



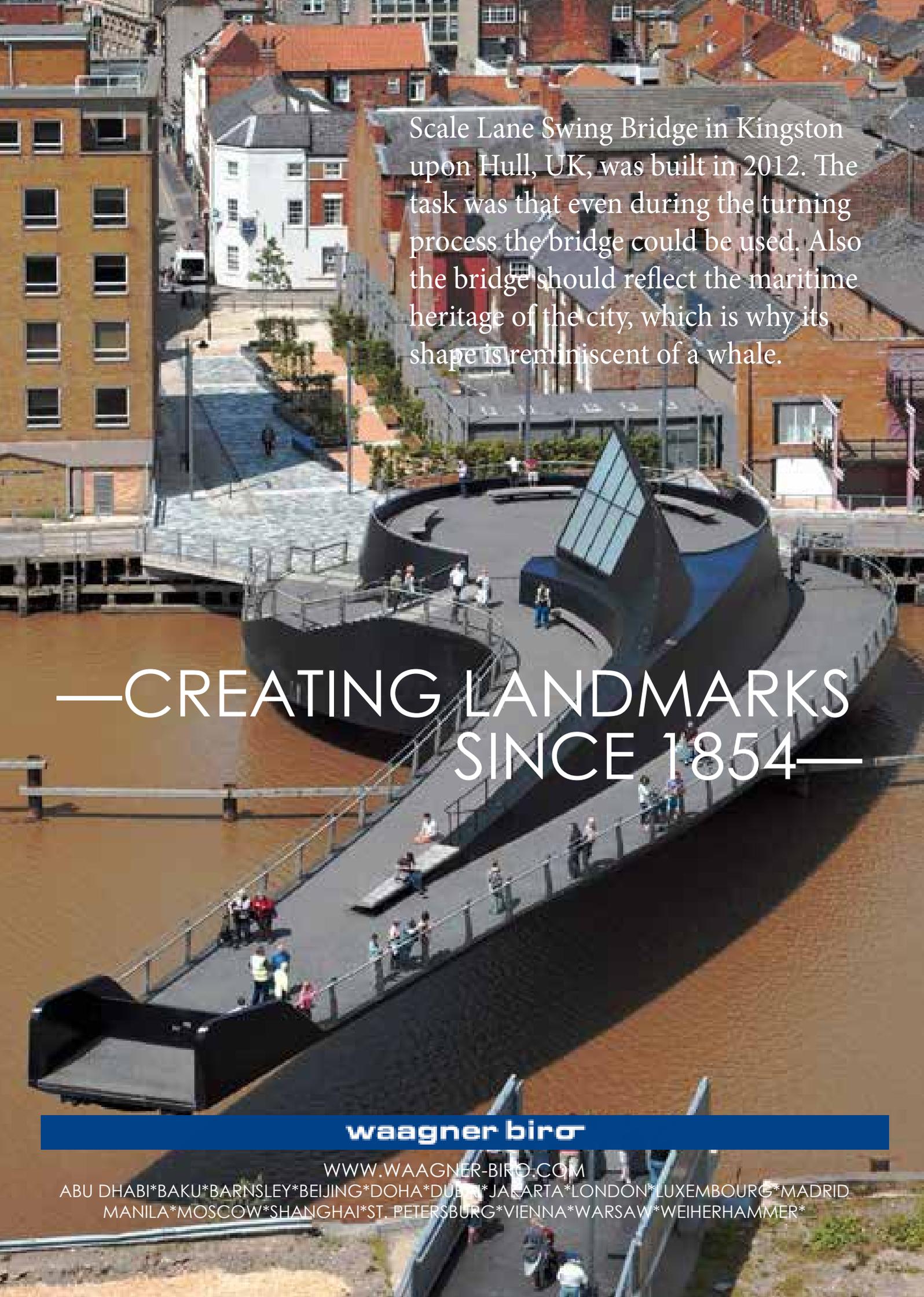
www.maurer.eu

BRÜCKENBAU

Construction & Engineering

Ausgabe 1/2 · 2016

16. Symposium Brückenbau in Leipzig



Scale Lane Swing Bridge in Kingston upon Hull, UK, was built in 2012. The task was that even during the turning process the bridge could be used. Also the bridge should reflect the maritime heritage of the city, which is why its shape is reminiscent of a whale.

—CREATING LANDMARKS
SINCE 1854—

waagner biro

WWW.WAAGNER-BIRO.COM

ABU DHABI*BAKU*BARNESLEY*BEIJING*DOHA*DUBLIN*JAKARTA*LONDON*LUXEMBOURG*MADRID
MANILA*MOSCOW*SHANGHAI*ST. PETERSBURG*VIENNA*WARSAW*WEIHERHAMMER*

Zum sechzehnten Symposium in Leipzig Basis einer (jeden) Zukunftsstrategie

■ ■ ■ von Michael Wiederspahn



Dipl.-Ing. Michael Wiederspahn

Zu Anfang eines Jahres schaut man natürlich am liebsten nach vorne, versuchen die meisten wohl eher, zündende Ideen, lukrative Perspektiven und zugkräftige Strategien zu entwickeln, als sich mit einstigen Fehlern, eingefleischten Gewohnheiten oder ärgerlichen Versäumnissen zu beschäftigen. In einem solchen Moment, insbesondere aber in einer Zeit, in der ein durchaus imposant anmutendes, weil ziemliches gewichtiges und zudem längst überfälliges Vorhaben an (zusätzlicher) Relevanz gewinnt, bleibt es daher beinahe unabdingbar, sich seiner Wurzeln zu vergegenwärtigen, ergo in Erinnerung zu rufen, dass jede Form der Veränderung, des Fortschritts wie der Zukunftsorientierung per se auf einem soliden, begrifflich wie stofflich festen Fundament basiert, ja im Grunde stets basieren muss.

Und dessen Qualität wie Stabilität speisen sich nun einmal aus Wissen und Erfahrung, mithin aus der Bereitschaft zu kontinuierlichem Forschen und Lernen, dem Aufspüren und Verorten von geschichtlichen Zusammenhängen wie dem Respekt vor deren baulichem Erbe. Einen vorgefundenen Kontext bloß als störendes Relikt, als unbequeme, möglichst schnell zu entfernende Restriktion oder gar als zu konservierendes Ideal aufzufassen, heißt demnach, die Realität zu verkennen, sich lediglich auf die Oberfläche zu beschränken und derart die Chancen auf Erhaltung und Weiternutzung jener (Trag-)Strukturen zu schmälern, die nicht selten nur einer Ergänzung, der Modifizierung oder eben einer zweckdienlichen Verstärkung bedürfen, um heutigen Anforderungen vollauf zu genügen. Wer freilich nicht gewillt ist, das Alte mit dem Neuen zu konfrontieren, Bedeutung und Wesen der aus Stein, Stahl oder Beton gefügten Zeugen vergangener Epochen zu hinterfragen und ihre Existenz als eine genauso wünschenswerte wie notwendige Gelegenheit zur intensiven Auseinandersetzung, zu vielschichtigen Analysen und mannigfaltigen Interpretationen zu betrachten, wird letztlich auch keine schlüssigen Antworten offerieren, weder angemessene Lösungen erarbeiten noch einleuchtende Ideen anbieten können. Da in den nächsten Jahren einige (sicherlich) entscheidende Etappen auf dem Weg zur Verwirklichung des vom Bundesverkehrsministerium initiierten »Sonderprogramms Brückenmodernisierung« absolviert werden sollen, erscheint es zweifelsohne angebracht, gerade in Ausgabe 1/2-2016 des »Brückenbau« eine Position zu zitieren, die in fast exemplarischer Form auf ein Thema des Heftes wie des 16. Symposiums Brückenbau in Leipzig hinzuweisen vermag – auf das breite Spannungsfeld, das große Spektrum an divergierenden Interessen und Vorschlägen, in dem sich sämtliche Entwurfs- wie Ertüchtigungskonzepte de facto zu behaupten haben.

»Baukultur muss (...) auf dem Respekt vor der Geschichte oder eben der Achtung vor historischer Baukultur gründen, im Zweifel immer erst einmal gegen Abriss und für Stehenlassen eintreten. Dies gilt auch für die Bauerzeugnisse unserer jüngeren Vergangenheit. Denn es gibt keinen Grund zu der fortschrittsoptimistischen Annahme, dass fortgesetzter Abbruch und Neubau künftig beständigere und dauerhaftere Resultate zeitigen können als in der Vergangenheit. Wenn es richtig ist, dass wir aus unserer Vergangenheit lernen können und wollen, dann müssten wir beispielsweise auch korrekturbedürftige Fehlentwicklungen der Nachkriegsmoderne abstellen, ohne sie abzuräumen oder eben ihre Fehler durch permanenten Rück- und Raubbau am Bestand zu wiederholen.« Über Jörg Haspels Ausführungen, die den Beratungsunterlagen zum ersten Konvent der Stiftung Baukultur entstammen, lässt sich zwar trefflich streiten, vor dem zugehörigen Resümee braucht indessen niemand zurückzuschrecken, zeigt er in und mit seiner versöhnlich klingenden Schlussbemerkung doch, »wie eng der Grundwert der Nachhaltigkeit mit dem Grundwert der Geschichtlichkeit zusammengeht«.

Welche Planungen und Projekte jüngerer wie jüngsten Datums diesen hohen Anspruch erfüllen, was sie in puncto Gestalt und Konstruktion sowie Wirtschaftlichkeit und Dauerhaftigkeit auszeichnet, warum sie also in Leipzig vorgestellt werden, präzisieren die nachfolgenden Seiten – und veranschaulichen damit zugleich das Profil wie die Gliederung eines Symposiums, das schon immer mit wahrlich beeindruckenden Beispielen für eine zeitgenössische, die Leistungen vorheriger (Ingenieur-)Generationen dabei im besten Sinne überliefernde Baukunst von vorbildhafter Langlebigkeit aufzuwarten pflegte.

Editorial

- 3 Basis einer (jeden) Zukunftsstrategie
Michael Wiederspahn
- 16. Symposium Brückenbau in Leipzig**
- 6 Forth Replacement Crossing in Schottland
Martin Romberg
- 14 Herstellung und Montage der Taminabrücke
Holger Haug
- 28 Eisenbahnbrücke über die Autobahn bei Kramsach
Helmut Mosheimer
- 38 Eisenbahnviadukt Pulvermühle in Luxemburg
Marc Schumm, Wilfried Schwarz
- 48 Gestaltung eines Autobahnabschnitts in Wales
Martin Knight, Simon Harris, Bartłomiej Halaczek
- 54 Die neue Allerbrücke bei Verden
Thomas Fackler, Tobias Steigerwald, Andreas Keil
- 64 Brücke über die Bahn bei Hasselroth
Holger Hauser, Peter Seitz
- 72 Die Brücke tanzt über die Landschaft
Bernhard Schäpertöns, Werner Kuhnlein
- 78 Entwurf einer neuen Isarbrücke
Susanne Hopfner, Hans Grassl
- 82 Mühlbachtalbrücke Schwaiganger
Karl Goj
- 88 Ausbau und Teilerneuerung des Autobahnknotens Prater
Brigitte Müllneritsch
- 94 Renkertobelbrücke am Riedbergpass
Markus Hengst
- 104 Geh- und Radwegbrücke Puch bei Villach
Hannes Kari, Michael Reiterer, Michael Vospernig



110	Verbreiterung der Hochstraße Elbmarsch Gregor Gebert
114	Ertüchtigung der »Alten Mainbrücke Zellingen« Stephan Sonnabend, Martina Goldstein
122	Konstruktive Formbildung als ingeniiöse Aufgabe Michael Kleiser
128	UHPC-Pilotprojekt »Bahnbrücke Beimerstetten« Marcel Zembrot
132	Langenfelder Brücke in Hamburg Roland Garn, Bernd Püstow
140	Maschinenbau und Elektrik der Botlek-Hubbrücke Martin Lechner, Ernst Antesberger, Martin Flatz, Bego Nozinovic
	Aktuell
148	Stahl(brücken)bau über mehr als zwei Dekaden Michael Wiederspahn, Uwe Heiland
152	Ausbau der Bundesautobahn A 3 im Großraum Würzburg Siegfried Löffler
156	Produkte und Projekte
167	Software und IT
168	Nachrichten und Termine
173	Branchenregister
175	Impressum

Von der Ausführungsplanung bis zur Montage Forth Replacement Crossing in Schottland

■ ■ ■ von Martin Romberg



1 Lage des Projekts
© Transport Scotland

Die neue Queensferry Crossing, wie die Brücke nach ihrer Fertigstellung offiziell heißen wird, in der Nähe von Edinburgh in Schottland gelegen, ist eine Schrägkabelbrücke mit drei über 200 m hohen Pylonen und zwei Seilebenen, die sich mittig zwischen den beiden Fahrbahnen befinden. Die beiden seilüberspannten Haupttragweiten sind 650 m, die beiden Seitenfelder 223 m und die Spannweiten der Vorlandbrücken bis zu 104 m lang. Besonderheit dieser den Firth of Forth querenden Verbundbrücke ist die Anordnung von zwei gleich großen Hauptspannweiten, mit sich überlappenden Seilen in der Mitte der Hauptöffnungen, um das Gesamttragwerk zu versteifen. Die Veröffentlichung fasst die grundlegenden Entwurfsgedanken, die entscheidenden Aspekte der Ausführungsplanung, die wichtigsten Montageschritte und die erforderliche Geometriekontrolle während der Montage zusammen.

1 Allgemeines

Der Firth of Forth ist eine Flussmündung, welche die schottische Hauptstadt Edinburgh von der nördlich gelegenen Grafschaft Fife trennt. Die erste Querung über den Meeresarm befindet sich ca. 10 km westlich von Edinburgh und besteht aus der historischen Eisenbahnbrücke aus dem Jahr 1890 und einer im Jahr 1964 fertiggestellten Hängebrücke (Bild 1). Die Hängebrücke bildet ein Nadelöhr für den Straßenverkehr in den gesamten Norden Schottlands. Ihr Zustand hat sich im Lauf der Jahre vor allem durch den stetigen Zuwachs des Verkehrs immer weiter verschlechtert. Passierten nach der Fertigstellung noch 4 Millionen Fahrzeuge im Jahr die Brücke, so waren es in der jüngsten Vergangenheit ca. 24 Millionen. Das größte Problem sind ihre Haupttragseile, bei welchen sich während einer Inspektion im Jahre 2004 eine Verminderung der Tragfähigkeit aufgrund von Korrosionsschäden von ca. 10 % herausstellte. Verschiedene Studien führten in der Folge zu der Entscheidung und Vergabe eines Neubaus parallel zur vorhandenen Brücke.

2 Entwurf

An den Querschnitt der neuen Querung wurden zunächst die folgenden Ansprüche gestellt:

- zwei Fahrstreifen und Standspur pro Richtung,
- Multifunktionskorridor zur Nutzung von Bussen und zu einem späteren Zeitpunkt für die Erstellung einer Straßenbahn,
- kombinierter Rad- und Gehweg.

Nachdem weitere Inspektionen an der vorhandenen Forth Road Bridge im Jahr 2008 ergaben, dass sich ihr Zustand nicht so dramatisch verschlechtert hatte, wie zunächst befürchtet, wurde entschieden, die vorhandene Brücke in das zukünftige Nutzungskonzept einzubinden. Der neuen Brücke wurde danach nur die Funktion des Straßenverkehrs zugewiesen, da Bus-, Rad- und Fußgängerverkehr auf der vorhandenen Brücke verbleiben sollen.

3 Ausführungsplanung

3.1 Allgemeines

Zur Ausführung wurde das Design-and-built-Verfahren gewählt. Die Auftragsvergabe erfolgte im April 2011 an das Joint Venture Forth Crossing Bridge Constructors, bestehend aus den Baufirmen Hochtief, American Bridge, Dragados und Morrison Construction. Die Planung wurde vom Forth Crossing Design Joint Venture, welches sich aus Leonhardt, Andrä und Partner, Rambøll und Grontmij zusammensetzt, erarbeitet.

