspruchen.

Geplant wurde nun Folgendes:

- Entfernen der Lager und horizontales Verbinden des Brückenträgers mit der Auflagerwand über Schubdorne
- Entfernen des Fahrbahnübergangs
- Erstellen einer Schleppplatte Die bestehenden Widerlager werden von einer im Grundriss U-förmigen Wand gebildet, mit der die nachträglich erstellte Inspektionskammer verbunden wurde. In der aktuellen Wandkonfiguration ist das Widerlager zu steif, um die vom Träger auferlegte Verschiebung von 8 mm aufzunehmen. Die vorhandene Vertikalbewehrung mit d = 12 mm, alle 250 mm angeordnet, ist dazu ungenügend und würde ins Fließen kommen. Daraus könnten Risse unterhalb der Widerlagerkammer entstehen, welche nicht kontrollierbar sind und die Dauerhaftigkeit unbemerkt beeinträchtigen würden.

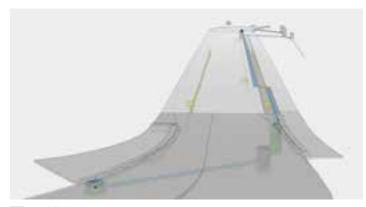
Deshalb wurde eine Verbindung zwischen Träger und Widerlagerwand erstellt, welche Rotationen zulässt. Die Steifigkeit des Widerlagers wurde zudem reduziert, indem die Frontwand von den U-förmigen Seitenwänden mittels zweier Vertikalschnitte getrennt wurde. Der Querschnitt der Frontwand besteht damit noch aus einer Doppelwand mit je zwei Lagen Vertikalbewehrung. Um ihre Steifigkeit zu verringern, wurden oberhalb der Bodenplatte der Widerlagerkammer zwei Horizontalschnitte durchgeführt und so die äußeren Lagen der Vertikalbewehrung getrennt. Der verbleibende Querschnitt beinhaltet aus beiden inneren Lagen Vertikalbewehrung aus jeder Wand mit einem kleinen Hebelarm. Dadurch werden die Zwängungen aus Temperaturverschiebungen stark reduziert, indem eine Rotation der kurzen Wandstücke ermöglicht wird, ohne die Stabilität der gesamten Wand zu beeinträchtigen.

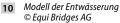
### 4 Bauphasen

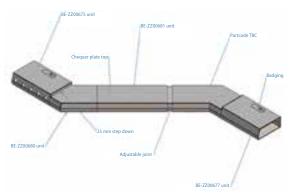
Die Platzverhältnisse auf der Brücke sind eng und der Anteil an Schwerverkehr ist bedeutend. So wurde ein temporärer Steg für Fußgänger auf der Unterwasserseite erstellt, der ihnen ein sicheres Überqueren der Aare während der gesamten Bauzeit gewährleistete. Der Steg wies eine Breite von 1,50 m auf, konnte aber nicht an der Kragplatte des Brückenüberbaus aufgehängt werden. In einer ersten Phase wurde der Gehwegbereich vorgezogen und alle Vorbereitungsarbeiten für die temporäre Unterfangung der Brückenenden realisiert. Somit konnte der Steg während aller anderen Bauphasen vom Langsamverkehr genutzt werden. Der Verkehr wurde einspurig über die Brücke geführt, für eine Fahrtrichtung wurde eine Umfahrung eingerichtet. Mittels einer Lichtsignalanlage wurde sichergestellt, dass der öffentliche Verkehr sowie landwirtschaftliche Fahrzeuge nicht über die Umfahrung umgeleitet werden mussten.



Hilfsbrücke während der Arbeiten an den Brückenenden
 Equi Bridges AG







11 Spezialstück am Übergang zur Rampe des Fahrradwegs © Bridge Drainage

In Bauphase 1 wurde die unterwasserseitige Brückenhälfte verstärkt. In Bauphase 2 wurde die verstärkte oberwasserseitige Auskragung befahren und die verbleibende Brückenoberfläche ausgeführt.

Der Rückbau der Widerlager erfolgte im Zuge von Wochenendsperrungen. Durch die Anordnung 4 m langer Hilfsbrücken zum Überwinden der Brückenenden konnte dieser Rückbau unter Verkehr durchgeführt werden. Für den UHFB-Einbau über die gesamte Brückenbreite wurden zwei weitere Wochenendsperrungen benötigt.

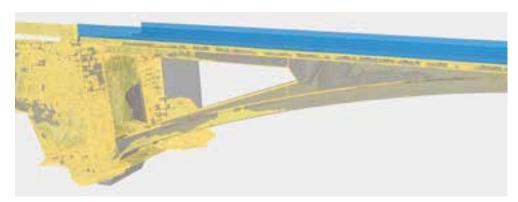
# 5 Brückenentwässerung

Die Brückenentwässerung wurde mit einem Rinnensystem (Bridge Drainage) in Funktion des Randsteins gelöst. Somit konnte auf eine Durchdringung der abdichtenden UHFB-Schicht verzichtet werden, welche zusätzlich geometrisch zu Konflikten mit der Längsvorspannung geführt hätte. Die Rinnenelemente wurden aus 500 mm langen Edelstahlelementen in der Geometrie von Normrandsteinen ausgebildet. Diese Spezialanfertigung enthält einen Übergang für den Versatz der Rinne bei der Rampe des Fahrradwegs sowie Reinigungsöffnungen.