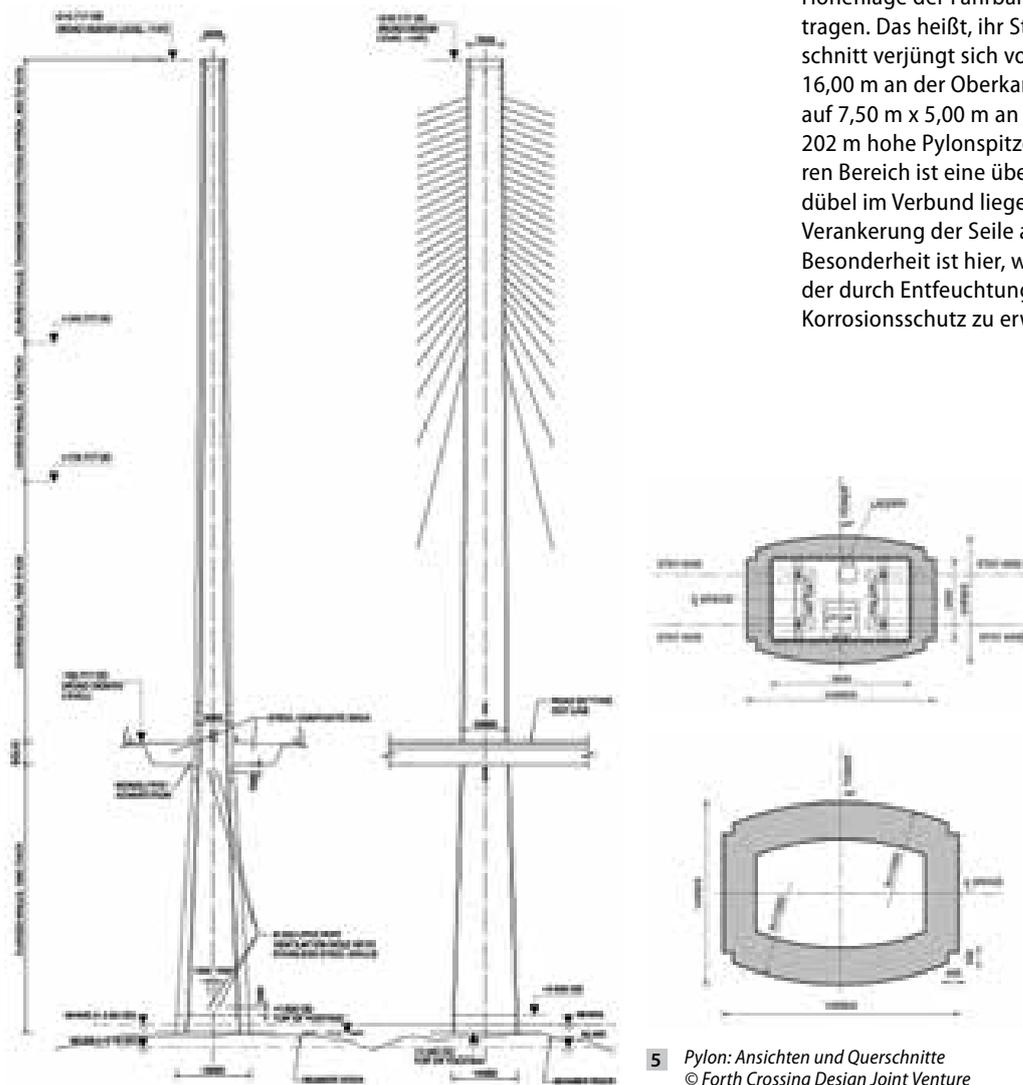
3.2 Überbau

Im Rahmen der Angebotsabgabe wurde die Entscheidung für einen Verbundquerschnitt für den 4,90 m hohen und 39,80 m breiten Überbauquerschnitt gefällt, da ein solcher bei der vorhandenen Spannweite von 650 m wirtschaftlicher erschien und insbesondere den Schweißaufwand im Vergleich zu einer orthotropen Fahrbahn vor Ort deutlich verringerte. Die Reduzierung des Schweißaufwands, zusammen mit der Möglichkeit, die Geometrie des Überbaus während der Montage optimal zu kontrollieren, war auch der Grund, die Trapezsteifen nicht, wie in Deutschland gewohnt, mit geschweißten Fensterstößen auszubilden, sondern sie als geschraubte Laschenstöße zu realisieren. Diese Vorgabe erfolgte vor allem seitens der bei Errichtung des Überbaus federführenden Baufirma American Bridge, da es in den USA immer noch recht unüblich ist, auf der Baustelle zu schweißen.

Die Seile des mittleren Pylons werden innerhalb der inneren Box mittels Traversen zwischen den Stegen verankert und die Seile der beiden äußeren Pylone auf der Außenseite der inneren Stege: eine Variation, die aufgrund der Überlappung der Seile im Bereich der Hauptöffnungen notwendig ist. Der Abschnitt zwischen den beiden Fahrbahnen ist neben den Seilverankerungen auch für die Verschneidung des Überbaus mit den Pylonen vorgesehen. Während der Überbau in den mittleren Pylon monolithisch einbindet, wird er von den beiden äußeren Pylonen durchdrungen und ist hier lediglich mittels eines Queranschlags an ihnen gelagert. Dieses Lagerschema verhindert allzu große Zwängungen zwischen den Pylonen.

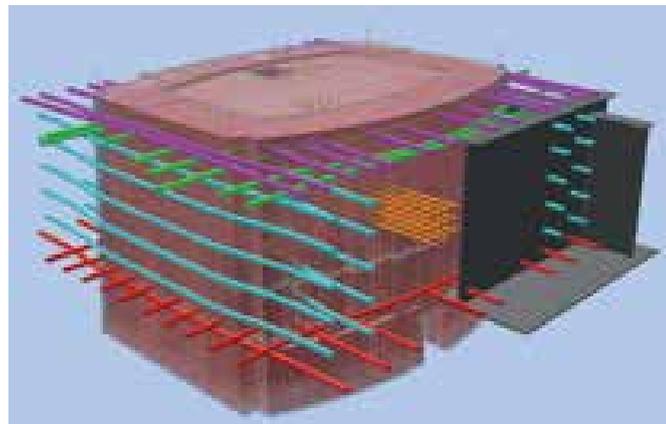
3.3 Pylone

Die drei Pylone variieren in ihrer äußeren Geometrie lediglich unterhalb des Überbaus, um der unterschiedlichen Höhenlage der Fahrbahn Rechnung zu tragen. Das heißt, ihr Stahlbetonquerschnitt verjüngt sich von 14,00 m x 16,00 m an der Oberkante der Gründung auf 7,50 m x 5,00 m an der 210 m bzw. 202 m hohe Pylonspitze (Bild 5). Im oberen Bereich ist eine über Kopfbolzendübel im Verbund liegende Stahlbox zur Verankerung der Seile angeordnet. Als Besonderheit ist hier, wie im Überbau, der durch Entfeuchtung garantierte Korrosionsschutz zu erwähnen.



5 Pylon: Ansichten und Querschnitte © Forth Crossing Design Joint Venture

Eine besondere Herausforderung sowohl bei der Planung als auch bei der Ausführung war der monolithische Anschluss des mittleren Pylons an den Überbau. Die Rahmenecke musste für ein vom Überbau in den Pylon übertragenes Moment in Brückenebene von 1.430 MNm ausgelegt werden. Zusätzlich waren ein Überbautorsionsmoment von 1.000 MNm und ein Moment aus der Brückenebene von 450 MNm einzuleiten. Dies führte zu einer extrem hohen Konzentration von Bewehrung und zusätzlicher Vorspannung (Bild 6). Nicht nur die Beanspruchungen im Endzustand, sondern ebenso die Bauzustände wurden in fast jedem Bemessungsschnitt der Pylone maßgebend. So waren die maximalen Biegemomente an der Pylongründung in Brückenebene mit 6.000 MNm im Bau- und Endzustand in etwa gleich groß. Sind im Endzustand aber durch die sich übergreifenden Seile Umlagerungsmöglichkeiten innerhalb des Systems vorhanden, so waren diese für den Bauzustand mit den jeweils 322 m langen Überbaukragarmen nicht gegeben. Insbesondere im Bauzustand ist daher auch mit sehr großen Verformungen zu rechnen. So verformt sich die Pylonspitze durch das Anheben des letzten ca. 700 t schweren Überbausegments um ca. 1,50 m und der Überbaukragarm um ca. 3,50 m. Im Extremfall unter faktorisierten Lasten, Berücksichtigung des Reißens des Betons und Theorie-II.-Ordnung-Effekten muss sogar mit Verformungen bis zu 14 m an der Kragarmspitze gerechnet werden.



6 Bewehrung und Vorspannung im Pylon-Überbau-Verschneidungsbereich
© Forth Crossing Design Joint Venture

4 Montage

4.1 Pylone und Gründung

Die Gründung der Pylone erfolgte innerhalb eines Spundwandkastens am mittleren Pylon und mit Hilfe von bis zu 30 m Durchmesser großen Absenkkästen an den bis zu 40 m tief gegründeten seitlichen Pylonen (Bild 7). Die Pylone wurden unter Verwendung einer inneren und äußeren Kletterschalung in insgesamt 54 bis 4 m hohen Schüssen hergestellt (Bild 8). Im oberen Bereich wurde die innere Kletterschalung durch die innenliegenden permanenten Ankerboxen er-

setzt. Ein Großteil der Bewehrung wurde bereits im Hafen von Rosyth vorgefertigt und wie die Ankerboxen mit dem Turmdrehkran eingehoben. Der Beton wurde mittels einer im Pylon befindlichen Steigleitung mit einem Druck bis zu 200 bar in 200 m Höhe gepumpt. Jeglicher Materialtransport erfolgte mit Hilfe von Pontons vom ca. 2 km entfernten Hafen in Rosyth zu den im Wasser gelegenen Pylonen und Pfeilern.



7 Absenken der Pylongründungen
© Forth Crossing Bridge Constructors



8 Kletterschalung zur Pyloneerrichtung
© Forth Crossing Bridge Constructors



9 Einheben der Startersegmente
© Forth Crossing Bridge Constructors

4.2 Überbau und Seile

Die Montage des Überbaus startete mit temporären Arbeitsplattformen an den Pylonen, welche mit einem Schwimmkran eingehoben wurden. Nach der Installation der Plattformen wurden die ersten vier Startersegmente an jedem Pylon mit demselben Schwimmkran eingebaut (Bild 9). Die beiden mittleren Segmente waren U-förmig, um die Pylone zu umschließen. Die zur Montage der weiteren Segmente erforderlichen Derricks wurden ebenfalls direkt mit eingehoben. Nachdem die Segmente in ihrer korrekten Werkstattform miteinander verschweißt und verschraubt waren, wurde die Schalung zur Herstellung der Fahrbahnplatten errichtet.

Am mittleren Pylon, dem Längsfestpunkt des Überbaus, wurden die Stahlsegmente monolithisch mit dem Pylon verbunden und vorgespannt. Anschließend wurden an allen drei Pylonen die Fahrbahnplatten in vier Abschnitten betoniert.

Nach Einbringen der Quervorspannung an der Fahrbahnplatte wurden die Startersegmente mit den ersten Seilen von der Arbeitsplattform gehoben. Durch die monolithische Verbindung am mittleren Pylon und der daraus resultierenden geringen Verformung des Überbaus

mussten die Lagerpunkte auf der Arbeitsplattform zusätzlich durch Pressen freigesetzt werden. Bei den beiden äußeren Pylonen konnten die Segmente um bis zu 1,50 m mit den Seilen angehoben werden, um sie in die richtige Längsneigung zu rotieren und entsprechend genügend Lichtraum zur Arbeitsplattform zu erzeugen.

Nachdem die ca. 4.000 t schweren Startersegmente durch die Seile gestützt waren, wurden die Derricks mobilisiert, um mit der typischen Überbaumontage zu beginnen. Die ca. 720 t schweren Überbausegmente mit einer Breite von 39,80 m und einer Länge von 16,20 m wurden im Hafen von Rosyth auf Pontons verfahren, von dort an ihre vorgesehene Position verschifft und an vier Stellen im Meeresgrund verankert. Die Segmente wurden dann mit zwei Litzenhebern auf ihre erforderliche Höhe von bis zu 62 m gehoben (Bild 10). Um ausreichend Platz für die sich übergreifende Schlaufenbewehrung zu schaffen, wurden die Segmente erst in ihrer endgültigen Höhe um ca. 80 cm längsverschoben und in ihre richtige Neigung rotiert.

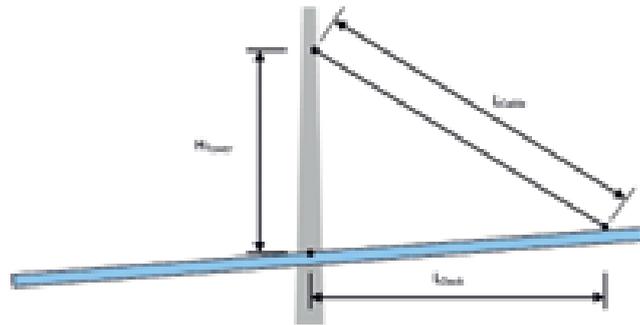


10 Einheben eines typischen Verbundsegments
© Forth Crossing Bridge Constructors

Nach dem Ausrichten der Segmente und der Fixierung der Geometrie mittels der Laschenverbindungen der Steifen wurde mit dem Schweißen der Obergurte begonnen. Nach gelungener Schweißnahtprüfung wurde dann die Fuge der Betonfahrbahn ausbetoniert. Parallel dazu erfolgte das Verschweißen der Stege und Bodenbleche in bis zu 2 m breiten Streifen. In diesen Streifen wurden die zuvor temporär verbundenen Steifenverbindungen wieder geöffnet, um nach absolvierter Schweißnahtprüfung die endgültige Vorspannung auf die Laschenstöße aufzubringen. Es wurden jeweils nur die Laschenverbindungen an zwei benachbarten Stößen geöffnet, um zum einen die Geometrie des Stoßes zu wahren und zum anderen die eingefrorenen Spannungen aus der parallel durchgeführten Seilmontage gering zu belassen.

Da die Seilmontage im Baufortschritt auf dem kritischen Weg lag, wurden die Hüllrohre mit den beiden ersten Litzen bereits vor der Betonage der Fuge eingebaut. Um die eingefrorenen Spannungen gering zu halten, durften weitere Litzen jedoch erst eingebaut werden, nachdem der Beton eine gewisse Steifigkeit entwickelt hatte. Die Kräfte im Derrick mussten dann während der Seilmontage zu einer vorher definierten Seilkraft abgelassen werden, damit Spannungen im Montagestoß gering bleiben. Für jeden Schritt wurde zuvor festgelegt, wie viel Prozent des Schweiß- und Schraubstoßes fertiggestellt zu sein hat.

Nach Installation aller Litzen wurden die Seile auf ihre Ziellänge bzw. Kraft nachgespannt. Parallel dazu wurde der Montag derrick zum Heben des nächsten Segmentes vorgefahren.



11 Hauptparameter der Geometriekontrolle auf der Baustelle
© Forth Crossing Design Joint Venture

5 Geometriekontrolle

5.1 Allgemeines

Zur Erzielung der korrekten Geometrie und Spannungen während der Überbaumontage ist die exakte Kontrolle der Geometrie und der Seilkräfte in jedem Bauzustand erforderlich. Die bei der Forth-Brücke angewandte Methode zur Überprüfung der Geometrie basiert in erster Linie auf der Länge der Seile anstelle der Seilkräfte. Sie beruht darauf, dass die Geometrie der vorgefertigten Teile der Brücke wie die Länge der Referenzlitzen in den Seilen, die Länge der Überbausegmente sowie die Ankerboxen der Pylone mit einer hohen Präzision unter kontrollierten Umgebungsbedingungen vermessen werden können. Diese Geometrieinformationen, welche die exakten Positionen der Seilverankerungen beinhalten, werden dann zusammen mit ein paar globalen Vermessungen während der Montage als primäre Parameter für die Überbauerrichtung genutzt. Wie in Bild 11 dargestellt, kann die Höhenlage des Überbaus mit den Längen der Seiten eines Dreiecks kontrolliert werden: die Länge der Seile, die Länge des Überbaus und die Höhe der Pylone. Entsprechend müssen diese Parameter während der Montage stetig überwacht werden.

Die wichtigsten Parameter dabei sind:

- Neue Überbausegmente müssen mit dem richtigen Winkel an den vorhandenen Überbau angeschlossen werden.
- Die Seile müssen mit ihrer richtigen endgültigen Länge unter Berücksichtigung von geometrischen Abweichungen der Verankerungen in der endgültigen Lage eingebaut werden.

Anpassungen der Seillängen werden an der Referenzlitze vorgenommen. Die übrigen Litzen werden entsprechend auf die gleiche Kraft gespannt. Grundsätzlich werden Anpassungen für alle lokalen Fabrikationsfehler gemacht. Wenn zum Beispiel ein Verankerungspunkt 30 mm zu niedrig im Vergleich zum Referenzpunkt ist, wird angenommen, dass jener Fehler auch in der Endlage vorhanden ist, und die Seillänge wird entsprechend angepasst. Derartige Anpassungen lassen sich vor der Montage, nach der Vermessung im Werk vornehmen. Während der Montage müssen zwei geometrische Parameter mit ihren theoretischen Sollwerten verglichen werden: die Länge der Überbaukragarme und die Höhe der Pylone. Wenn während der Montage eine Abweichung festgestellt wird, kann davon ausgegangen werden, dass sie auch im Endzustand existiert, und die Seillängen sind demgemäß anzupassen. Es ist wichtig, festzuhalten, dass die Seillänge nur für Abweichungen, welche auch im endgültigen Profil zu erwarten sind, und nicht für vorübergehende Abweichungen, wie etwa Abweichungen in der Höhenlage des Überbaus oder in Längsrichtung des Pylons, angepasst wird. Indem diese Abweichungen keine Berücksichtigung finden, werden die Seile den Überbau in die richtige Lage ziehen. Analog ist es notwendig, dass neue Überbausegmente mit der richtigen Geometrie entsprechend der Werkstattdimension und den Vermessungen aus der Vormontage in der Werkstatt installiert werden.

Für Schrägseilbrücken mit relativ schlankem Überbau und der überwiegenden Nutzung von vorgefertigten Segmenten ist die beschriebene Methode der Geometriekontrolle von Vorteil gegenüber dem herkömmlichen Vorgehen, basierend auf Seilkräften. Dies erfordert jedoch eine hohe Präzision der geometrischen Vermessung aller vorgefertigten Segmente.

Der Grundgedanke der sonst üblichen Methode ist, die Seile auf eine definierte Kraft zu spannen und die Überbaulage durch kleine Knickwinkel an den Segmentstößen anzupassen. Das bietet Vorzüge bei Schrägseilbrücken mit sehr steifem Überbau, wo kleine Längenabweichungen zu großen Zwangskräften führen würden, oder in Fällen, wo es schwierig ist, die Geometrie mit der ausreichenden Präzision zu messen, wie zum Beispiel bei Ort betonbrücken.

Der Nachteil der herkömmlichen Vorgehensweise sind die höheren Anforderungen an die Präzision von Messungen auf der Baustelle, an das Computermodell für die Montageberechnung und an den Vergleich von Ist- und Sollwerten. Es gibt einen Bedarf an hoher Präzision für jeden Montageschritt während der Ausführung, da Fehler in der Berechnung oder Vermessung einen Einfluss auf den Einbau des nächsten Segments haben können. Für die schnelle Montage von flexiblen, weitgespannten Schrägkabelbrücken, bei denen die Geometrie und die Seilkräfte empfindlich auf verschiedene Parameter wie Montagelasten, Temperatur- und Windeinflüsse reagieren, ist es schwierig, Fehler zu vermeiden, die sich negativ auf das endgültige Ergebnis auswirken.

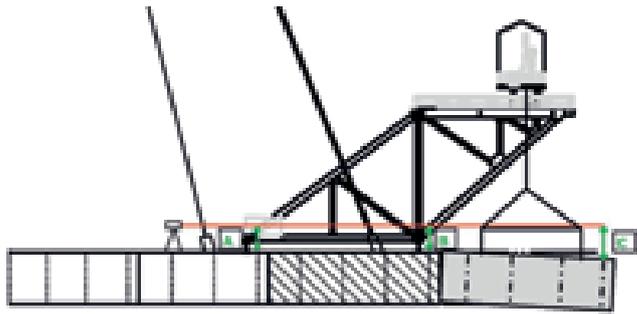
Eine weitere Unsicherheit bei der Berechnung der Sollkräfte ist die Ungewissheit der Überbausteifigkeit. Die Bemessung des Überbaus zeigt, dass ein Reißen der Betonfahrbahn in einigen Bauzuständen mit auskragenden Segmenten sehr wahrscheinlich ist. Aus dem Aufreißen des Betons resultiert wiederum ein Steifigkeitsabfall des Überbaus, was zu höheren Seilkräften und größeren Verformungen an der Kragarmspitze führt. Bei einer Montage der Seile auf eine Sollkraft müssten diese Effekte erfasst werden, wobei bei einer Installation der Seile auf Länge sich derartige Kraftzuwächse in ihnen automatisch einstellen würden. Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass die Montagemethode nach Seillängen die robustere Variante ist, da sie nicht so empfindlich in Bezug auf Montagelasten, Steifigkeitsänderungen und andere Umwelteinflüsse reagiert.

5.2 Vormontage im Werk

Wie zuvor beschrieben, ist die Geometriekontrolle der vorgefertigten Elemente essentiell für die bei der Forth-Brücke gewählte Montagekontrolle. Die Kontrollen setzen sich zusammen aus der genauen Längenmessung der Referenzlitzen eines jeden Seiles direkt im Werk des Herstellers und entsprechenden Geometriekontrollen in der Stahlfertigung in Shanghai. Die Ankerboxen der Pylone wurden alle individuell vermessen und dann mittels Kontrollpunkten auf den Außenseiten der Boxen in ihrer endgültigen, zusammenhängenden Geometrie vermessen. Beim Überbau wurden ebenfalls die Segmente zunächst separat vermessen und anschließend in einer großen Montagehalle bis zu fünf Segmente zusammengesetzt (Bild 12). In dieser Lage wurden dann die Löcher für die Laschenstöße der Steifen gebohrt, welche die richtige Geometrie des Stoßes auf der Baustelle garantieren sollen.



12 Geometriekontrollen im Werk in Shanghai
© Forth Crossing Bridge Constructors



13 Überprüfung der lokalen Überbaugesamtheit vor Ort
© Forth Crossing Design Joint Venture

5.3 Baustelle

Die Geometriekontrolle auf der Baustelle setzt sich aus verschiedenen Bausteinen zusammen. Während der Montage der Pylone wurde bei Einbringen der Ankerboxen deren genaue Lage im Vergleich zu der erforderlichen Überhöhung des Pylons im entsprechenden Montagezustand festgestellt und Anpassungen an die Seilverankerungspunkte vorgenommen. Nach der Montage jedes Überbausegments wird zudem der lokale Knickwinkel des neuen Segments im Vergleich zu den bisherigen Segmenten kontrolliert, um zu gewährleisten, dass die in der Werkstatt vormontierte Geometrie auch auf der Baustelle erreicht wird. Dazu dient eine einfache Vermessung der Kontrollpunkte der letzten drei Überbausegmente (Bild 13). Am Ende eines Montagezyklus, nach erfolgter Seilmontage, werden sowohl die globale Geometrie der Pylone und des Überbaus als auch die erzielten Seilkräfte kontrolliert und mit den Sollwerten verglichen. Liegen alle Werte innerhalb der vorgegebenen Toleranzen, kann das nächste Segment eingehoben werden.

6 Aussicht

Es ist geplant, die Brücke im Dezember 2016 dem Verkehr zu übergeben. Die Bauzeit hängt aber entscheidend von den nur schwer zu kalkulierenden Wettereinflüssen Schottlands ab, da durch die starken Winde mit erheblichen Ausfallzeiten gerechnet werden muss. Nach Fertigstellung wird die atemberaubende Brückensammlung aus drei verschiedenen Jahrhunderten mit so unterschiedlichen Tragsystemen einmalig auf der gesamten Welt sein.

Autor:
Dipl.-Ing. Martin Romberg
Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG,
Stuttgart

Bauherr
Transport Scotland, Glasgow, Schottland

Entwurf
Jacobs Arup Joint Venture, Edinburgh, Schottland

Tragwerksplanung
Forth Crossing Design Joint Venture:
Leonhardt, Andrä und Partner,
Beratende Ingenieure VBI AG, Stuttgart
Rambøll Group A/S, Kopenhagen, Dänemark
Rambøll UK Ltd., Southampton, England
Grontmij UK, Leeds, England

Bauwerksprüfung
URS, Aecom, London, England

Bauausführung
Forth Crossing Bridge Constructors:
Hochtief Solutions AG, Essen
American Bridge International, Coraopolis, USA
Dragados S.A., London, England
Morrison Construction, Edinburgh, Schottland



Innovation aus Tradition

Kreative und innovative Entwürfe

wettbewerbsfähige
Sondervorschläge

Ausführungsplanungen auf dem
neuesten Stand der Technik

Jahrzehntelange Erfahrung
auf allen Gebieten des
Ingenieurbaus



Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG

www.lap-consult.com



Viadukt Pulvermühle | Luxemburg



Taminabrücke | St. Gallen | Schweiz

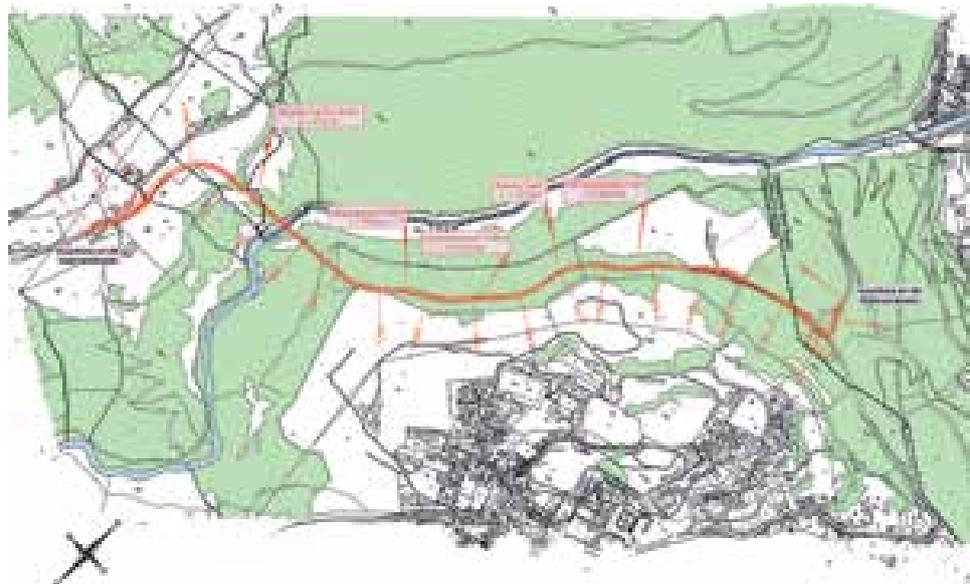


Forth Replacement Crossing | Schottland

Errichtung der größten Bogenbrücke der Schweiz Herstellung und Montage der Taminabrücke

■ ■ ■ von Holger Haug

Im Frühjahr 2013 wurde mit dem Bau der neuen Zufahrtsstraße für das Taminatal begonnen. Das Hauptbauwerk dieser Maßnahmen bildet die talquerende Taminabrücke. Ausgeführt wird der als Sieger aus einem einstufigen, anonymen Wettbewerb hervorgegangene Entwurf des Büros Leonhardt, Andrä und Partner. Die Rohbauarbeiten an dem Tragwerk selber werden Ende 2016 abgeschlossen, und nach Fertigstellung der beidseitigen Zufahrtsstraßen im Sommer 2017 wird die dann größte Bogenbrücke der Schweiz dem Verkehr übergeben werden. Der Entwurf sowie ihre Errichtung mit Montage sind Gegenstand dieses technischen Beitrages.



1 Lageplan
© Tiefbauamt Kanton St. Gallen

1 Projekt und Lage

Das Taminatal bildet die südliche Spitze des Kantons St. Gallen. Es wird auf beiden Seiten durch je eine oberhalb der Schlucht angelegte Straße erschlossen. Beide Straßen gehen vom Ortszentrum von Bad Ragaz aus und gewinnen zunächst mit mehreren Kehren in den bewaldeten steilen Hängen des Taminabzw. Rheintals an Höhe.

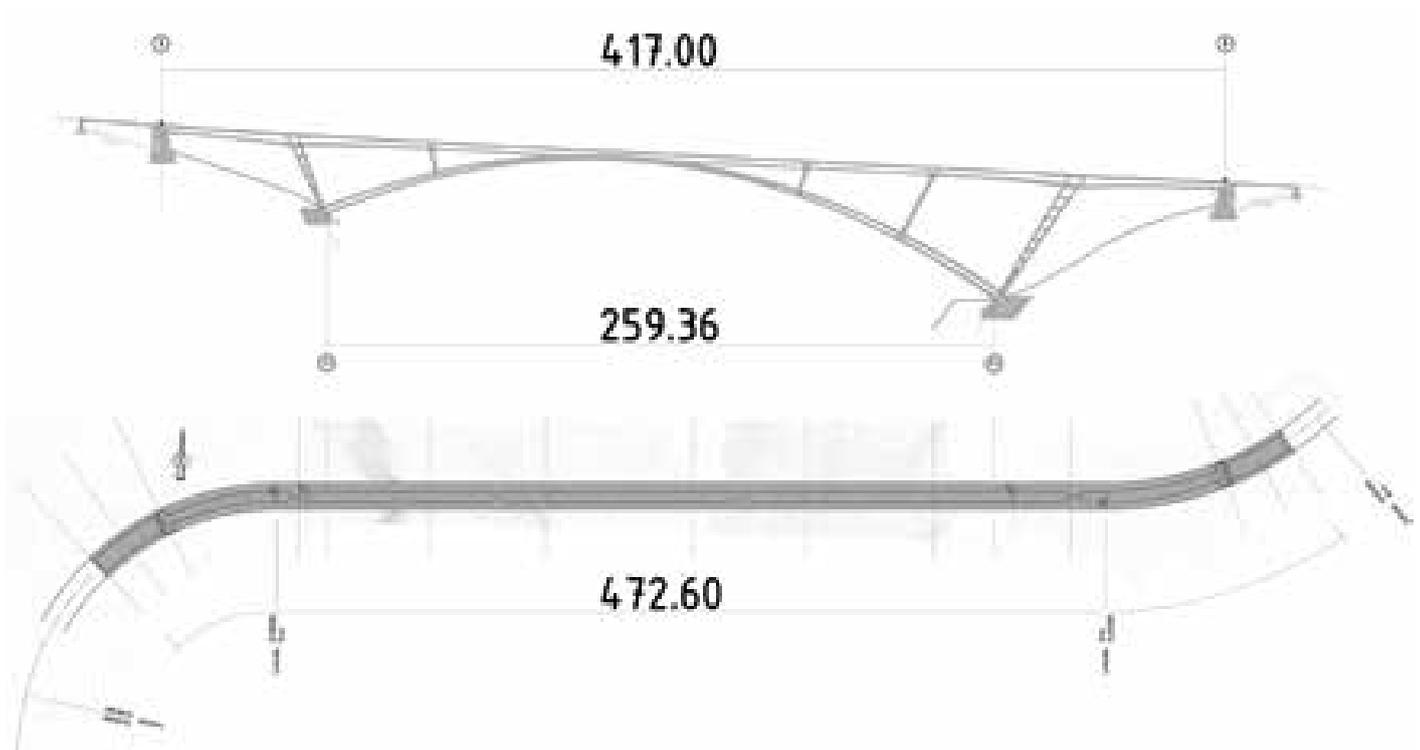
Die linksseitige Valenserstraße ist mehrheitlich in einem schlechten baulichen Zustand. Sie führt durch ein aktives Rutschgebiet, und aufgrund der damit verbundenen geologischen Risiken genügt sie in weiten Teilen nicht mehr den heutigen und zukünftigen Anforderungen. Aus diesem Grund haben die Gemeinden Bad Ragaz und Pfäfers im Jahr 2005 je ein Vorprojekt für die Instandsetzung der Valenserstraße und die

Überquerung des Taminatals mit einer Brücke zwischen den Gemeinden Pfäfers und Valens ausarbeiten lassen. Gesamthaft betrachtet ergab sich aus ihren Untersuchungen, dass eine talquerende Brücke im Vergleich zu einer Instandsetzung der Valenserstraße die wirtschaftlichere Lösung darstellt und, langfristig gesehen, damit auch die sichere und unterhaltsärmere Erschließung der linken Talseite mit der Gemeinde Valens zu erreichen ist.

Ziel des im Jahre 2007 ausgeschriebenen Entwurfs Wettbewerbs des Kantons St. Gallen war es nun, für die talquerende Brücke verschiedene Lösungsansätze zu erhalten, die einen umfassenden Variantenvergleich zuließen. Dabei wurde in den Wettbewerbsunterlagen gefordert, stark in Erscheinung tretende, den Landschaftscharakter verändernde Entwürfe zu vermeiden.

2 Entwurf

Mit einem asymmetrischen Bogen über die Taminaschlucht trägt der Siegerentwurf den örtlichen Gegebenheiten Rechnung. Dank einer großzügigen Bogenlösung konnte auf der Seite Valens der Kämpfer weiter oben angeordnet werden und somit außerhalb der sehr steilen Talflanken. Die unterschiedlichen Höhenlagen der beiden Kämpfer kommen der generellen Talsituation entgegen. Für die Ableitung der Kräfte aus der Bogentragwirkung sind die Felsformationen oberhalb der steilen Talflanken geeignet. Um die Stützweiten der Endrahmen zu optimieren, wurden die Kämpfer Pfeiler schräg gestellt und stehen an den Kämpfern senkrecht auf der Bogenachse. Ihre Neigungen entsprechen in etwa jener der Talflanken und begünstigen so die natürliche Einpassung der Brücke in das Tal. Auf beiden Seiten korrespondieren die Stützweiten für die Randfelder sehr gut mit dem Geländeverlauf.



2 3 Längsschnitt und Grundriss
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

Das statische System des Bauwerks setzt sich aus dem Bogentragwerk und einem über die Ständer monolithisch verbundenen Durchlaufträger zusammen.

Der Stahlbetonbogen hat eine Stützweite von 259,36 m und ist an den Kämpfern in den Baugrund eingespannt, welche die Beanspruchungen aus dem Bogen in den unverwitterten Fels ableiten. Die Abmessungen der bewehrt ausgeführten Kämpfer betragen auf der Seite Valens ca. 14,00 m x 8,00 m x 6,35 m bei einer Einbindung in den Baugrund von ca. 4–11 m und auf der Seite Pfäfers ca. 14,00 m x 12,00 m x 8,75 m bei einer Einbindung in den Baugrund von ca. 7–13 m.

Der Einspannung in die Kämpfer gerecht werdend, erhält der Bogen am Anschnitt zu ihnen auch seine größte Bauhöhe auf der Seite Pfäfers mit 4,00 m und auf der Seite Valens mit 3,20 m, während sie zum Bogenscheitel hin auf 2,00 m abnimmt. Die Breite des Bogens variiert zwischen 9,00 m bzw. 7,00 m an den Kämpfern und 5,00 m im Scheitelbereich.

Um Gewicht zu sparen, ist der Bogen von den Kämpfern bis ungefähr zu den Ständern S 2 bzw. S 5 als Hohlquerschnitt konzipiert, dazwischen und damit im Scheitelbereich wurde aufgrund der geringeren Bauhöhe ein massiver Querschnitt gewählt.

Die oberen und unteren Platten des Hohlquerschnittes sind maximal 1,00 m dick für das erste Bogensegment auf der Seite Pfäfers und nehmen dann, den statischen Erfordernissen folgend, kontinuierlich bis auf 0,50 m ab. Die Stegbreite beträgt 0,90 m und ergab sich aus den Abmessungen für die Verankerungen der Haltekabel.

In den Achsen S 2, S 5 und S 6 erfolgt die Aufständigung des Überbaus mit massiv ausgeführten schlanken Stahlbetonscheiben aus selbstverdichtendem Beton der Festigkeitsklasse C45/55. Um im Bereich der Ständeransatzpunkte die lokalen Beanspruchungen im Bogen und Überbau zu verringern, wurden an den Enden der Stahlbetonscheiben Betongelenke vorgesehen. Um deren Rotations- und Querkrafttragfähigkeit sicherzustellen, werden sie mit Einzelspanngliedern $d = 40$ mm vorgespannt.

Die schrägen Kämpferpfeiler in den Achsen S 1 und S 7 werden mit dem Überbau zu einer biegesteifen Rahmenkonstruktion verbunden, um so die stützenfreie Überbrückung der Seitenfelder wirtschaftlich und gestalterisch erst realisieren zu können. In der Ansicht nimmt die Bauhöhe der Kämpferpfeiler von unten nach oben deutlich erkennbar zu und macht so die Funktion dieses Bauteils als Rahmenstiele ablesbar, auch in der Unterscheidung zu den pendelartig geplanten Ständern auf dem Bogen.