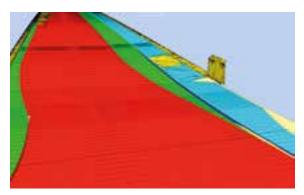


12 Entwässerungsrinne aus Edelstahl als Randstein © Equi Bridges AG

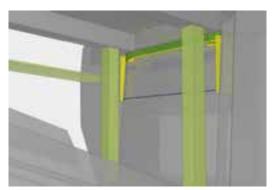




13 Verschnitt des Laserscans mit der Brückengeometrie © Equi Bridges AG



Modellierung der Straßengeometrie
© Schneider Ingenieure AG

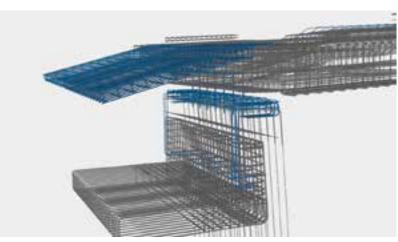


15 Modell mit temporären Stützen am Widerlager © Equi Bridges AG

# 6 BIM und BIM-to-Field

Diese Maßnahme wurde als BIM-Pilotprojekt durchgeführt. Aus einem Laserscan wurde die Brückengeometrie des Bestands ermittelt und in ein digitales 3-D-Modell in Tekla abgebildet, welches mit den Planangaben ergänzt wurde. Im 3-D-Modell des Bestands wurden Bewehrung und Vorspannung, soweit sie relevant waren, ebenfalls modelliert. Die Geometrie diente zudem als Grundlage für das statische Modell.

Der Aufbau der Modelle orientierte sich an der Datenstruktur des Brückenmanagementsystems InfKuba, in dem die Elemente des BIM-Modells den Bauteilen in InfKuba entsprechen. Die Datenaufbereitung respektive die Digitalisierung des Papierarchivs ist im Modell mit Verweis auf die PDF-Bezeichnung in Form eines Attributs erfolgt. Die Basismodelle inklusive Zustandserfassung bildeten die Grundlage für die Projektierung.



Modell mit bestehender (grau) und neuer Bewehrung (blau)
© Equi Bridges AG

Die Erstellung des statischen Modells erfolgte in Sofistik. Das Straßenprojekt wurde in Allplan erarbeitet und gab die neue Fahrbahngeometrie vor, welche in die Konstruktion und damit wiederum in Tekla übernommen wurde. In den Modellen konnten zahlreiche Vereinfachungen vorgenommen werden.

# Dazu gehörten:

- Die Markierung im Fachmodell VKSI ist als zweidimensionale (horizontale)
   Ebene über dem Bauwerk modelliert.
- Die Schäden am Bestand wurden in einem aus Flächen bestehenden Schadensmodell dokumentiert.
- Der temporäre Fußgängersteg und die Arbeitsplattformen werden in Form von Flächen angedeutet.

Der Elementtypenkatalog wurde so weit entwickelt, dass sich die Eigenschaftssätze (P-Set) für alle Modelle mit den gleichen Eigenschaftssätzen zusammensetzen ließen. Die Fachmodelle wurden für die Ausführung in »Bestand«, »Bau« und »Endzustand« aufgeteilt und vereinfachen derart das Verständnis der Bautätigkeiten. Ebenso wurden die Modelle der Kunstbauten für die unterschiedlichen Gewerke wie »Bewehrung« und »Baumeister« getrennt.

Die Verbindung zum Leistungsverzeichnis erfolgte pro Element über ein Feld namens »code element art« und ermöglichte eine Ausführung ohne Papierpläne. Die Projektabwicklung erfolgte in einer Trimble-Connect-Umgebung. Zur Baumeistersubmission lagen die Modelle im Detaillierungsgrad eines Ausführungsprojekts vor. Auf der Baustelle konnte jeder beliebige Punkt des Modells über den Theodoliten abgesteckt werden.

Autor: Dr. sc. Kristian Schellenberg Equi Bridges AG, Chur, Schweiz



Brückenfläche nach Instandsetzung im Jahr 2022 © Equi Bridges AG

### Bauherr

Kanton Aargau, Departement Bau, Verkehr und Umwelt, Abteilung Tiefbau, Aarau, Schweiz

# Planung

Ingenieurgemeinschaft: Equi Bridges AG, Chur, Schweiz WaltGalmarini AG, Zürich, Schweiz

### Bauausführung

Arbeitsgemeinschaft: UHPC Solutions, Dietikon, Schweiz Marti AG, Solothurn, Schweiz



# Riesige Austauschlager von Maurer Raiffeisenbrücke bei Neuwied

Bei der Rheinbrücke Weißenthurm– Neuwied wurden die verschlissenen PTFE-Topf- gegen Kalottenlager mit dem besonderen Gleitwerkstoff MSM® ausgetauscht. Die Herausforderung waren hier die Dimensionen: Mit 2,40 m Durchmesser und ca. 13 t Gewicht gehören sie zu den größten Bauwerkslagern in Deutschland und nehmen vertikale Lasten bis 120 MN auf. Theoretisch hätten für diese Lasten auch kleinere Lager ausgereicht, aber deren Größe musste an die Bestandssituation angepasst werden.

Die 1978 errichtete Raiffeisenbrücke ist Teil der Bundesstraße B 256 und wird von ca. 46.000 Kfz/d befahren. Die 485 m lange dreifeldrige Schrägseilbrücke hat Einzelstützweiten von 235,00 m, 38,00 m und 212,00 m und eine Gesamtbreite von 35,50 m. Ein A-förmiger Mittelpylon trägt ihr seilverspanntes Mittelteil und steht auf der Rheininsel Weißenthurmer Werth. Auf den beiden Pylonpfeilern mussten alle acht Lager erneuert werden, das heißt, es wurden hier Kalottenlager angeordnet. Selbige ermöglichen bei geringer Reibung eine Verdrehung um alle Achsen; sämtliche Gleitflächen sind zudem mit dem Hochleistungswerkstoff MSM® ausgestattet, der im Vergleich zum herkömmlichen Teflon (PTFE) mindestens doppelte Pressungen aushält. Außerdem verkraftet er mindestens fünffache Gleitwegsummen und eine siebeneinhalbfache Verschiebegeschwindigkeit.



Rheinquerung mit Pylon auf der Insel Weißenthurmer Werth

Um die modernen MSM®-Kalottenlager einbauen zu können, war es erforderlich, sie exakt an die im Bestand verbleibenden Platten anzuschließen. Nur so kann die volle Aktivierung mit einwandfreier Lastübertragung der Platten bis in die Betonflächen gewährleistet werden. Kleinere Lager hätten zwar für die Auflast von 120 MN ausgereicht, aber sie hätten höhere Pressungen verursacht und das vorhandene Tragwerk überbeansprucht. Unverändert erhalten blieben zudem die separaten Seilverankerungen gegen abhebende Kräfte und die Stahlknaggen als Festhaltungen in Längs- und Querrichtung.