Im Querschnitt betrachtet, sind die Kämpferpfeiler mit einem Anzug zu den Kämpfern hin versehen und verbreitern sich auf der Seite Valens von 5,00 m auf 5,96 m und auf der Seite Pfäfers von 5,00 m auf 7,10 m. Die Kämpferpfeiler werden weitestgehend als Hohlquerschnitt mit Wanddicken von 0,40 m bzw. 0,50 m ausgeführt, nur die untersten beiden Segmente sind als Vollquerschnitt konzipiert.

Die Überbau weist eine Länge von 417 m auf, einschließlich der Rahmenbauwerke hinter den Widerlagern ergibt sich für das Bauwerk eine Gesamtlänge von 475 m. Für die zu überführende Verbindungs- und Hauptverkehrsstraße ist eine Gesamtbreite zwischen den Leitmauern von 9,50 m einzuhalten. Die Stützweiten des Überbaus betragen zwischen ca. 45 m und ca. 60 m und ergeben sich aus der Anordnung der Bogenständer und Kämpferpfeiler. Im Scheitelbereich auf einer Länge von 57 m verschmelzen der Überbau und der Bogen miteinander.

Der Überbau ist als Hohlkastenquerschnitt mit einer Breite von 5,00 m und einer Regelbauhöhe von 2,75 m projektiert, durch seine Anvoutung zu den Kämpferpfeilern hin auf 4,68 m bzw. 5,05 m auf der Seite Pfäfers und auf 4,29 m bzw. 4,56 m auf der Seite Valens wird seine Funktion als Rahmenriegel hier erkennbar. Die Bodenplatte ist in den Feldbereichen 0,30 m dick, und zu den Auflagerpunkten hin wird ihre Dicke entsprechend statischen Erfordernissen erhöht, so dass sie zum Beispiel am Anschnitt zum Kämpferpfeiler S 7 genau 2,05 m misst.

Die Stege werden mindestens 0,55 m und damit ausreichend breit ausgeführt, um zwei Stegspannglieder nebeneinander unterbringen zu können. Um an den Enden der Bauabschnitte genügend Platz für die Verankerungen der Spannglieder zu haben, werden die Stege in diesen Bereichen verbreitert, im Einzelfall bis auf 1,21 m. Am Anschnitt zu den Stegen ist die Fahrbahnplatte 0,50 m dick, zwischen den Stegen reduziert sich ihre Dicke auf 0,30 m bzw. 0,35 m, falls Spannglieder in der Fahrbahnplatte angeordnet werden. Wie bei den Stegen wird auch die Dicke der Fahrbahnplatte an den Enden der Bauabschnitte örtlich erhöht, um Raum für die Verankerungen der Spannglieder zu gewinnen.

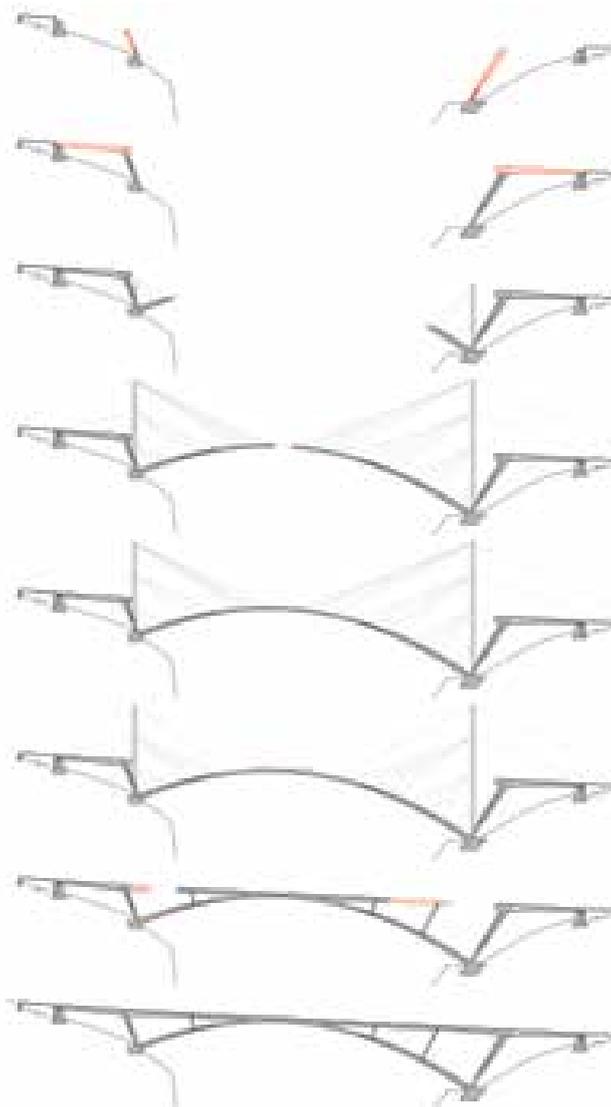
An den Bogenständern und den Kämpferpfeilern befinden sich zudem Querscheiben zur Lasteinleitung. Ihre Breite wird so gewählt, dass die schräg ankommenden Anschlussbewehrungen aus den Bogenständern und Kämpferpfeilern sich in ihnen verankern lassen.

An den Brückenden lagert der Überbau auf längsbeweglichen Kalottenlagern, für die Aufnahme quervergerichteter Kräfte wird eines der beiden Lager querfest ausgebildet.

3 Ausschreibung und Vergabe

Um einen Entwurf mit einem Höchstmaß an Verbindlichkeiten an den Markt geben zu können, wurde in Abstimmung mit dem Bauherrn für die Ausschreibung die größtmögliche Bearbeitungstiefe festgelegt.

Die Grundlage für die Anfertigung der Ausschreibungsunterlagen bildete der von Leonhardt, Andrä und Partner 2009 ausgearbeitete Entwurf für die Brücke, für dessen Prüfung sich der Bauherr bereits seines Prüfingenieurs bediente. Darüber hinaus wurde schon jetzt eine ausführungsfähige statische Berechnung erstellt, um den Ausschreibungsunterlagen detaillierte Angaben über die Bewehrungsführung einzelner Bauteile, wie



4 Bauablauf mit Hilfsabspannungen
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

zum Beispiel jener der Rahmenecken der Seitenfelder, oder über die Spanngliederführung beifügen zu können. Diese weitestgehende Bearbeitungstiefe erlaubte es somit, den Bietern eine Kalkulationsgrundlage in höchst transparenter Form zu übergeben.

Basis der ausführungsfähigen statischen Berechnung war das Herstellungs-konzept der Brücke. Dieses Konzept sah zunächst die Errichtung der Seitenfelder mittels eines Traggerüsts vor. Danach sollte die Realisierung des Bogens von beiden Seiten im Freivorbau mit Hilfsabspannung erfolgen, mit Hilfspylonen auf den Rahmenecken der Seitenfelder und unter Nutzung dieser Baustelleneinrichtungen war auch die Herstellung des Überbaus über dem Bogen im Freivorbau mit Hilfsabspannung geplant.

Eine Beschreibung des Konzeptes wurde den Ausschreibungsunterlagen beigelegt, es blieb dem Bieter aber generell überlassen, welches Bauverfahren er einsetzen wollte. Dadurch war es den Bietern möglich, sich über wirtschaftliche Alternativen Gedanken zu machen und sich mit der ihnen eigenen Kompetenz gegenüber Mitbewerbern hervorzuheben. An etwaige Vorschläge war jedoch die Bedingung geknüpft, dass sie im Vergleich zu dem in den Ausschreibungsunterlagen beschriebenen Bauverfahren als technisch ebenbürtig zu beurteilen sind und dass sie den Belangen des Umweltschutzes in dem geforderten Maß Rechnung tragen.

Auch das von Arbeitsgemeinschaft (Arge) Taminabrücke in der Submission präsentierte Bauverfahren beinhaltete, den Bogen im Freivorbau mit Hilfsabspannung herzustellen, allerdings waren dazu die Hilfspylone auf den Kämpfern angeordnet. Die Bogenabspannung sollte mit geringeren Abständen für die Haltekabel ausgeführt und anstelle einer konzentrierten Verankerung der Rückhaltekabel am Brückende sollten die Verankerungen für die Rückhaltekabel aufgeteilt und die Kräfte direkt in den Baugrund eingeleitet werden. Die Realisierung des Überbaus über dem Bogen sollte zudem mit Hilfe eines Traggerüsts erfolgen, in der Mitte beginnend und dann abschnittsweise zu beiden Seiten hin. Wie in den Ausschreibungsunterlagen angeregt, war die Errichtung der Seitenfelder ebenfalls mit Hilfe eines bodengestützten Traggerüsts geplant. Anfang 2013 beauftragte der Kanton St. Gallen die Arge mit der Herstellung der Taminabrücke nach dem von ihr vorgeschlagenen Bauverfahren. Vorausgegangen war eine detaillierte Prüfung dieses Bauverfahrens besonders für die Bereiche Bogen und Überbau über dem Bogen durch den Projektverfasser.

4 Herstellung und Montage

4.1 Baustelleneinrichtung

Die Erschließung der Widerlager- und Kämpferbaustellen in den steilen Hängen war für die Arge Taminabrücke eine besondere Herausforderung. Bezüglich der Erschließung, verbunden mit den erforderlichen Einrichtungsflächen, konnte sie dabei auf die Ergebnisse umfangreicher Vorarbeiten seitens der Projektleitung zurückgreifen.

Auf der Seite Valens wurde eine Stichstraße angelegt, welche von der Valenserstraße abzweigt. Diese führt hangparallel an der Talseite des Widerlagers vorbei, und über eine Wendeschleife konnte nachfolgend der Kämpfer angefahren werden, was auf der Seite Pfäfers direkt über den vorhandenen Valurweg möglich war. Lagerflächen für die Vormontage ließen sich über die provisorische Zufahrt vom Werkhof Pfäfers aus ansteuern, ebenso die diesseitige Widerlagerbaustelle.

Für die Herstellung der Seitenfelder, den Aufbau der Hilfspylone und die Andienung der ersten Bogensegmente wurden zwei Turmdrehkräne errichtet. Wie sich später zeigte, war ihre Kapazität aber nicht ausreichend, um alle Arbeiten, wie geplant, parallel ausführen zu können. Daher wurde im weiteren Verlauf auf jeder Seite zusätzlich ein kleiner Kran angeordnet.

Für die Montage der Stahlpylone wurde das Maximalgewicht der Bauelemente auf ca. 10 t begrenzt, wobei sich aufgrund der Hebekapazität der Turmdrehkräne ergab, dass ihr Standpunkt maximal 23 m vom Pylon entfernt sein durfte. Da von diesem Standpunkt auch die Andienung der Seitenfelder und der Widerlager aus möglich sein musste, hatten sie eine Ausladung von 80 m aufzuweisen. Mit Fortschreiten der Pylonmontage war der Kran auf der Seite Pfäfers zudem noch zu erhöhen, um ein Drehen über dem Pylon zu gewährleisten. In der Endstufe hatte dieser Kran dann eine Höhe von 110 m und war damit der höchste freistehende Kran, der in Europa bisher errichtet wurde; die untersten Turmsegmente wurden speziell für jene Anforderungen gefertigt.

Für die vollständige Andienung des Bogens und des Überbaus über dem Bogen wurde im weiteren Verlauf ein Kabelkran eingesetzt. Da sich mit ihm aber keine große Transportleistung erzielen ließ, wurden für den Einbau größerer Betonmengen bei den Überbauabschnitten über dem Bogen die Turmdrehkräne mit hinzugezogen und so der durch den Kabelkran zu absolvierende Transportweg verkleinert. Es wurde mit zwei Betonkübeln betoniert und dafür eine Übergabestation eingerichtet. Mit der vorgezogenen Herstellung der Seitenfelder standen zusätzliche Lagerflächen zur Verfügung, und Materialtransporte konnten zum Teil mit Fahrzeugen über den Überbau der Seitenfelder erfolgen.

Neben der örtlichen Erschließung der Baustelle verlangte die Lage der Baustelle auch ein übergeordnetes respektive überörtliches Logistikkonzept. Der Ausbaustand bzw. die einzuhaltende Gewichtsbeschränkung auf den Zufahrtsstraßen beidseitig des Tales bedingten, dass die Logistiktransporte weitestgehend über die Zufahrtsstraße Sarelli-Pfäfers zu erfolgen hatten. Die Logistik wurde zentral koordiniert, mit dem Ziel einer effizienten Abwicklung mit möglichst wenigen Leerfahrten. Aus preislichen und ökologischen Aspekten wurde das Material überwiegend von in der Nähe angesiedelten Lieferanten bezogen. Um Transporte durch die Gemeinde Pfäfers zu begrenzen, wurde das Aushubmaterial auf baustellennahen Deponeplätzen zwischengelagert und später erneut für die Wiedererrichtung des Urgeländes verwendet. Nicht mehr benötigtes Aushubmaterial soll erst nach Fertigstellung der neuen Verbindungsstraße abtransportiert werden.

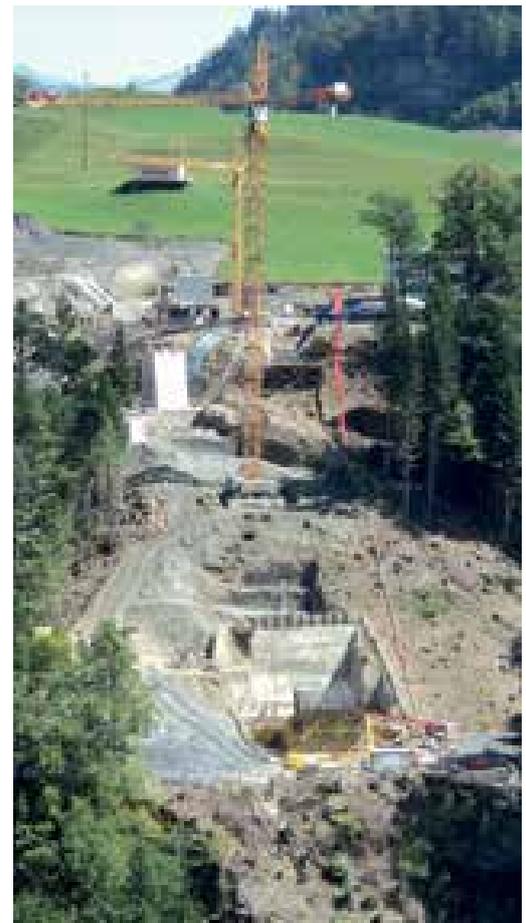
4.2 Kämpfer

Mit dem Baugrubenaushub für die Kämpfer wurde gleichzeitig eine Spritzbetonsicherung samt den geologisch notwendigen temporären Bodennägeln eingebracht, die bis in die Tiefe der oberen leicht verwitterten Felsformationen auszuführen war. Um die Eintragung der horizontalen Kräfte in den tragfähigen Fels verformungsarm zu gewährleisten, wurden die Kämpfer direkt gegen die bergseitigen Flächen der Baugrube betoniert. An den bergseitigen Flächen der Baugrube wurde auf einen maßgenauen Felsabtrag geachtet, um die Mehrmengen an Beton so gering wie möglich zu halten. Die Gestaltung der Kämpfer stellte einen gewissen Aufwand für die Schalarbeiten dar, und an der Oberseite der Kämpfer waren für verschiedene Flächen Konter Schalungen notwendig. Der Einbau der Anschlussbewehrung für den Bogen und die Kämpferpfeiler erforderte eine hohe Maßgenauigkeit, da damit bereits die Ausrichtung für diese Bauteile festgelegt wurde. Die starken Anschlussbewehrungen für den Bogen und die Kämpferpfeiler durchdringen sich und bedingten insofern detaillierte Überlegungen für die Bewehrungsführung. In die Kämpfer waren auch zahlreiche Ankerstäbe bereits mit einzubauen, die später für die Montage der Traggerüste für Bogen, Kämpferpfeiler und Pylone benötigt wurden. Der obere Bereich eines Kämpfers mit seinen Anschlüssen des Bogens und des Kämpferpfeilers wurde mit einem Beton der Festigkeitsklasse C45/55 ausgeführt, im unteren Bereich genügte ein Beton der Festigkeitsklasse C30/37. Für die in die Kämpfern einzubringenden Betone wurde in den Ausschreibungsunterlagen zusätzlich verlangt, dass während des Abbindeprozesses die Kerntemperatur nicht über 60 °C ansteigen und die Differenz zwischen der Kern- und der Außentemperatur nicht mehr als 30 K betragen durfte. Für diese Betone wurde deshalb vom beauftragten Betonlieferwerk eine spezielle Betonrezeptur entwickelt. Um nachweisen zu können, dass der Beton den Anforderungen entspricht, wurden drei Temperaturfühler in unterschiedlichen Abständen zur Kämpferoberfläche eingebaut: Die über die ersten 14 Tage gemessenen Temperaturen bestätigten die Qualität der Betone.