Die acht neuen Kalottenlager sind allseits beweglich, auf jedem Pylonpfeiler liegen je vier von ihnen. Die beiden größeren, innenliegenden Lager wiegen ca. 13 t, haben einen Durchmesser von 2,40 m und übertragen vertikale Kräfte bis 120 MN. Die beiden kleineren befinden sich jeweils außen, haben immerhin noch einen Durchmesser von 1,60 m, wiegen 4 t und nehmen ca. 48 MN auf.

### www.maurer.eu



Einbringen mittels temporärer Verschubbahn © Maurer SE



Neues Kalottenlager an Ort und Stelle
© Maurer SE



Lageraustausch von der Brückenoberseite
© Maurer SF

# Effektiver Brandschutz dank Sika Lärmschutzprojekt in Hamburg







Auflagerung auf Seiten- und Mittelwänden

© Bettels Betonfertigteile GmbH/Sika Deutschland GmbH

Der sogenannte Hamburger Deckel, ein Lärmschutzprojekt im Zuge des A-7-Ausbaus, besteht aus einer Reihe von drei einzelnen Tunneln, von denen der Altonaer mit 2.230 m der längste ist. Anders als bei den bereits fertiggestellten Tunneln Schnelsen und Stellingen konnte hier nicht mit Behelfsbrücken gearbeitet werden. Die Überwege, die nach Abbruch dieser Brücken errichtet wurden, werden deshalb Bestandteil des späteren Tunnels sein. Die dafür notwendigen 114 Spannbetonträger sind jeweils 25,00 m lang, 1,20 m breit sowie 1,10 m hoch und haben ein Gewicht von je 45 t.

Gefordert war hier natürlich ein normengerechter Brandschutz auf Basis der ZTV-ING, der sich jedoch ohne Einsatz einer Dosieranlage realisieren ließ. Und so fiel die Wahl auf ein Produkt von Sika: Die Mikro-Polymerfaser Sika Crackstop Fiber 6 mm verfügte ganz frisch über die geforderte Zulassung und kann im wasserlöslichen Papierbeutel direkt in den Zwangsmischer gegeben werden. Sie bewirkt im Frischbeton eine erhöhte Kohäsion und Stabilität und sorgt im Festbeton für einen erhöhten Schlag- und Stoßwiderstand. Für die vorgegebene Dosierung von 2 kg/m³ wurden insgesamt 4 t Fasern

verwendet. Der fertige Beton wurde dann in Pumpen vom Mischturm in 25 m lange Stahlschalungen eingebracht und verdichtet. Nach zwei Tagen Aushärten erfolgte die Ausschalung, so dass acht Spannbetonträger pro Woche gefertigt werden konnten.

Die 114 Träger wurden einzeln von insgesamt fünf Schwertransportern zur Baustelle gefahren und dort mittels Spezialkränen auf den bestehenden Seiten- und Mittelwänden abgelegt. Danach wurde der Verbund inklusive Bewehrung hergestellt, womit die Tragstruktur im Grunde realisiert war.

www.sika.de





# Umfassende Systemlösungen von Peri Talbrücke Krondorf bei Velburg

Die 50 Jahre alte Talbrücke Krondorf war den heutigen Anforderungen nicht mehr gewachsen und wird daher komplett ersetzt – durch einen Neubau von 455 m Länge, der zwischen Nürnberg und Regensburg die Autobahn A 3 südlich der Raststätte Jura über das Tal des Dürner Bachs führt.

Und hier kommt nun ein umfassendes Gesamtpaket von Peri zum Schalen der Widerlager und Pfeiler sowie des Überbaus und der Gesimskappen zum Einsatz, das gemeinsam mit der bauausführenden Eiffage Infra-Süd projektspezifisch erarbeitet wurde. Bereits in der frühen Angebotsphase konnten alle relevanten Details betrachtet und baustellengerechte Lösungen angeboten werden. Die Herstellung des Spannbetonüberbaus mit einzelligem Hohlkastenquerschnitt erfolgt mit Hilfe des Variokit-Taktschiebesystems, mit dem sich das Absenken und Ausschalen der Außenschalung mittels eines speziellen Ausschalmechanismus in einem Arbeitsvorgang absolvieren lässt. Für die Ausführung der Trogdecke sorgt danach die Deckenschalungseinheit mit Schubladenprinzip. Sie lagert seitlich auf Wandlagern mit Rollen-Fallkopf auf, um ein schnelles Ausschalen, einfaches Verschieben und cleveres Einschalen zu ermöglichen.

Ähnliches gilt für die acht Pfeiler der Brücke, jeder zwischen 10,00 m und 36,50 m hoch: Ihre aufwendige Geometrie mit nach oben verschlanktem Schaftquerschnitt und aufgeweitetem Pfeilerkopf erforderte von Beginn an eine projektspezifisch angepasste Kletterschalungslösung, wobei das Peri-Klettersystem



Errichtung im Taktschiebeverfahren
© Peri Vertrieb Deutschland GmbH & Co. KG

zusammen mit Vario-Schalungselementen als Basis diente. Damit konnten teilweise zwei 5-m-Regeltakte pro Woche betoniert werden. Bühnen und Schalung bildeten hier jeweils eine Eckeinheit, so dass sich die Verschlankung bei jedem Klettertakt an den mittig positionierten Passelementen vornehmen ließ. Das Resultat: kurze Taktfolgen und ein sehenswertes Sichtbetonergebnis. Um die komplexe Formgebung mit Brettstrukturbelegung zu realisieren, wurden die dreidimensional gekrümmten Sonderschalungselemente von Peri im Übrigen maßgenau vormontiert und einsatzfertig angeliefert.









Vorfertigung der Sonderschalungselemente © Peri Vertrieb Deutschland GmbH & Co. KG





Einsatz von Außen-, Decken-, Schubladen- und Kletterschalung
© Peri Vertrieb Deutschland GmbH & Co. KG

# Dauerhafter Kraftschluss dank Diamant Polymer Lärmschutz auf Berliner S-Bahn-Brücke

Lärmschutzwände an Bahngleisen über Stahlbrücken sind außergewöhnlich hohen Belastungen ausgesetzt. Sie müssen nicht nur die Geräusche des Bahnverkehrs absorbieren, der Brückenkörper ist hier nämlich eine weitere Schall- und Vibrationsquelle. Das stellt besondere technische Herausforderungen an die Flanschverbindungen zwischen den Lärmschutzwandpfosten und der Stahlbrücke. Damit sich diese Bolzen auch bei dauerhaft hoher Belastung nicht lösen - ein Problem, das oft mit erheblichen Reparaturkosten und Ausfallzeiten verbunden ist –, haben die Verbindungsflansche auf den Millimeter genau plan und dicht zu sein, damit sich keine übermäßigen Spannungen aufbauen können und die Bauteile dem Anspruch einer langen Betriebsdauer im Bahnverkehr genügen. Um in Berlin nun den bestmöglichen Kraftschluss zwischen den 15 Stützpfosten und der Stahlbrücke mit einer Fußplatte von 460 mm × 380 mm und einem aufzufüllenden Keil von 0-5 mm zu sicherzustellen, wurde Diamant Polymer beauftragt, den Spaltausgleich an den Flanschverbindungen durchzuführen.



Spaltausaleich der Flanschverbindungen Diamant Polymer GmbH

Und so kamen an dieser Berliner Stahlbrücke zwei perfekt aufeinander abgestimmte Varianten des Hochleistungspolymers zur Anwendung: ein schnell aushärtendes Metallpolymer zum druckdichten Fugenverschluss, das in Verbindung mit der Injektion des niedrigviskosen Spaltausgleichmaterials eingebracht wurde, um Hohlräume abzudichten. Das Produkt verfügt als derzeit einziges seiner Art über eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für den Einsatz zwischen Stahlbauteilen.





Flüssiges Futterblech® zwischen Stahlbauteilen © Diamant Polymer GmbH

# \* All Parks Mit PERI die Brücke schlagen. Systeme und Know-how für Neubau und Sanierung.

www.peri.de in f

# Machen Sie Ihr nächstes Brückenprojekt

Die mietbaren VARIOKIT Systemlösungen sind für jede Brücke ein Gewinn: Wirtschaftlich, sicher, flexibel und eine Alternative zu Holzkonstruktionen - auch für kleine Betriebe.

www.peri.de/vgk



Schalung Gerüst Engineering

# Elektropolierung durch OTG Edelstahlgeländer in Norddeich

Promenade, Plaza, Dünenspielplatz und vieles mehr: Das sogenannte Deck mit Blick auf das Unesco-Welterbe Wattenmeer ist ein neuer Hotspot an der ostfriesischen Nordseeküste. Die Planer haben den Bereich möglichst barrierefrei angelegt, Rundwege sind asphaltiert, ein Lichtleitsystem führt Besucher gezielt übers Deck, wobei die von der OTG, einer Zweigniederlassung der OTH Oberflächentechnik Hagen, elektropolierten Geländer für zusätzliche Sicherheit sorgen.

Schon bei der Anlieferung der 800 m Geländer nahmen die Oberflächenexperten jedes Teil genau unter die Lupe und entfernten zunächst außergewöhnliche Verschmutzungen wie Filzstiftbeschriftungen, Folienklebereste etc. Menge und Terminplan waren indessen eine Herausforderung, die das Team von OTG aber dank Erfahrung und großer Flexibilität bestens bewältigen konnte.



»Deck« mit Korrosionsschutz © OTG/OTH Oberflächentechnik Hagen GmbH & Co. KG



Edelstahlgeländer auf dem gesamten Areal
© OTG/OTH Oberflächentechnik Hagen GmbH & Co. KG

Die Oberflächenspezialisten stemmen ein solches Mammutprojekt nicht zum ersten Mal. Sie haben bereits Relings für Flusskreuzfahrtschiffe der Meyer Werft, große Skulpturen diverser Künstler sowie Parkbänke elektropoliert und bearbeiten auch regelmäßig Geländer für Brückenbauwerke, Schwimmbäder oder medizinische Badeeinrichtungen.

Für die Auftraggeber ist die Wirkung, die die Elektropolitur auf Edelstahlober-flächen erzielt, ausschlaggebend: Das Verfahren reduziert die Mikrorauigkeit um 50 % und verringert so die Belagbildung. Elektrolytisch polierte Oberflächen lassen sich einfach reinigen, sind optisch sehr ansprechend und deshalb prädestiniert dafür, hohe Anforderungen an die Gestaltung zu erfüllten.

www.oth-hagen.de



# Wo werben?

Informieren Sie sich unter: www.verlagsgruppewiederspahn.de Dort finden Sie die Mediadaten.





# Neue Programme von Frilo **Erweiterung des Portfolios**

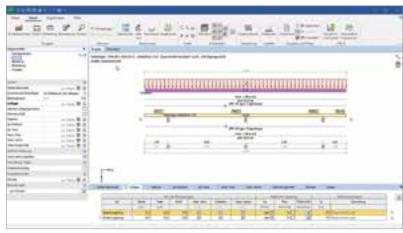
Ein neues Programm ermöglicht es, einund mehrfeldrige Holzträger mit variabel definierbaren Verstärkungen zu berechnen, wobei an einer Seite zusätzliche Holzquerschnitte sowie ein- oder zweiseitig angeordnete U- bzw. L-Stahlprofile Berücksichtigung finden können: Sie werden über die zuvor ausgewählten Verbindungsmittel mit dem Holzkern als gekoppeltes System eingeführt. Als Verbindungsmittel lassen sich hier Bolzen, Passbolzen, Gewindestangen und Dübel besonderer Bauart verwenden. Dieses gekoppelte System wird dann mittels einer Stabwerksanalyse berechnet und die Belastungen werden über die Verbindungsmittel verteilt.