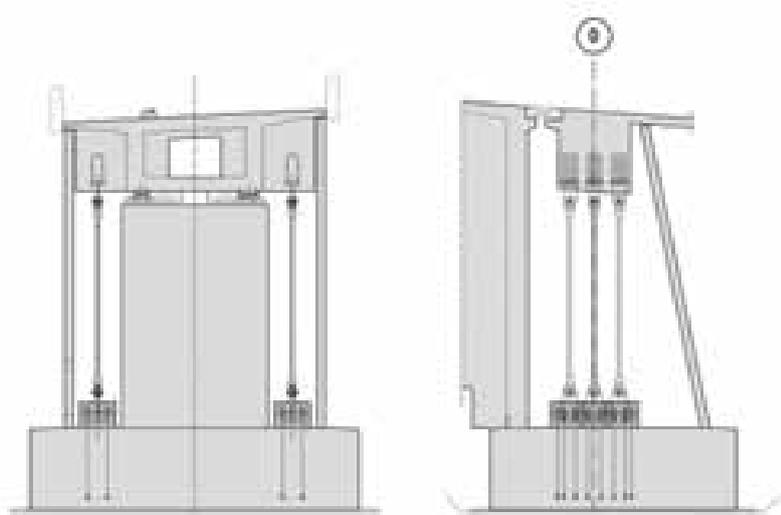


5 Kämpfer auf der Seite Pfäfers
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

Neben den Überlegungen zur Betontechnologie waren seitens der Arge im Vorfeld auch die Abläufe für den Betoneinbau zu organisieren. Beim Kämpfer auf der Seite Pfäfers umfasste der letzte Betonierabschnitt den Einbau von ca. 1.200 m³. Da vom Umschlagplatz mit den Betonmischfahrzeugen bis zu seinem Einbauort innerhalb der Baustelle der Beton noch über eine Entfernung von ca. 80 m gepumpt werden musste, ergab sich eine Betonierleistung von ca. 35 m³/h, so dass eine Betonierzeit von ca. 35 h einzuplanen und die Logistik dafür zu realisieren war. Zusätzlich hat man frühzeitig die von den unumgänglichen Nachtarbeiten betroffenen Bewohner der Gemeinde Pfäfers über den Termin sowie die Art der Maßnahmen informiert und damit ein gewisses Verständnis erreichen können. Am 21. August 2013, morgens wurde mit dem Betonieren des letzten Abschnittes für den Kämpfer begonnen und am darauffolgenden Tag nachmittags nach insgesamt 40 h durchgängigen Betonierens dessen Ausführung erfolgreich abgeschlossen.



6 Betonieren der Kämpfer
© Tiefbauamt Kanton St. Gallen



7 Lagerung in Achse 0
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

4.3 Widerlager

Die Widerlagerkonstruktion ist zweigeteilt und besteht aus der massiven Auflagerbank, daran schließt eine geschlossene Rahmenkonstruktion an, über welche die Fahrbahn zunächst weitergeführt wird, bis mittels einer Schleppplatte der Übergang zum Straßenkörper erfolgt. Die gesamte Widerlagerkonstruktion ist im verwitterten Fels flach gegründet.

Seitlich neben der 5,30 m breiten Auflagerbank sind vorgespannte Seile angeordnet, um ein Abheben der Lager zu verhindern: Mit der Vorspannkraft in den Seilen wird die abhebende Lagerkraft überdrückt. Oben sind die Gabelanschlüsse der vollverschlossenen Seile mit Laschen verbolzt, die wiederum mittels Schlaufen aus Bewehrungsstahl im Querträger verankert sind. Die Verankerung der Seile unten in die Widerlagerfundamente wurde so ausgeführt, dass ein »indirektes« Spannen der Seile möglich blieb. Dazu wurden die Seile mittels Laschen an eine ausgesteifte Stahlplatte angeschlossen und diese Stahlplatte gleichzeitig auch für die Verankerung der in das Fundament einbetonierten Stabspannglieder genutzt. Die Länge der Seile wurde so bestimmt, dass im nicht gespannten Zustand die Stahlplatte noch einen gewissen Abstand zur Fundamentoberseite aufweist. Durch das Spannen der Stabspannglieder und das damit einhergehende »Herunterdrücken« der Stahlplatte wurde die geplante Vorspannkraft in die Seile eingetragen. Die Stahlplatten wurden dreigeteilt ausgeführt und ermöglichen damit das Auswechseln einzelner Seile; während solcher Arbeiten

können die an den beiden anderen Stahlplatten angeschlossenen Seile gespannt bleiben. Aus Korrosionsschutzgründen erfolgte zudem nachträglich das Einbetonieren des gesamten unteren Ankerkörpers.

Erst während der Detailplanung der Widerlager wurde unter Sicherheitsaspekten mit dem Bauherrn gemeinsam festgelegt, die Seile mittels Betonwänden einzuhausen, wodurch sich die Gesamtbreite für das Widerlager zu 9,50 m ergab. Um die Seile sicher verankern zu können und die Weiterleitung der Zugkräfte zu gewährleisten, wurden die Fundamente für die Auflagerbänke 3,00 m dick ausgeführt.

Die längslaufenden Wände der angrenzenden Rahmenkonstruktion lagern auf einer Seite auf den Fundamenten für die Auflagerbank, gründen in der Mitte auf einem Einzelfundament und sitzen auf der anderen Seite auf dem Streifenfundament für die abschließende Querwand auf. Um die ca. 25 m langen Seitenwände der Rahmenkonstruktion fugenlos zu errichten, wurden die nachfolgend erläuterten Überlegungen realisiert: Für die Herstellung der Rahmenkonstruktion wurde zusammen mit der Arge ein Betonierplan erarbeitet, der vorsah, dass zuerst von beiden Seiten ca. 11 m lange Abschnitte betoniert werden. Zwischen den beiden Abschnitten blieb eine ca. 3 m große Fuge offen, damit die anfänglichen Schwindverkürzungen des Betons zwängungsfrei ablaufen konnten. Das Schließen dieser Lücke selber wurde auf den spätesten, baubetrieblich noch zu vertretenden Zeitpunkt festgelegt.

Um die zwängungsfreie Verkürzung der Wandabschnitte zu sichern, wurden ihre Auflagerpunkte auf den mittigen Fundamenten mit einer Trennlage versehen: »Festpunkte« sind auf der einen Seite die Auflagerbank bzw. auf der anderen die abschließende Querwand. Zusätzlich wurden die Oberflächen der zwischen den Auflagerpunkten ausgeführten Abtreppungen aus Magerbeton glatt hergestellt und über eine Folieneinlage die Wandabschnitte davon getrennt. Das Einlegen einer 2 cm dicken Weichfaserplatte an den vertikalen Flächen der Abtreppungen ermöglicht dann die Längsbewegung der Wandabschnitte. Für die Längsbewehrung wurden Stababstände von 10 cm gewählt, und im Zusammenwirken mit den zuvor beschriebenen Maßnahmen konnten die Wände so erfolgreich ohne Fugen hergestellt werden.



8 Pylon und Traggerüste im Randfeld bei Pfäfers
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

4.4 Bogen

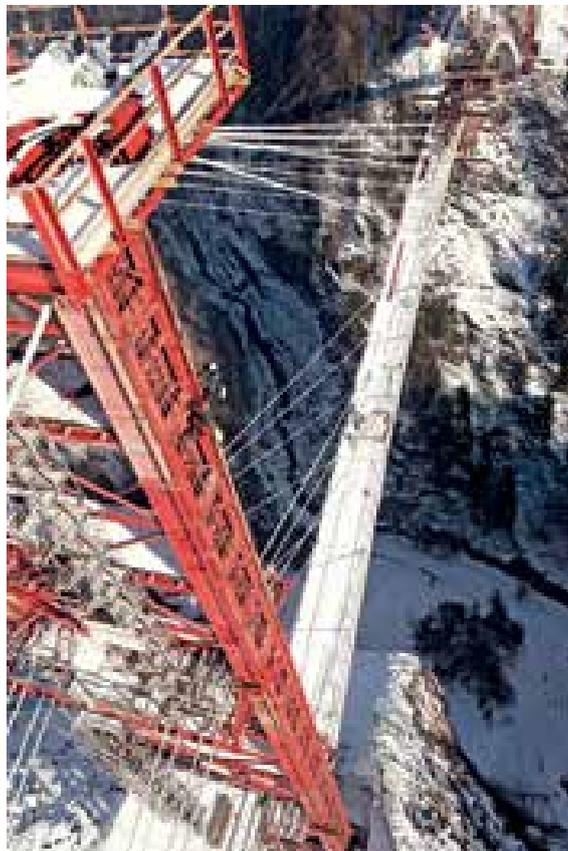
Die Stahlpylone für die temporäre Bogenabspannung wurden auf den Kämpfern positioniert, ihre Beine standen dabei seitlich neben den Kämpferpfeilern. Die Längen der Pylone betragen ca. 105 m auf der Seite Pfäfers und ca. 80 m auf der Seite Valens. Die Bogenabspannung, die zum Bogen hin angeordneten Halte- und die hangseitigen Rückhaltekelkabel umfassend, wurden aus ummantelten Monolitzen mit einem Querschnitt von 150 mm² in Stahlgüte St 1680/1860 hergestellt. Auf der Seite Pfäfers wurde die gesamte Bogenabspannung in vier und auf der Seite Valens in drei Kabelgruppen aufgeteilt, die jeweils an einem Querträger im Pylon zusammengeführt respektive gespannt wurden.

Mit der Anordnung auf den Kämpfern ergaben sich zwar deutlich höhere Pylone als bei einer Positionierung auf den Rahmenecken der Seitenfelder, die aber den Vorteil hatte, dass ein horizontaler Druckriegel für die Aufnahme der Horizontalkraft aus der Bogenabspannung und zahlreiche Felsanker in den Kämpfern für die Aufnahme der talwärts gerichteten Kraft, welche aus den schrägen Kämpferpfeilern resultierte, entfallen konnten. Mit der hier gewählten Lösung und der Aufteilung der Bogenabspannung in mehrere Gruppen war zudem eine Verkürzung der Bauzeit verbunden. Die Montage der Pylone war damit zeitlich unabhängig von der Fertigstellung der Randfelder und konnte früher begonnen

werden. Während bei der in den Ausschreibungsunterlagen beschriebenen Bogenabspannung für den Einbau der ersten Kabel der Pylon bereits vollstän-

dig montiert sein musste, genügte es im vorliegenden Fall, dass der Pylon zu diesem Zeitpunkt nur bis zum ersten Querträger montiert war. Die weitere Montage des Pylons erfolgte dann mit einem gewissen Vorlauf zur Bogenherstellung und wurde, bezüglich der Krankapazitäten, mit den parallel stattfindenden Bautätigkeiten koordiniert.

Die Konstruktion der Pylone wurde maßgeblich bestimmt von der Notwendigkeit, die Vertikalkräfte aus der Bogenabspannung abzutragen. Zusätzlich musste aber auch berücksichtigt werden, dass sich in den Pylonstielen Biegemomente aus den unterschiedlichen Kräften in den Halte- und Rückhaltekelkabel ergeben. Die Pylonbeine bestanden daher aus drei nebeneinander angeordneten Rüststützen und quer dazu positionierten Stahlprofilen HEM bzw. HEB 1000, die mit Bindeblechen vergleichbaren Stahlelementen mit den Stielen der Rüststützen verschraubt wurden. Aus den beiden Stahlprofilen und den sechs Stielen der Rüststützen resultierte für ein Pylonbein eine Querschnittsfläche von ca. 1.800 cm²: Rechnerisch wurde auf der Seite Pfäfers für die Normalkraft in einem Pylonbein der charakteristische Wert von maximal ca. 35 MN ermittelt.



9 Konstruktion des Hilfspylons
© Lehrgerüstbau GmbH



10 Auflager und seitliche Abstützung des Pylons
© Lehrgerüstbau GmbH

Wie in den Ausschreibungsunterlagen gefordert, wurden die Pylonbeine für in der Ebene der Abspannung wirkende Kräfte gelenkig gelagert und so der Einfluss der Biegesteifigkeit der Pylone auf die Systemsteifigkeit weitestgehend eliminiert. Die Zusammenführung der in den Stahlprofilen der Pylonbeine abgetragenen Normalkräfte auf solche Lager erfolgte mittels dreier massiver Fußträger aus Stahl, die wiederum auf einem mittig angeordneten Kalottenlager lagerten. Die gelenkige Lagerung der Pylonbeine verlangte, dass bei der Montage des ersten Pylonabschnittes eine temporäre Einspannung der Pylonbeine in die Kämpfer vorhanden ist, die erst mit dem Einbau der ersten Kabel deaktiviert werden konnte. Beim Rückbau des Pylons war vor dem Ausbau der letzten Kabel diese Einspannung dann wieder zu aktivieren. Für die Weiterleitung der in Brückenquerrichtung wirkenden Kräfte in die Kämpfer wurden an den Fußpunkten der Pylone Seitenführungen angebracht. Für die Aufnahme der in Brückenlängsrichtung wirkenden Kräfte wurden die Fußplatten der Kalottenlager mittels Spannschlösser an die Kämpfer angeschlossen. Im unteren Abschnitt der Pylone kreuzten die schrägen Kämpferpfeiler und es war damit nicht möglich, die Querverbände bis zu den Auflagerpunkten zu führen. An jenen Stellen mussten die Pylonbeine deshalb gegen die Kämpferpfeiler abgestützt und über die Stahlkonstruktionen die Kräfte aus den Querverbänden in die Kämpferpfeiler eingeleitet werden.

Einschließlich der vier Querträger und der jeweiligen Arbeitsplattformen wurden für den Pylon auf der Seite Pfäfers ca. 820 t Stahl montiert und für den Pylon auf der Seite Valens ca. 530 t. Die Bogenabspannung selber wurde mit geringeren Abständen ausgeführt, als es in den Ausschreibungsunterlagen vorgesehen war. Anfänglich wurden in jedem zweiten Bogensegment Haltekabel angeordnet, während zum Bogenscheitel hin, also bei nahezu horizontal verlaufenden Haltekabeln, Verankerungen in jedem Bogensegment unabdingbar waren. Aufgrund der geringeren Abstände für die Haltekabel konnte die temporäre Bogenabspannung mit kleineren und damit kostengünstigeren Einheiten ausgeführt werden, dank der kleineren, leichteren Spannpressen waren die Spannarbeiten auf den Pylonen auch einfacher zu realisieren. Die Kabel für die Bogenabspannungen beruhten grundsätzlich auf einem Litzenkabelsystem, wobei im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Kabelkräfte auf $P_{Rd} = 0,75 \cdot f_{pk} \cdot A_p$ begrenzt wurden, und zwar mit $0,75 \cdot f_{pk} = 1.390 \text{ MN/m}^2$.

Auf der Basis der von der Arge Tamina-Brücke konzipierten Kabelanordnung wurde von Leonhardt, Andrä und Partner im Rahmen der statischen Berechnungen die erforderliche Anzahl von Litzen für jedes Kabel und die zugehörige Vorspannkraft festgelegt.

Die Kabelkräfte wurden so eingestellt, dass bei Errichtung des Bogens ein späteres Nachspannen oder Ablassen einzelner Kabel entfiel und es nur beim Rückbau der Bogenabspannung notwendig war, die Kräfte in einzelnen weiter unten angeordneten Kabeln vorab zu reduzieren, um so die Beanspruchungen im Bogen und Pylon auf die zulässigen Werte zu begrenzen.

Die Ankerkörper für die Einleitung der Kabelkräfte in den Bogen bestanden aus handelsüblichen, nicht zugänglichen Festankern des Litzenspannverfahrens BBR VT CONA CMI, in die kurze Litzenstücke eingesetzt wurden.

Es kamen vier Ankerkörpergrößen zur Anwendung, jeweils für 7, 12, 14 und 24 Litzen, so dass sich alle benötigten Kabelgrößen im Bogen verankern ließen; bei einer dazwischenliegenden Litzenanzahl für ein Kabel wurde der nächste größere Anker nicht voll belegt.



11 Temporäre Abspannung des Bogens
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

Die vormontierten Ankerkörper wurden lagegenau in die Bogensegmente eingebaut und die Litzen der Haltekabel über Einzelkopplungen mit den kurzen Litzenstücken der Ankerkörper gekoppelt. Nach dem Spannvorgang wurden die Verankerungen injiziert und damit verhindert, dass sich Feuchtigkeit im Inneren des Bogens ansammelt, was sich nachteilig auf die Dauerhaftigkeit des Bauwerks ausgewirkt hätte.

Die Verankerung der Halte- und Rückhalte-kabel in den Querträgern am Pylon erfolgte mittels eigens dafür konfektionierten Ankerkörpern mit langen Übergangsröhrchen, in welchen die PE-ummantelten Litzen mündeten. Die Verankerung der Rückhalte-kabel in den Jochträgern der Rückspannblöcke wurde baugleich vorgenommen wie in den Querträgern. Für jede Kabelgruppe wurden zwei Rückspannblöcke ausgeführt und sie mit Felsankern gegen den Baugrund gespannt: mit einer Festsetzkraft, die 10 % über der Summe der charakteristischen Zugkräfte der zu verankerten Rückhalte-kabel liegt. Damit wurde gewährleistet, dass über alle Bemessungssituationen hinweg sich die Rückspannblöcke nicht vom Untergrund abheben.

Nach dem Einbau wurden die Litzen zunächst mit einer Einzellitzenpresse gestrafft und anschließend mit Spannpressen auf die definierte Spannkraft gespannt. Um möglichst schnell mit dem Spannen beginnen zu können, wurden die von der Bogenherstellung unabhängigen Litzen der Rückhalte-kabel vorausgehend montiert und gestrafft. Das Spannen der Kabel erfolgte dann abwechselnd auf der Halte- und Rückhalteseite, dazu wurden die Spanninkremente so festgelegt, dass zu keinem Zeitpunkt die Differenz zwischen der Horizontalkraft der Haltekabel und der Rückhalte-kabel den Betrag von 150 kN überschritt, bei den oberen Kabelebenen war dieser Betrag sogar auf 100 kN zu begrenzen. Der Grund hierfür lag in der geringen Zugtragfähigkeit der geschraubten Stöße mit vier M 20 für die Stiele der Rüststützen: Beim Spannen der ersten Kabel einer neuen Ebene kann die Differenz zwischen der Horizontalkraft der Haltekabel und der Rückhalte-kabel zunächst nur über Biegung im auskragenden Pylonabschnitt abgetragen werden, und durch die daraus resultierenden Zugkräfte in den Stielen werden die Schraubverbindungen entsprechend beansprucht, am höchsten am unteren Anschluss der Stiele an den Quertäger.