Darüber hinaus wurde das Portfolio im Stahlbau ausgebaut - mit einem Programm zur Bemessung von gelenkigen Träger-Winkelanschlüssen. Es erlaubt, einen Trägeranschluss mit oder ohne Ausklinkung zu konfigurieren und die Ausklinkung ein- oder beidseitig zu platzieren, und zwar unter Vorgabe der Winkelgeometrie und der Schraubenbilder oder eben durch Übernahme aus dem Katalog für Anschlusskonfigurationen. Und das ebenfalls neue Stahlquerschnitte-Programm bietet den Vorzug, Querschnittswerte beliebig zusammengesetzter dünnwandiger Profile zu modellieren, was im Übrigen auch die Ermittlung der Querschnittsfläche, der Flächenträgheitsmomente und der Widerstandsmomente einschließt.

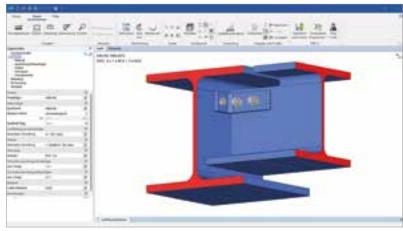


0174-9303545

Grenzstraße 2 - 03130 Sellessen



Holzträger mit Verstärkungen aus Stahl © Frilo Software GmbH



Bemessung von gelenkigen Winkelanschlüssen
© Frilo Software GmbH

# Schalungsträger in Nagelplatterbinderbauweise Oberhöhungsleisten - Voutenlehren - Schalungskämme

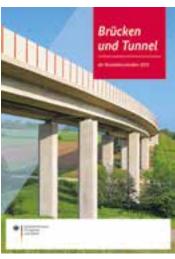
# Dokumentation des Bundesministeriums für Digitales und Verkehr Brücken und Tunnel der Bundesfernstraßen 2023

Im aktuellen Band der alljährlich erscheinenden erfolgreichen Dokumentation des Bundesministeriums für Digitales und Verkehr (BMDV) »Brücken und Tunnel der Bundesfernstraßen 2023« werden zehn auch unter dem Aspekt der Gestaltung interessante Bauwerke präsentiert, wobei das Hauptaugenmerk, den derzeitigen Anforderungen geschuldet, wiederum auf der Errichtung von Ersatzneubauten liegt.

Den Auftakt bildet daher auch der Ersatzneubau der Brücke im Zuge der B 85 über eine elektrifizierte DB-Strecke bei Hockeroda, dessen Schiefwinkligkeit von 21 gon aus den vorhandenen Rahmenbedingungen resultierte. Nach einer Variantenuntersuchung wurde letztlich ein einfeldriger, gevouteter Stahlverbundrahmen mit einer Stützweite von ca. 50 m realisiert, der unter anderem spitz zulaufende Widerlager aufweist. Der Ersatzneubau einer Brücke im Zuge der A 2 über die B 233 bei Kamen, der hier als nächster vorgestellt wird, wurde in nur sieben Monaten als einfeldrige Querung errichtet, was durch die weitgehende Verwendung von Fertigteilen aus Hochleistungsbeton möglich wurde. Der Ersatzneubau der Talbrücke Rothof im Zuge der A 7 bei Würzburg besteht hingegen aus zwei 3,70 m hohen Spannbetonkästen in Mischbauweise, hat eine maximale Stützweite von 60 m und wurde in Seitenlage hergestellt. Das heißt, nach Errichtung der Unterbauten und des zweiten Überbaus wurde der erste Überbau um ca. 20 m seitlich in seine Endlage verschoben. Ähnliches gilt für den Ersatzneubau der Gumpenbachbrücke im Zuge der B 27 bei Kornwestheim, wobei in diesem Fall der zweite Überbau sogar einschließlich der Pfeiler und Fundamente in Querrichtung verschoben werden musste.

Der fünfte Beitrag behandelt den Ersatzneubau einer Brücke über die Eisenbahn im Zuge der B 308 bei Oberstaufen im Allgäu: eine Maßnahme in gebirgiger Landschaft, die in Summe die Realisierung mehrerer Brücken und Stützwände sowie einer Straße von ca. 2,50 km Länge umfasste. Die hier beschriebene Brücke mit einem sehr schiefen Kreuzungswinkel mit der Eisenbahn wurde innerhalb einer sehr kurzen Bauzeit errichtet, und zwar unter teilweiser Wiederverwendung vorhandener Gründungselemente. Auch der Ersatzneubau der Oderbrücke im Zuge der B 27 bei Herzberg im Harz wurde in kürzester Zeit, nämlich in nur sechs Monaten, fertiggestellt, wobei Zustimmungen im Einzelfall (ZiE) zu erbringen waren, um die Modulbrücke als Rahmentragwerk aus Stahlverbundfertigteilträgern (VFT) und vorgespannten Fertigteilplattenelementen verwirklichen zu können.

Im Grenzbereich zwischen Hessen und Nordrhein-Westfalen wurde zwischen Bad Karlshafen und Beverungen im Zuge der B 83n der Neubau der Talbrücke Ilksbach erforderlich, der gemäß Planung über einen 180 m langen Überbau mit Stützweiten bis 41,25 m verfügt und aus einem zweistegigen Spannbetonplattenbalken besteht. Ein Projekt von ungewöhnlicher Charakteristik ist sicherlich die Wiederherstellung der Ahrtalbrücke im Zuge der B 9 bei Sinzig, hatte die Flutkatastrophe im Juli 2021 doch erhebliche Schäden an einem der beiden Teilbauwerke verursacht, die möglichst schnell behoben werden sollten. Und so erfolgten eine funktionale Ausschreibung und eine direkte Vergabe mit dem Ziel, die Bauzeit auf ein Minimum zu reduzieren. Die vorhandenen Widerlager wurden im Übrigen weitergenutzt, während der neue Überbau in Form einer mehrstegigen Stahlverbundkonstruktion und die Pfeiler in Beton zur Ausführung kamen. Beim Ersatzneubau der Eiderbrücke im Zuge der B 77 bei Rendsburg fiel die Wahl ebenfalls auf die Stahlverbundbauweise: Die beiden Überbauten gliedern sich in luftdicht verschweißte, gevoutete Stahlkästen, äußere Kragarme und Betonfahrbahnplatten aus Fertigteilen und Ortbetonergänzung.



Detaillierte Beschreibung ausgewählter Bauwerke
© Bundesministerium für Digitales und Verkehr

Für den passenden Ausklang sorgt indessen die Beschreibung des zweiröhrigen Tunnels Trimberg: Im Zuge der A 44 bei Eschwege bergmännisch aufgefahren, hat er eine Länge von 600 m und wartet als Besonderheit an seinem Ostportal mit der Ausfädelung der Anschlussstelle zur B 27 nach Göttingen auf.

Genau wie ihre Vorgänger verdeutlicht auch diese Publikation die große Vielfalt an interessanten und abwechslungsreichen Aufgaben der Straßenbauverwaltungen der Länder, der Autobahn GmbH des Bundes und der DEGES – und sie unterstreicht zugleich die Bemühungen, stets gute Lösungen in Entwurf und Planung zu finden sowie in jedem Fall eine hohe Qualität bei der Realisierung zu gewährleisten.

Die diesjährige Dokumentation des BMDV hat einen Umfang von 162 Seiten, beinhaltet zahlreiche Farbfotos sowie Konstruktionszeichnungen und wird kostenlos abgegeben. Gedruckte Exemplare lassen sich unter buergerinfo@bmdv.bund.de anfordern, der Download ist unter www.bmdv.bund.de/Service/Publikationen möglich.

www.bmdv.bund.de

# Wechsel in den Verwaltungsrat von Maurer Neue Aufgabe für Christian Braun

Wer irgendwann einmal am »Symposium Brückenbau« in Leipzig teilgenommen hat, kennt ihn unweigerlich, war er doch seit der Premiere im Herbst 2000 in jedem Jahr vor Ort, um sich die Vorträge anzuhören, sich mit Kollegen auszutauschen, Kontakte zu knüpfen oder zu vertiefen und natürlich um »seine« Firma Maurer zu vertreten. Das alles gelang ihm stets hervorragend - dank seines großen Engagements, seiner umfassenden Kompetenz und, keinesfalls zu vergessen, seines gewinnenden Wesens, mit dem er selbst jene zu überzeugen und zu begeistern vermochte, die in Planung und Ausführung ansonsten eher zu lager- und fugenlosen Bauwerken zu tendieren pflegen. In dem Zusammenhang sei hier auch an das elfte Symposium und damit an ein Referat von ihm erinnert, das er mit »Die Differentialhauweise im Brückenhau« überschrieben hatte: ein Thema, das ihm bis heute am Herzen liegt, das für ihn 2011 aber eine besondere Relevanz hatte. denn er vermisste in den Debatten um die vermeintlichen oder tatsächlichen Vorzüge der damals aufkeimenden bzw. stark geförderten Integralbauweise eine angemessene Bewertung sämtlicher Vorund Nachteile, also die Abwägung und den Vergleich beider Alternativen unter Berücksichtigung aller technischen, ökonomischen und ökologischen Aspekte. Und das war für die Verlagsgruppe Wiederspahn als Veranstalter der Leipziger Symposien wiederum ein Grund, direkt nach seinem Vortrag eine Podiumsdiskussion anzusetzen, die sich dann als ebenso sachorientiert wie lebhaft erwies, indem sie nicht wenige Missverständnisse auszuräumen und zahlreiche offene Fragen zu klären half.



Dr. Christian Braun © Maurer SE

Das 24. Symposium wird Dr. Christian Braun nun zum letzten Mal in seiner Funktion als Geschäftsführer von Maurer besuchen, da er in Kürze in den Verwaltungssrat wechseln wird. Ein kleiner Rückblick auf seinen beruflichen Werdegang und seine bisherigen Stationen erscheint deshalb mehr als angebracht: Nach dem Studium des Bauingenieurwesens und der Promotion in Innsbruck begann er 1987 bei Maurer zunächst als leitender Angestellter, bis 1991 war er Leiter des technischen Büros und danach Vertriebsleiter, Ende 2001 wurde er schließlich zum Geschäftsführer berufen. Wesentlich wichtiger als diese Daten und zudem prägender, ja charakteristischer sind indessen die von ihm erzielten Erfolge wie unter anderem die Weiterentwicklung von Dehnfugen, mit deren Ermüdungsfestigkeit er sich bereits als Doktorand beschäftigt hatte. So gilt die 25-profilige Dehnfuge, eingebaut in die 1998 eröffnete Storebæltsbroen und dort bis dato ihren Dienst verrichtend, noch immer als erste europäische Referenz.

Ein zweiter Meilenstein in puncto Fortschritt und Qualitätsverbesserung war sicherlich, wie schon sein Impulsvortrag im Rahmen des 22. Symposiums signalisierte, die Markteinführung der sogenannten Katamaran-Dehnfuge oder MSM<sup>©</sup>-Schwenktraverse, der im Übrigen als außerordentlich innovativem Produkt ein erhebliches Potential innewohnt und die sich infolgedessen als eine Art bahnbrechendes Erbe bezeichnen lässt. Und ein drittes Beispiel, das sein Wirken veranschaulicht: Während Maurer vor 1995 im Ausland kaum anzutreffen war und mit einem Erlös von ca. 10 Mio. € aufwartete, beträgt der Umsatz der inzwischen weltweit agierenden Unternehmensgruppe heute ca. 150 Mio. €. Dr. Christian Braun bleibt Maurer erhalten und wird zweifelsohne auch in seiner neuen Position für bedeutende Impulse sorgen und entscheidende Akzente setzen - im Sinne und zum Wohl jener Firma, für die er seit über 30 Jahren tätig ist.

www.maurer.eu

An:

Verlagsgruppe Wiederspahn mit MixedMedia Konzepts Biebricher Allee 11 b 65187 Wiesbaden

Das BRANCHENREGISTER steht auch im Internet! Mit einem Klick kommen Interessenten über die angegebene Webadresse auf Ihre Homepage.