Bei einer Einsatzdauer von maximal einem Jahr wurde auf Korrosionsschutzmaßnahmen insgesamt für die Bogenabspannung verzichtet. Der Ausfall eines Kabels wurde rechnerisch nachgewiesen, und der Austausch eines einzelnen Kabels blieb prinzipiell jederzeit möglich.

Das Spannen der Halte- und Rückhalte-kabel selber erfolgte kraftgesteuert. Für jeden einzelnen Spannvorgang lagen Angaben für die damit einhergehenden horizontalen Auslenkungen des Pylons und für die Höhe der Spitze des Bogenabschnittes vor. Während der gesamten Spannarbeiten wurden diese Angaben vermessungstechnisch überwacht. Dabei zeigte sich, dass mit zunehmender Länge des bereits hergestellten Bogenabschnittes schon geringe Spannkraftänderungen ausreichten, um sowohl die Höhe der Bogenabschnittsspitze als auch die horizontale Auslenkung des Pylons zu »justieren«. Dass geringe Spannkraftänderungen in den Bauteilen nur unwesentlich beeinflussten, wurde genutzt, um während der Bogenherstellung die geometrischen Kontrollwerte für die Bogenüberhöhung einzuhalten.

Die Kontroll- und Überhöhungswerte wurden relativ zum zuletzt hergestellten Bogensegment ausgewiesen und erlaubten so eine von Temperatureinflüssen unabhängige Vorgehensweise. Für Halte- und Rückhalte-kabel wurden insgesamt ca. 180 t Spannstahl benötigt, trotz längerer Rückhalte-kabel für die ausgeführte Bogenabspannung also 75 t weniger, als in den Ausschreibungsunterlagen ausgewiesen worden war. Die Gründe hierfür sind in den geringeren

Kabelabständen zu sehen, die für eine kontinuierliche Abstützung des Bogens sorgten, und in der Verwendung kleinerer Kabeleinheiten, die eine wirtschaftlichere Auslegung der Bogenabspannung insgesamt erlaubten.

In den Ausschreibungsunterlagen waren Mindestwerte für die Dehnsteifigkeiten der Pylone und für die Kabelsteifigkeiten definiert, damit sollten die Beanspruchungen im Bogen während seiner Herstellung in vertretbaren Grenzen gehalten werden. Mit den realisierten Pylonen und der Bogenabspannung wurden diese Vorgaben nicht erfüllt, was als ursächlich für den höheren Bewehrungsgehalt im Bogen im Vergleich zur ausgeschriebenen Menge eingeschätzt wurde.

Der Betonbogen wurde parallel von beiden Seiten aus errichtet: von der Seite Pfäfers in 32 Segmenten und von der Seite Valens in 23. Die Herstellung eines Segmentes unterteilte sich in folgende Arbeitsschritte:

- Freivorbaugerüst absenken und vorfahren,
- lagemäßiges Ausrichten des Freivorbaugerüsts, Einstellen der Überhöhung gemäß Angaben des Projektverfassers,
- neues Haltekabel ankoppeln,
- Spannen der Halte- und Rückhalte-kabel gemäß Spannprogramm,
- Bewehrung einbauen und bei Segmenten mit Hohlquerschnitt Innenschalung versetzen,
- Außenschalung stellen,
- Segment betonieren, in den steileren Abschnitten des Bogens bis 20° Neigung unter Einsatz einer Konter-schalung für die Bogenoberseite.



12 Freivorbaugerüst zum Betonieren
© Tiefbauamt Kanton St. Gallen

Trotz der kontinuierlichen Änderungen der äußeren Bogenabmessungen konnte eine Großflächenschalung eingesetzt werden. Die Innenschalung wurde für jedes Segment umgebaut und dazu zwischen den vier gleichbleibenden Eckelementen die dort befindliche Schalung angepasst. Die Länge der einzelnen Bogensegmente betrug ca. 5 m, zwischen den Bogenständern wurde die Segmentlänge so eingerichtet, dass die Querträger immer am Ende eines Bogensegmentes platziert waren, um sie ohne größeren Umbau der Innenschalung gleich mit zu realisieren.

Für die Herstellung eines Abschnitts war ein Wochentakt vorgesehen, allerdings wurde diese Taktzeit erst nach einer gewissen Einarbeitungszeit erreicht. Die Realisierung der Segmente mit Hohlquerschnitt erfolgte in einem Betonierabschnitt.

Die Freivorbaugerüste für die Errichtung des Bogens bestanden im Wesentlichen aus drei verschweißten räumlichen Fachwerken, sogenannten Rüstbindern, die durch obere und untere Querträger miteinander verbunden waren. Im Fall des ersten Bogensegments wurden die drei Rüstbinder mittels einbetonierter Gewindestangen biegesteif an die Kämpfer angeschlossen, um so ein auskragendes Traggerüst auszubilden. Für die Herstellung der zweiten Bogensegmente wurden die Rüstbinder dann an das erste angehängt und die Einspannung in die Kämpfer gelöst.

Zum ersten Mal vorgefahren wurden die Freivorbaugerüste für die Ausführung der dritten Bogensegmente, was mittels Zugeinrichtungen geschah, die jeweils aus einem Gleichlaufzylinder mit einer Kapazität von 700 kN an einer Gewindestange $d = 36$ mm bestanden. Sie befanden sich auf Höhe der Obergurte, in den Gassen zwischen dem Innen- und den beiden Außenbindern. Die Gewindestangen waren mit Anschlägen an den Enden der Außenbinder verankert und die Gleichlaufzylinder kraftschlüssig an den Innenbindern angeschlossen.



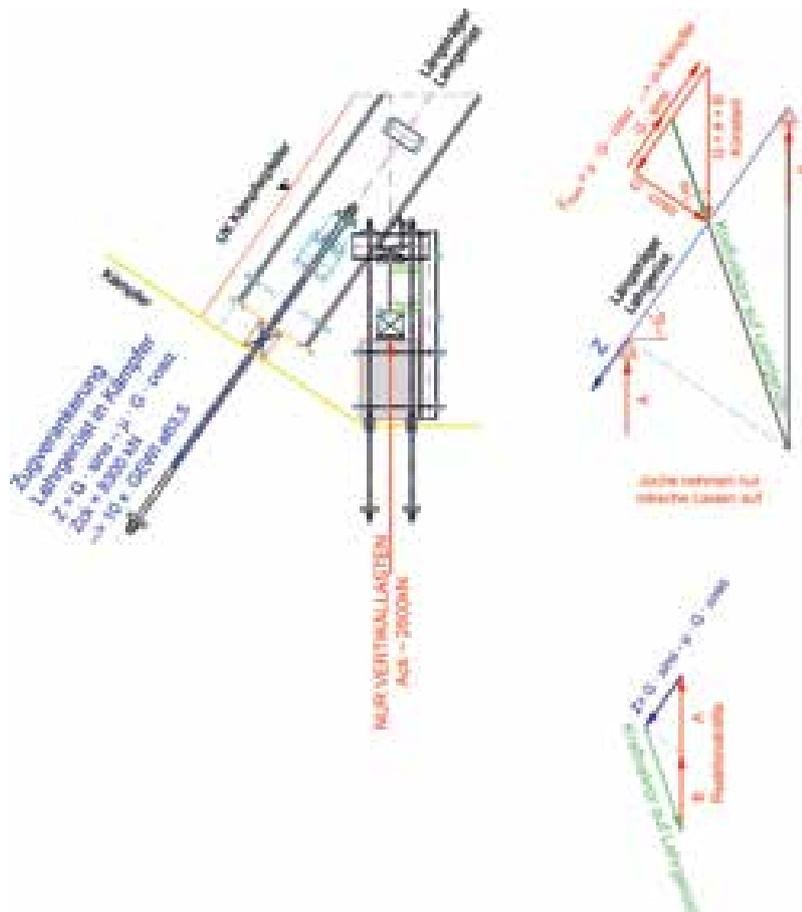
13 Traggerüst im Randfeld auf der Seite Pfäfers
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

Das Vorfahren der Freivorbaugerüste in den nächsten Betonierabschnitt erfolgte so, dass zunächst die Außenbinder inklusive Schalungsquerträgern, der Boden- und Seitenschalung und der unteren Querträger vorgezogen wurden. Während des Vorziehens der Außenbinder hing deren gesamtes Gewicht am Innenbinder, wobei dessen Obergurte als Gleitbahnen für die oberen Schalungsquerträger genutzt wurden. Nach der Fixierung der Außenbinder wurde der Innenbinder vorgezogen, dazu wurde er auf die unteren Querträger abgesenkt und auf ihnen gleitend vergezogen. Die Schlusslücke wurde mit dem Freivorbaugerät verwirklicht, welches bis dahin für die Herstellung des Bogenabschnittes auf der Seite Pfäfers eingesetzt wurde. Dazu schloss man auf der Seite Pfäfers mittels zweier zug- und druckfester Auflagerpunkte die Rüstbinder biegesteif an den Bogen an. Auf der Seite Valens konnten zum Betonieren der Schlusslücke die Rüstbinder kraftschlüssig an den Bogen hochgezogen werden. Dank dieser Lagerung und der dafür ausreichenden Steifigkeit der Rüstbinder wurde verhindert, dass sich die beiden Bogenhälften während des Betonierens in vertikaler Richtung unterschiedlich zueinander bewegten. Um Differenzverschiebungen in Längsrichtung während des Betonierens und Erhärtens des Betons zu vermeiden, wurden zusätzlich mehrere Stäbe der Längsbewehrung miteinander verschweißt.

Für den Abbau der Freivorbaugerüste war geplant, sie mit Hilfe von Seilwinden in das Taminatal abzulassen und dort auf einer Arbeitsbühne zu demontieren. Kurz davor, während der Winterpause 2014–2015, wurde die dafür installierte Arbeitsbühne aber durch einen Erdbeben zerstört und auf ihren Wiederaufbau aus Sicherheitsgründen verzichtet. Man war daher gezwungen, in der letzten Betonierstellung beide Freivorbaugerüste mit einem auf dem Bogen angeordneten Hilfskran kleinteilig zu demontieren und mit dem Kabelkran auszuheben.

4.5 Überbau und Kämpferpfeiler

Die Herstellung der Seitenfelder erfolgte mittels eines bodengestützten Traggerütes. Für die schrägen Kämpferpfeiler war von der Arge Taminabrücke zunächst geplant, das in den Ausschreibungsunterlagen beschriebene Konzept umzusetzen. Dabei sollten die Kämpferpfeiler mittels einer Selbstkletterschalung abschnittsweise hergestellt und sie währenddessen, entsprechend den statischen Erfordernissen, gegen den Baugrund abgestützt werden.



14 Detail: Traggerüstfußpunkt eines Kämpferpfeilers
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

Wirtschaftliche Überlegungen führten dann aber zu der Lösung, auch die Kämpferpfeiler mittels eines bodengestützten Traggerüsts abschnittsweise zu realisieren. Hierfür kamen Rüstträger HEB 1000 zum Einsatz, welche auf Hilfsjochen lagerten. Die Bodenschalung wurde vorauslaufend über die gesamte Höhe der Pfeiler verlegt und sorgte so für eine kontinuierliche Abstützung bei ihrer Herstellung. Die Elemente für die Seiten- und Deckenschalung wurden nur für einen Bauabschnitt vorgehalten und jeweils neu eingerichtet und montiert. Ebenso wie beim Bogen musste die Innenschalung für jedes Segment umgebaut werden, indem zwischen den vier gleichbleibenden Eckelementen die dazwischenliegende Schalung angepasst wurde.

Bei schrägen Traggerüsten hängt die Beanspruchung für die Joche entscheidend vom Reibungskoeffizienten zwischen der Schalung und dem Frischbeton ab. Für dieses Projekt wurde er mit $\mu = 0,25$ festgelegt. Für die richtige Ermittlung der Beanspruchungen auf die

Joche muss das lotrecht wirkende Betongewicht in die Komponenten $G \cdot \sin \alpha$ in Richtung der Längsträger und $G \cdot \cos \alpha$ senkrecht auf die Rüstträger aufgeteilt werden. Die in Richtung der Längsträger wirkende Komponente, reduziert um den Anteil aus Reibung, wird vom Kämpfer bzw. von den bereits betonierten Bauabschnitten aufgenommen, wobei die verbleibende Kraft aus den Vektoren $G \cdot \cos \alpha$ und $F_{\text{reib}} = \mu \cdot G \cdot \cos \alpha$ über das Traggerüst abzuleiten ist. Werden die Joche in der Berechnung als horizontal verschiebbliche Lager abgebildet, ergibt sich die Notwendigkeit, die Rüstträger zugfest in den Kämpfern zu verankern. Im vorliegenden Fall war es nur möglich, die Zugverankerung in Richtung der Rüstträger einzubauen, und aus Gleichgewichtsbedingungen folgte daraus, dass die Joche wiederum für das lotrecht wirkende Betongewicht auszuliegen waren. Die in die Kämpfer einzuleitende Zugkraft $Z = G \cdot \sin \alpha - \mu \cdot G \cdot \cos \alpha$ betrug auf der Seite Pfäfers 8,30 MN und wurde mit zehn Gewindestäben $d = 63,50 \text{ mm}$ im Kämpfer verankert.

Zeitgleich mit der Montage des Traggerüsts für die Kämpferpfeiler konnte zwischen ihnen und den Widerlagern schon jenes für die Herstellung der Seitenfelder errichtet werden. Um größere Jochabstände zu realisieren, setzte man dafür Fachwerkträger ein: Unter den Stegen wurden drei Fachwerkträger nebeneinander angeordnet, um so der hohen Betonlast in diesem Bereich Rechnung zu tragen. Zwischen den äußeren beiden Fachwerkträgern wurden horizontale Verbände und Diagonalen eingebaut und so ein räumliches Fachwerk erzeugt, über das horizontal angreifende Einwirkungen zu den Jochen geführt wurden. Auf den Fachwerkträgern lagen Querträger, in der Regel Profile HEB 300, auf denen die Bodenschalung inklusive Überhöhungsleisten über die Länge des jeweiligen Bauabschnittes aufgebaut wurde.

Der Überbau selbst wurde in zwei Abschnitten betoniert. Der zuerst betonierete Trog wurde rechnerisch für die Abtragung des Betongewichts der Fahrbahnplatte mit herangezogen, damit konnten die Beanspruchungen in den Fachwerkträgern verringert werden.

Bei der Planung der Traggerüste für die Kämpferpfeiler und den Überbauabschnitt in den Seitenfeldern war zu berücksichtigen, dass die Standsicherheit dieses Bauteils alleine nicht gegeben war und erst durch die Verbindung mit dem Überbau über dem Bogen vorhanden sein würde; die Stützweiten der Rahmenkonstruktionen betragen auf der Seite Pfäfers ca. 90 m und auf der Seite Valens ca. 70 m, gemessen zwischen dem Fußpunkt der Kämpferpfeiler und der Lagerachse am Brückenende. Keine Option war der Verbleib des Traggerüsts bis zur Fertigstellung des Überbaus über dem Bogen, da das Rüstmaterial an anderer Stelle benötigt wurde. Um die Standsicherheit der Randfelder im Bauzustand trotzdem zu gewährleisten, wurden die Joche unter den Rahmenecken als Hilfsstützen verwendet. Dafür wurden jeweils



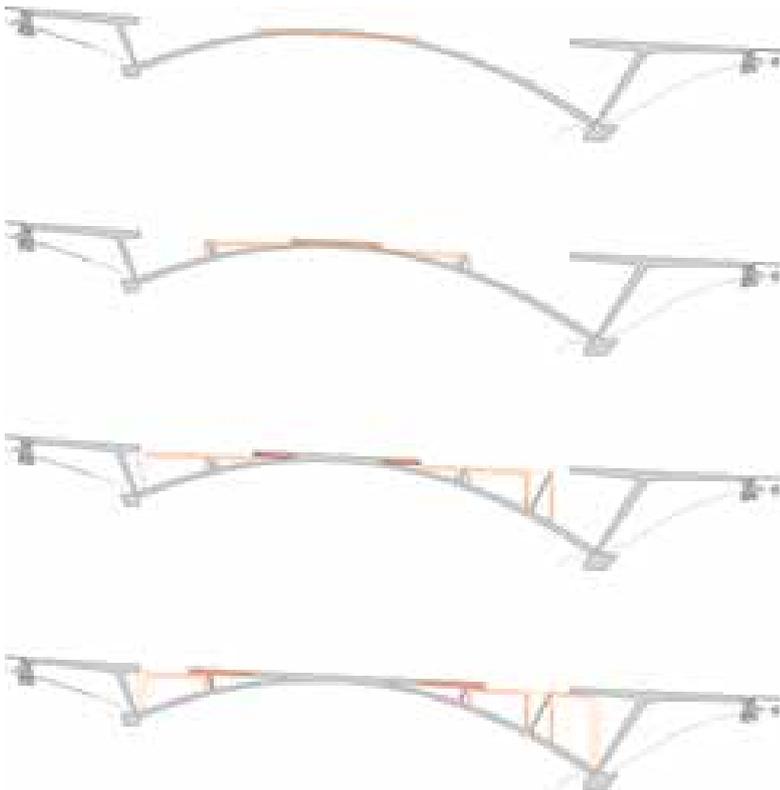
15 Betonieren des Überbaus im Randfeld
© Tiefbauamt Kanton St. Gallen

die Stiele der Rüststütze auf einer Seite über einen H-förmigen Kopfrahm mit einander verbunden und mittels zweier Schwerlastzylinder unter jedem Steg ein Lagerpunkt gebildet. Mit dem Absenken

des Traggerüsts erfolgte automatisch die Aktivierung der Hilfsstützen, ein vorgängiges Anfahren der Pressen auf eine definierte Kraft war dazu nicht erforderlich.