Bestellformular

# **BRANCHENREGISTER**

... der informative Serviceteil im BRÜCKENBAU

Wir bestellen je eine	en Eintrag unter	nachstehenden Rubriken (bitte ankreuzen):   STER   BRANCHENREGIST
Bauunternehm Brückenkappe Brückenlager Fahrbahnüberg	n BRANCHEN	bitte per Mail an: office@verlagsgruppewiederspahn.de
Hohlprofile Hydrauliksyste Ingenieurbüro Lärmschutzwä		
Metallbau Seil- und Hebe Software Stahlbau		N 2. B      EGIST  N 3. E         .
Die Stichwortüberschri Aufpreis selbst wählbar	ft ist ohne : Bitte tragen	5
Sie hier Ihre Wünsche e		Sollten Sie mehr Zeilen für Ihren Eintrag benötigen, dann sprechen Sie uns bitte einfach an.
HENREGISTER	BRANCHE	Firmenlogo RAMCHENREGISTER BRANCHENREGIST max. 15 mm hoch / 4c
H <mark>enregister</mark> Henregister	BRANCHEN BRANCHEN	Firmenanschrift mit Telefon, Fax, E-Mail, Internet max. 7 Zeilen
		Preis: 100,00 € + MwSt. pro Ausgabe, Preis Jahresabonnement: 400,00 € + MwSt.  Der Eintrag ist nur im Abonnement buchbar. Kündigung jeweils drei Monate
		vor Auslaufen des Abonnements, ansonsten verlängert sich das Abonnement um ein weiteres Jahr.

Für weitere Fragen wenden Sie sich bitte an: Ulla Leitner (Tel.: 0611/84 65 15; Fax: 0611/80 12 52)

Absender/Auftraggeber:

Datum/Unterschrift:

(Firmenstempel)

# **AUS- UND WEITERBILDUNG**



Akademie

# Sicherheit durch Weiterbildung.

Baustellensicherung, Ladungssicherung, Straßen- und Tiefbau, Arbeitsschutz

MORAVIA Akademie + Verlag GmbH Rostocker Straße 16 65191 Wiesbaden Telefon: 0611 9502 360 kontakt@moravia-akademie.de www.moravia-akademie.de

# BAUWERKSÜBERWACHUNG UND ERDBEBENSCHUTZ



mageba gmbh Im Rinschenrott 3a 37079 Göttingen info.de@mageba-group.com

# **BEHELFSBRÜCKEN**



Locapal-Deutschland Leader für temporäre Bauwerke Martin Seiser T. 07191970754 M. 01743164129 www.locapal.fr mseiser@locapal.fr Industriestr. 28/2 D-71573 Almersbach

# **BOLZENSCHWEISSGERÄTE**



Köster & Co. GmbH Spreeler Weg 32 58256 Ennepetal Tel.: +49/23 33/83 06-3

Fax: +49/23 33/83 06-38 Mail: info@koeco.net www.koeco.net

# **BRÜCKENAUSRÜSTUNGEN**



# **MAURER**

Maurer SE Frankfurter Ring 193 D-80807 München Tel.: +498932394-0 Fax: +498932394-329 www.maurer.eu

# **BRÜCKENBAU**



# **MAURER**

Maurer SE Frankfurter Ring 193 D-80807 München Tel.: +498932394-0 Fax: +498932394-329 www.maurer.eu

# BRÜCKENBELEUCHTUNG LED-HANDLAUF



LUX GLENDER GmbH Schreinerstraße 6/1 73257 Köngen www.lux-glender.com info@lux-glender.com +49 72024 40595310

# **BRÜCKENENTWÄSSERUNG**



Bridge Drainage Business Park Stein 108 6181 MA Elsloo LB The Netherlands Tel: +0031 046 207 70 08 E-Mail: info@bridge-drainage.com www.bridge-drainage.com

# **BRÜCKENLAGER**



BT Bautechnik GmbH Lemsahler Weg 23 D-22851 Norderstedt Tel.: 0 40/52 98 33 90 Fax: 0 40/52 98 33 94 info@bt-bautechnik-gmbh.de www.bt-bautechnik-gmbh.de

# BRÜCKENLAGER UND FAHRBAHNÜBERGÄNGE



mageba gmbh Im Rinschenrott 3a 37079 Göttingen info.de@mageba-group.com

# **BRÜCKENSANIERUNG**



BT Bautechnik GmbH Lemsahler Weg 23 D-22851 Norderstedt Tel.: 0 40/52 98 33 90 Fax: 0 40/52 98 33 94 info@bt-bautechnik-gmbh.de www.bt-bautechnik-gmbh.de



mageba gmbh Im Rinschenrott 3a 37079 Göttingen info.de@mageba-group.com

# **FAHRBAHNÜBERGÄNGE**



Jannasch GmbH + Co. KG Albstraße 15 73765 Neuhausen Tel.: 07158/9060-0 Fax: 07158/9060-26



# **MAURER**

Maurer SE Frankfurter Ring 193 D-80807 München Tel.: +498932394-0 Fax: +498932394-329 www.maurer.eu

# **KOPFBOLZEN**



Köster & Co. GmbH Spreeler Weg 32 58256 Ennepetal Tel.: +49/23 33/83 06-0

Fax: +49/23 33/83 06-38 Mail: info@koeco.net www.koeco.net

# **LÄRMSCHUTZWÄNDE**



R. Kohlhauer GmbH Draisstr. 2 76571 Gaggenau Tel.: 0 72 25/97 57-0 Fax: 0 72 25/97 57-26 E-Mail: info@kohlhauer.com www.kohlhauer.com

# NICHTROSTENDE BEWEHRUNG



# Steeltec

Steeltec AG
Emmenweidstrasse 90
CH-6020 Emmenbrücke
Tel.: +41 41 209 5151
E-Mail: bauprodukte@steeltec-group.com
www.steelforconstruction.com
www.steeltec-group.com

# PROJEKTRAUM FÜR DMS, PLAN-UND NACHTRAGSMANAGEMENT



a thinkproject company

EPLASS project collaboration GmbH Schweinfurter Str. 11 97080 Würzburg Tel.: 09 31/3 55 03-0 Fax: 09 31/3 55 03-7 00 E-Mail: contact@eplass.de

# **SCHALUNGSTRÄGER**



S&K Holzbau GmbH Grenzstraße 2 D-03130 Sellessen Tel.: +49/174/930 35 45 t.koppenberg@sk-holzbau.net www.sk-holzbau.net

# SCHWERLASTBEFESTIGUNGEN FÜR DEN BRÜCKENBAU



Wilhelm Modersohn GmbH & Co. KG Industriestraße 23 D-32139 Sprenge Tel.: +49 5225 8799-0 E-Mail: info@modersohn.de www.modersohn.eu | shop.modersohn.eu

# **SCHWINGUNGSTILGER**



Spezialist für Schwingungstilger für Brücken / Decken / Bühnen KTI Schwingungstechnik GmbH Tel.: 02104-8025 75

Fax: 02104-8025 77 info@kti-trautmann.com www.kti-trautmann.com

# **VERANSTALTUNGEN**



FLUGHAFENBAU NATIONAL + INTERNATIONAL BAU VON SPORTSTÄTTEN + STADIEN BRÜCKENBAU BAU VON PARK- + RASTANLAGEN

Biebricher Allee 11 B D-65187 Wiesbaden Tel.: 0611/84 65 15 Fax: 0611/80 12 52 kontakt@verlagsgruppewiederspahn.de www.verlagsgruppewiederspahn.de

# **VERANSTALTUNGEN**



# EXKURSIONEN UND TOUREN PLANUNG UND MODERATION VON FIRMENEVENTS

Biebricher Allee 11 B D-65187 Wiesbaden Tel.: 0611/84 65 15 Fax: 0611/80 12 52

kontakt@verlagsgruppewiederspahn.de www.verlagsgruppewiederspahn.de

# VOGELABWEHR UND PROFES-SIONELLE BRÜCKENREINIGUNG

# in ganz Deutschland



Taubenabwehrsysteme und Taubenkotbeseitigung nach Biostoffverordnung BGI 892



toppp Unternehmensgruppe Moosbergstraße 26 66773 Schwalbach Tel.: 0 68 31-7 69 37 80 Fax: 0 68 31-7 69 37 86 info@toppp.de www.toppp.de

# **VOGELEINFLUGSCHUTZ**



TONI Bird Control Solutions GmbH & Co. KG Offenbacher Landstr. 74 D-60599 Frankfurt Tel.: 0 69/48 00 97 79 Fax: 0 69/48 00 97 78 info@vogelabwehr.de www.vogelabwehr.de

# BRANCHENREGISTER IM BRÜCKENBAU – AUF DIESEN SEITEN KÖNNTE AUCH IHR EINTRAG STEHEN

Ein Bestellformular mit weiteren Informationen finden Sie unter www.zeitschrift-brueckenbau.de. Für Fragen und weitere Informationen steht Ihnen gerne Frau Leitner zur Verfügung. Mail: office@verlagsgruppewiederspahn.de oder Tel.: 06 11/84 65 15

www.eplass.de

### **BRÜCKENBAU**

ISSN 1867-643X 16. Jahrgang Ausgabe 1/2·2024 www.zeitschrift-brueckenbau.de

Herausgeber und Chefredakteur Dipl.-Ing. Michael Wiederspahn mwiederspahn@verlagsgruppewiederspahn.de

### Verlag



Biebricher Allee 11 b D-65187 Wiesbaden Tel.: +49 (0)6 11/84 65 15 Fax: +49 (0)6 11/80 12 52

www.verlagsgruppewiederspahn.de

### Anzeigen Ulla Leitner

Zur Zeit gilt die Anzeigenpreisliste vom Oktober 2023.

Satz und Layout Christina Neuner

Bild Titel und Inhaltsverzeichnis Neue Jaunatalbrücke über die Drau © Maurer SE

### Druck

Görres-Druckerei und Verlag GmbH Niederbieberer Straße 124, 56567 Neuwied

# Erscheinungsweise und Bezugspreise

Einzelheft: 16 Euro Doppelheft: 32 Euro Sonderpreis Tagungsband: 66 Euro

Abonnement: Inland (4 Ausgaben) 64 Euro Ausland (4 Ausgaben) 66 Euro

Der Bezugszeitraum eines Abonnement beträgt mindestens ein Jahr. Das Abonnement verlängert sich um ein weiteres Jahr, wenn nicht sechs Wochen vor Ablauf des berechneten Bezugszeitraums schriftlich gekündigt wird.

### Copyright

Die Zeitschrift und alle in ihr enthaltenen Beiträge und Abbildungen sind urheberrechtlich geschützt. Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung in fremde Sprachen, vorbehalten. Kein Teil dieser Zeitschrift darf ohne schriftliche Genehmigung des Verlags in irgendeiner Form reproduziert oder in eine von Maschinen verwendbare Sprache übertragen werden. Mit Ausnahme der gesetzlich zugelassenen Fälle ist eine Verwertung ohne Einwilligung des Verlags strafbar.



# MAURER Wanderschwelle

DIE ZWÄNGUNGSFREIE MODULARDEHNFUGE FÜR BAHNBRÜCKEN



# Produktbeschreibung:

Zwischen Überbau und Widerlager auftretende Bewegungen führen bei Bahnbrücken zu zusätzlichen Schienenspannungen und Beanspruchungen der Befestigungen. Mit der Wanderschwelle wurde ein Überbrückungssystem entwickelt, welches einerseits gewährleistet, dass die Schwellenabstände nicht das zulässige Maß überschreiten und andererseits mögliche auftretende Bauwerksbewegungen (Verschiebungen, Verdrehungen, Verwindungen) schadlos aufnimmt. Es ist gelungen, das bei Straßenbrücken vielfach bewährte "Steuerungsprinzip Schwenktraverse", d. h. die elastische Zwangssteuerung, so weiterzuentwickeln, dass sämtliche Anforderungen des Bahnverkehrs erfüllt werden. Die Wanderschwelle wird in der bauseitig vorbereiteten Aussparung ausgerichtet und durch Vergießen monolithisch mit dem Bauwerk verbunden.

# Vorteile:

- Standardausführung für Dehnwege bis 1600 mm, Radsatzlasten von 250 kN und Geschwindigkeiten bis 300 km/h
- Dauerhaft, zwängungsfrei und wasserdicht
- Verdrehungsweich und abhebesicher
- Unbeeinträchtigter Fahrkomfort
- Einfacher und lagesicherer Einbau
- Einfache Inspektion und Wartung