16 Hilfspfeiler im Randfeld auf der Seite Pfäfers
© Leonhardt, Andrä und Partner AG



17 Bauablauf: Überbau über dem Bogen
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

Erst nach der Fertigstellung des Überbaus können die Hilfsstützen entfernt werden. Dazu werden die Pressen hydraulisch eingefahren und die Hilfsstützen, auf den Fußträgern gleitend, seitlich herausgezogen und anschließend abgebaut.

Die Herstellung des Überbaus über dem Bogen erfolgt abschnittsweise mittels eines Traggerüsts, das sich auf dem Bogen abstützt. Nach der Realisierung des Abschnitts im Bogenscheitelsbereich ist der Überbau in jeweils vier Bauab-

schnitten nach beiden Seiten bis zum Anschluss an die Seitenfelder auszuführen. Um die Beanspruchung für den Bogen zu begrenzen, ist bei zugehörigen Bauabschnitten der Trog zuerst auf einer Seite zu betonieren, anschließend jener des gegenüberliegenden Abschnittes und dann nacheinander die entsprechenden Fahrbahnplatten.

5 Zusammenfassung

Die Herstellung der Taminabrücke erfolgte nach einem von der Arbeitsgemeinschaft Taminabrücke vorgeschlagenen Bauverfahren. Für die Ausführung des Bogens im Freivorbau mit einer temporären Abspannung wurde an dem in den Ausschreibungsunterlagen beschriebenen Konzept grundsätzlich festgehalten, die Änderungen betrafen lediglich die Standorte der Pylone sowie Anordnung und Größe der Kabel für die Bogenabspannung.

Nach Errichtung der Seitenfelder mittels eines Traggerüsts wurde auch der Überbau über dem Bogen abschnittsweise mit einem Traggerüst realisiert. Neben wirtschaftlichen Gründen sprach für diese Entscheidung aus Sicht der Arge die damit verbundene einfachere Herstellung des Überbaus.

Die Anordnung der Pylone auf den Kämpfern wirkte sich vorteilhaft auf die Bauzeit aus, da sich so die Möglichkeit eröffnete, mehrere Tätigkeiten zeitgleich auszuführen.

Aus den örtlichen Gegebenheiten resultierten hohe Anforderungen an die Bauausführung. Die baureife Verwirklichung des Entwurfs bedingte zusätzlich die Planung und Umsetzung verschiedenster Bauverfahren. Parallel zu erbringende Bauleistungen auf einem beengten, schwer zugänglichen Baufeld verlangten im Vorfeld von der Arge eine detaillierte Konzeption für die Baustelleneinrichtung und Bauhilfsmaßnahmen.



18 Überbauerstellung über dem Bogen mittels Traggerüsts
© Leonhardt, Andrä und Partner AG



19 Wettbewerbsentwurf: Taminabrücke als Visualisierung
© Tiefbauamt Kanton St. Gallen

Neben Entwurf und Ausführungsplanung führte Leonhardt, Andrä und Partner im Auftrag des Tiefbauamts St. Gallen auch die statisch-konstruktive Prüfung sämtlicher Bauhilfsmaßnahmen durch, verbunden mit der stichprobenartigen Überprüfung der montierten Traggerüste.

Autor:
Dipl.-Ing. Holger Haug
Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG,
Stuttgart

Bauherr
Tiefbauamt Kanton St. Gallen

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

Bauleitung
Leonhardt, Andrä und Partner,
Beratende Ingenieure VBI AG, Stuttgart
dsp Ingenieure Planer AG, Greifensee, Schweiz

Prüfingenieure
Prof. Dr.-Ing. Thomas Vogel, Zürich
Pascal Klein, Dipl.-Ing. ETH SIA USIC, Zürich

Bauausführung
Arbeitsgemeinschaft Taminabrücke, Pfäfers, Schweiz

engineering connections®

since 1963

mageba ist einer der weltweit führenden Hersteller von Bauwerkslagern, Fahrbahnübergangskonstruktionen sowie weiteren hohen Qualitätsprodukten und Dienstleistungen.

In den letzten 10 Jahren hat mageba ihr Produktportfolio im Bereich des Erdbebenschutzes und der Bauwerksüberwachung kontinuierlich erweitert.

Bis heute hat mageba Lager und Dehnfugen für mehr als 20.000 Bauwerke geliefert, von denen einige zu den größten Brückenbauwerken der Welt zählen.

Die mageba wurde 1963 gegründet und beschäftigt über 800 Mitarbeiter. Mit weltweit mehr als 50 Partnergesellschaften sind wir für unsere Kunden auf den lokalen Märkten tätig.

Besuchen Sie den Stand der mageba Deutschland beim 16. Symposium Brückenbau in Leipzig und informieren Sie sich auf mageba-germany.de.

- Bauwerkslager
- Erdbebenschutz
- Dehnfugen
- Bauwerksüberwachung



Neubau einer zweigleisigen Verbundkonstruktion Eisenbahnbrücke über die Autobahn bei Kramsach

■ ■ ■ von Helmut Mosheimer

Nach einer Bauzeit von nur sieben Monaten wurde die zweite Generation der Eisenbahnbrücke über die Autobahn A 12 bei Kramsach in Tirol für den Zugverkehr freigegeben und damit eine bestehende Langsamfahrstrecke zwischen Wörgl und Innsbruck aufgehoben. Die neue Konstruktion ist eine dauerhafte und wartungsarme zweigleisige Verbundstruktur, die den steigenden Anforderungen des Eisenbahnverkehrs gerecht wird. Zudem ist mit ihrer Errichtung eine erhebliche Verbesserung im Bereich des Lärmschutzes gegenüber den Vorgängerversionen verbunden. Das optisch ansprechende Bauwerk mit einer Stützweite von 100 m überspannt die vierspurige Inntalautobahn in einem Kreuzungswinkel von ca. 45° ohne Mittelpfeiler.

1 Einleitung

Im Rahmen der regelmäßigen Inspektionen an der Bestandsbrücke wurden vermehrt Schäden, insbesondere im Bereich der Quersteifenanschlüsse festgestellt, so dass eine Nachrechnung des Bauwerks zur Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit, des Traglastverhaltens und der Ermüdungsfestigkeit veranlasst wurde. Die Nachrechnungsergebnisse führten zur Erkenntnis, dass die aufgetretenen Schäden vor allem aus Konstruktions- und Dimensionierungsmängeln resultieren und mit einer Sanierung und Verstär-

kung der Gesamtstruktur die Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit sowie die erforderliche Ermüdungsfestigkeit für das Lastmodell (LM) 71 mit $\alpha = 1,21$ (SW/2) nicht wirtschaftlich und dauerhaft erreicht werden können.

2 Bestandsbauwerk

2.1 Übersicht

Die zweigleisige Brenner-Eisenbahnachse überquert bei km 31.943 die Autobahn A 12 im Gemeindegebiet von Kramsach, wobei der Kreuzungswinkel nahezu 45° beträgt. Die Autobahn A 12 ist im Brückenbereich vierspurig, zuzüglich zweier Standstreifen, und im Einschnitt geführt. Die Stützweiten des zweifeldrigen Bestandstragwerkes messen 30,25 m + 30,25 m = 60,50 m.

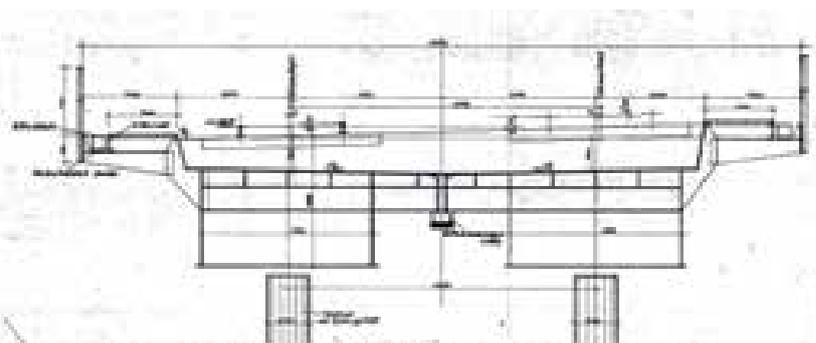
2.2 Konstruktion

2.2.1 Tragwerk

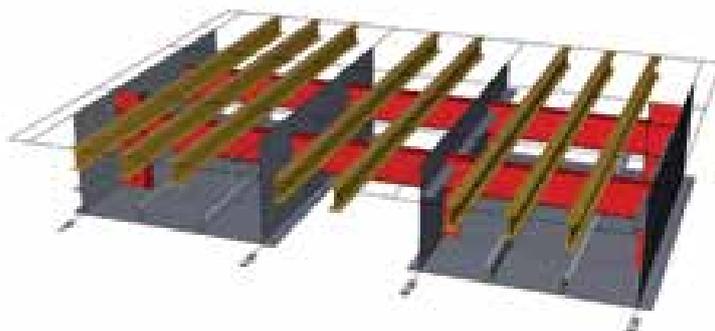
Das Bestandstragwerk wird im Querschnitt aus zwei Stahlhohlkästen mit oberliegender Fahrbahn, Querträgern und Quersteifen gebildet. Die beiden Stahlhohlkästen sind über Querträger miteinander verbunden. Dabei hat sich gezeigt, dass sich das Tragverhalten der Konstruktion generell als nicht sehr glückliches Mittelding zwischen einer formstifen zweigleisigen Struktur und zwei unabhängigen eingleisigen Überbauten darstellt. Die Querträger sind einerseits zu schwach dimensioniert, um den Gesamtquerschnitt bei eingleisiger Belastung wirksam zu aktivieren, andererseits aber zu steif, um die Relativverschiebungen auszufedern.

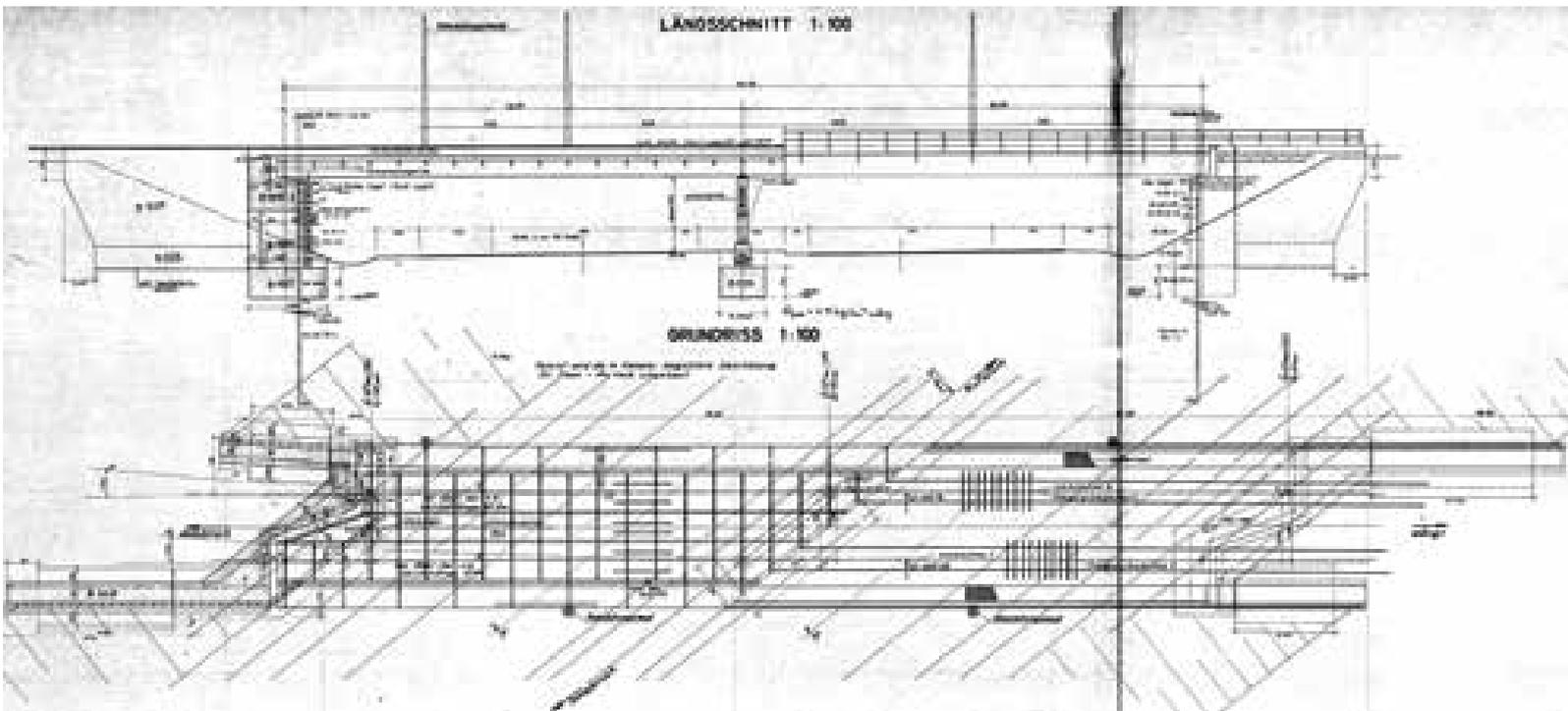


1 Lageübersicht
© ÖBB-Infrastruktur AG



2 3 Querschnitt des Bestandsbauwerks
© ÖBB-Infrastruktur AG





4 5 Bestandsbauwerk: Längsschnitt und Draufsicht
© ÖBB-Infrastruktur AG

2.2.2 Widerlager und Stützen

Die Bestandswiderlager wurden als flach fundierte Schwergewichtswiderlager mit Natursteinverkleidung, die Lagerbank in Stahlbeton B 300 ausgeführt. Ebenso handelt es sich bei den Flügeln um flach fundierte Schwergewichtsmauern. Die Mittelstützen fungieren als flach fundierte Pendelstützen, die im Mittelstreifen der Autobahn angeordnet sind. Die Pendelstützen sind mit einem Anprallschutz ausgestattet.

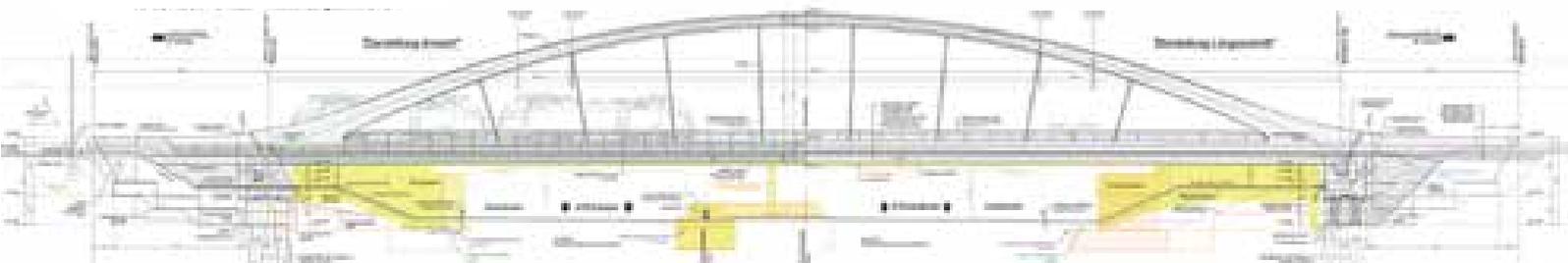
3 Neuplanung

3.1 Allgemeine Grundsätze

Für die Wahl der Tragstruktur waren die Vorgabe der Gleislagen, eine stützenfreie Konstruktion und die Einhaltung des Lichtraumes der A 12 die entscheidenden Kriterien. Aufgrund dieser Kriterien und der zwingenden Beibehaltung der Eisenbahn- und Autobahnnivelletten war ein Konzept mit untenliegender Fahrbahn zielführend.

Die Wahl einer Bogenkonstruktion stellt für die Anforderungen an das Tragwerk und aus Aspekten der Gestaltung die

optimale Lösung dar. In Querrichtung erfolgt die Lastableitung durch eine Ort betonplatte, die biegesteif über Verbunddübelkonstruktionen an den Streckträgern angeschlossen ist. Die Bauwerksuntersicht wurde aus Gründen der exponierten Tragwerkslage knapp über der Autobahn vollkommen eben und glatt realisiert.



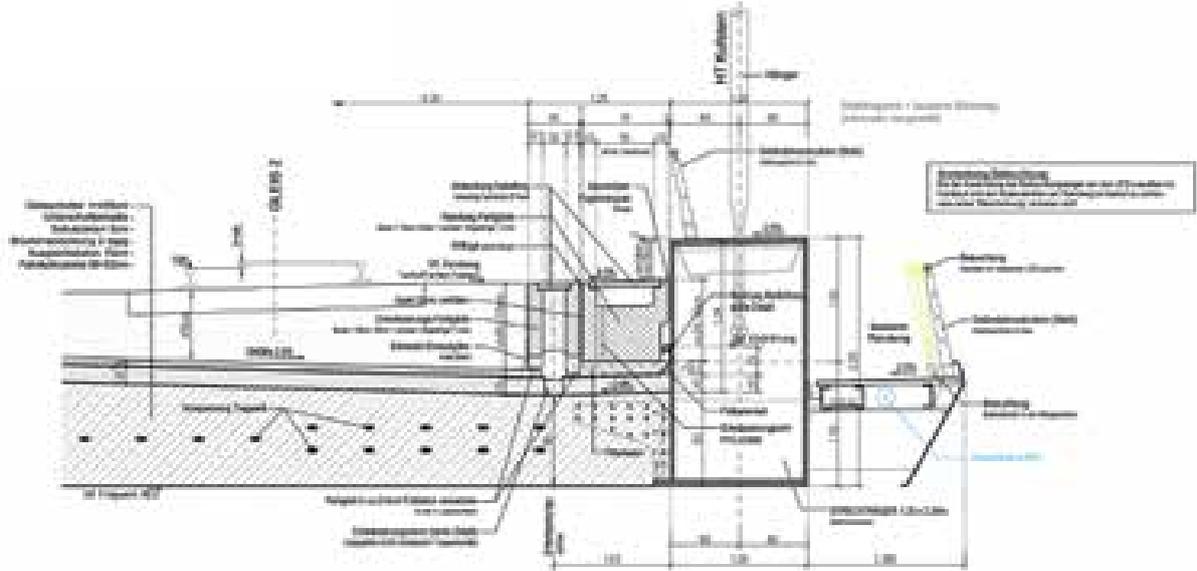
6 Längsschnitt der Neukonstruktion
© ÖBB-Infrastruktur AG

3.2 Tragwerk

Gewählt wurde also ein zweistegiges Bogentragwerk ohne Queraussteifung im Bogenbereich in Stahlbauweise mit einer Fahrbahnplatte aus Ortbeton. Die Fahrbahnplatte hat eine Gesamtbreite von 11,80 m und ist mit 2,50 % Quer-gefälle, ausgehend vom Hochpunkt in Querschnittsmitte, ausgebildet. Ihre Dicke misst am Entwässerungsknick 80 cm und nimmt zur Tragwerksmitte auf 93 cm zu. Die Hauptträger haben einen Achsabstand von 13,00 m zueinander.



7 Neue Brücke als Visualisierung © ÖBB-Infrastruktur AG

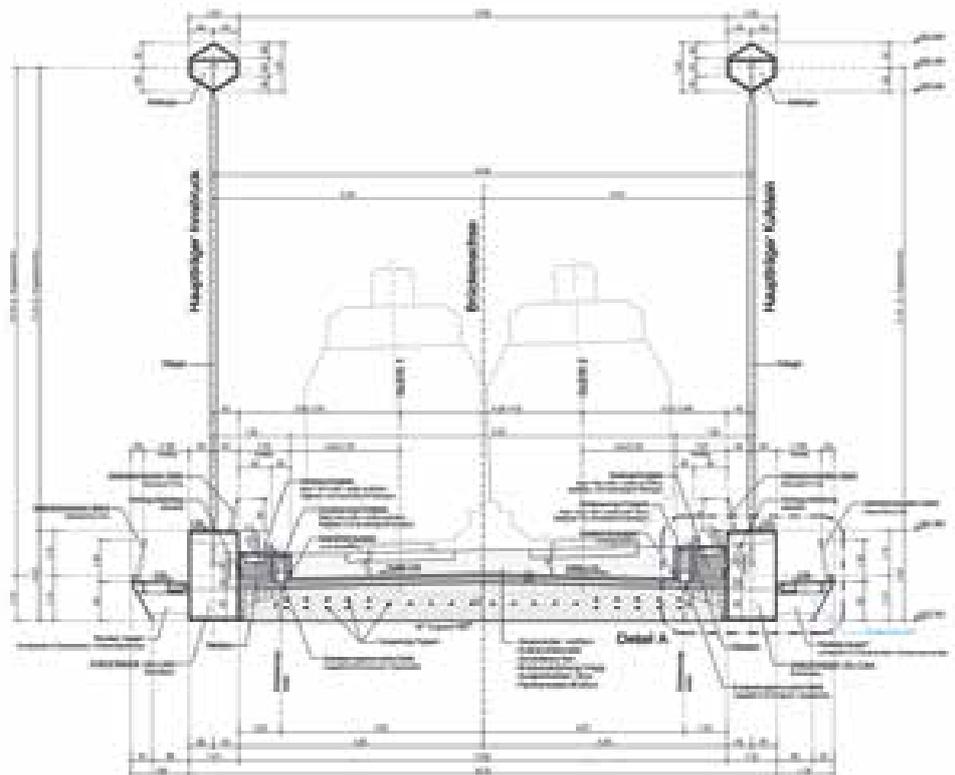


8 Detail: außenliegender Randweg © ÖBB-Infrastruktur AG

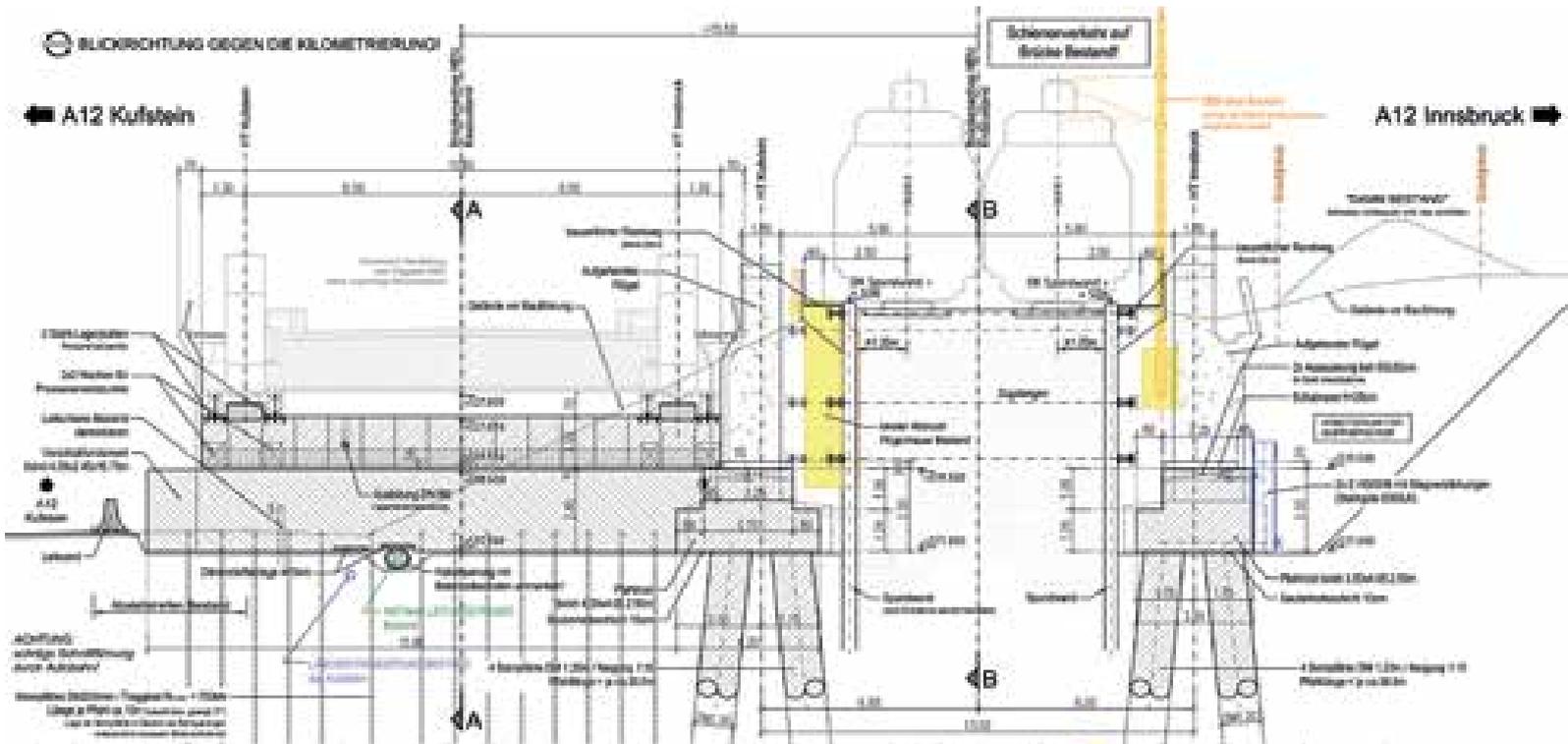
Beidseits der Bogenkonstruktion sind außenliegende Randwege und Inspektionsstege angeordnet, die mittels Stahlkonsolen an den Streckträgern montiert sind und zudem als Anfahrtschutz für die darunterliegende Autobahn konzipiert wurden. In diesen Randwegen ist auch die Verkabelung der Verstärkungsleitungen der Oberleitung untergebracht. Der Streckträger und die Fahrbahnplatte wurden mit einer planmäßigen Überhöhung von 15 cm in Tragwerksmitte im Endzustand hergestellt, um eine Längsentwässerung zu beiden Widerlagern mit einem Gefälle von 0,50 % ausbilden zu können.

Die Brückenkonstruktion weist folgende Abmessungen auf:

- Stützweite: 100,00 m
- Gesamtlänge: 102,87 m
- Gesamtbreite inklusive Bedienstege: 16,60 m
- Achsabstand der Fachwerkträger: 13,00 m
- Lichte Breite auf Schienenoberkante: 11,80 m
- Bogenhöhe über Schienenoberkante: ca. 12,12 m
- Gesamtkonstruktionshöhe: 14,05 m



9 Querschnitt in Tragwerksmitte © ÖBB-Infrastruktur AG

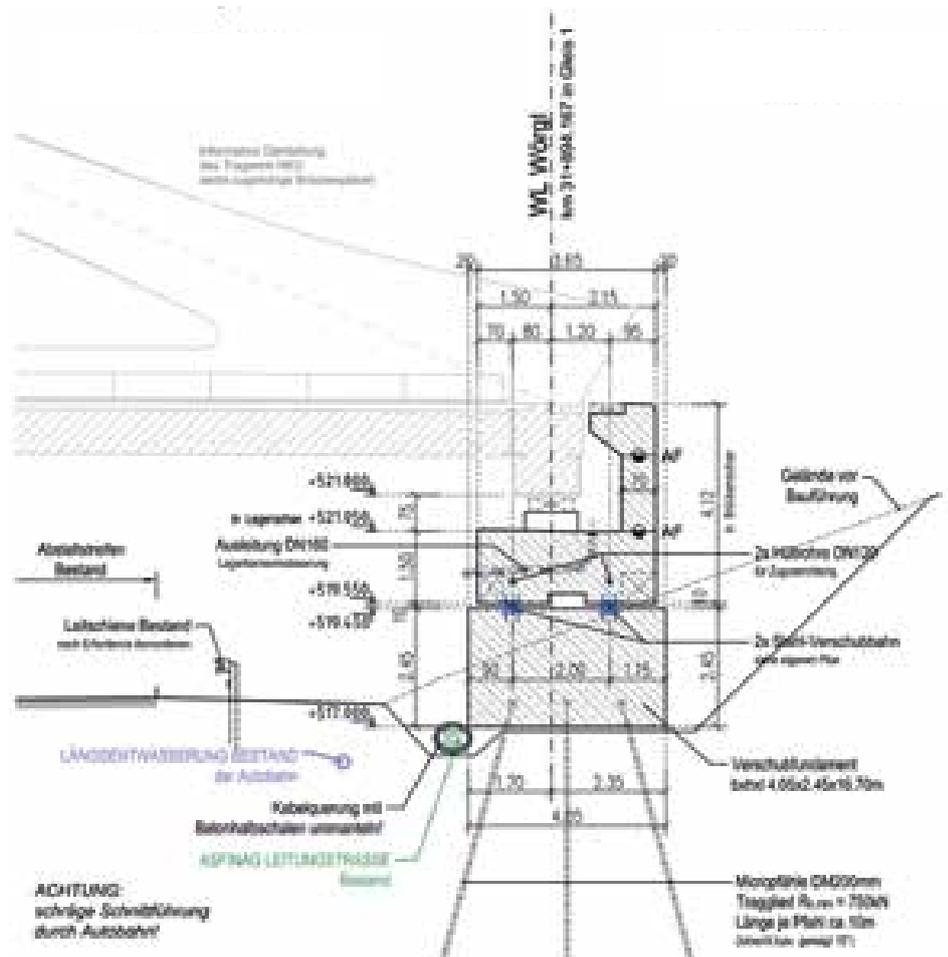


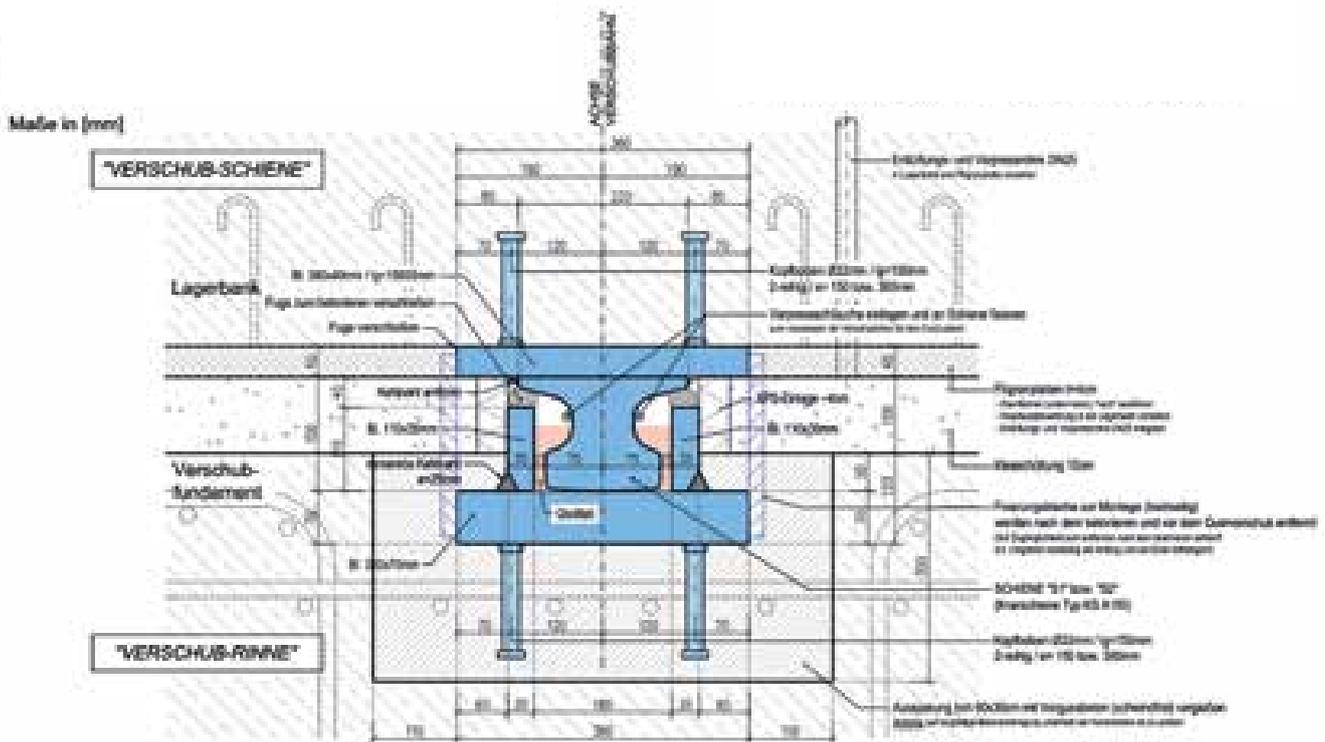
10 11 Widerlager und Lagerbank im Bauzustand © ÖBB-Infrastruktur AG

3.3 Widerlager

Die Widerlager wurden in Stahlbeton ausgeführt, wobei die Fundierung je Lagerpunkt durch Großbohrpfähle $d = 120\text{ cm}$ und eine Tiefe von 30 m erfolgte.

Beim Bauerrichtungskonzept war zu berücksichtigen, dass sowohl der Eisenbahn- als auch der Straßenverkehr grundsätzlich während der gesamten Bauzeit aufrechterhalten werden mussten. Für die Inbetriebnahme der Brücke stand lediglich eine 14-tägige Doppelgleissperre zur Verfügung. Daraus resultierend, wurden die Lagerbank und die Herdmauer neben der endgültigen Lage hergestellt und zusammen mit dem Tragwerk auf Stahlverschiebbahnen quer eingeschoben. Nach Abschluss dieses Vorgangs wurde der Verschiebspalt mittels expandierenden Vergussmörtels verfüllt.





12 Ausbildung der Verschubbahn
© ÖBB-Infrastruktur AG

Die Verschubbahn bestand aus einer Kranbahnschiene des Typs A 150 und einer geschweißten Stahlkonstruktion zur Auflagerung und Verankerung. Die Kranschiene wurde in zwei jeweils 3 m langen Teilen im Bereich der Lagerpunkte an der Lagerbank angebracht und dazu ein mit der Schiene verschweißtes Blech von 380 mm x 40 mm mit Kopfbolzendübeln in die Lagerbank eingebaut. Der untere Teil der Verschubbahn wurde an das Verschubfundament und die Pfahlkopfplatten montiert. Die Lagerbank wurde in Ortbetonbauweise errichtet. Im ersten Schritt wurden die Verschubbahnen in die Verschubfundamente und Pfahlkopfplatten versetzt.

Die Kranschiene und Verschubrinne wurden dabei werkstattmäßig vorbereitet, über Anschweißplatten miteinander verbunden und zur Aufnahme des Gleitmediums vollständig abgekapselt. Die Bereiche zwischen den Verschubbahnen sowie seitlich davon wurden zur Herstellung des Planums für die als verlorene Schalung der Lagerbank dienenden Filigranplatten mit Kies aufgefüllt. Nach dem Aushärten der Lagerbank wurde der Verschubspalt vom Kies durch Absaugen befreit.

4 Bauphase

Während der seitlichen Tragwerkserrichtung sowie der Herstellung der Bohrpfahlfundierung und der seitlichen Flügelmäuer wurde die Eisenbahntrasse auf einer Fangedammkonstruktion aus Stahlspundwänden geführt. Die Flügelmäuer wurden nach dem Querverschub des Tragwerkes mit Ortbetonergänzungen an die Kammermauer angeschlossen.



13 14 Herstellung der Einschubbahn und Montage des Schutzgerüsts
© ÖBB-Infrastruktur AG

Zur Wahrung der notwendigen Sicherheitsabstände zu den spannungsführenden Teilen der Oberleitung musste die Vormontage des Stahltragwerkes um weitere 2 m von der Bahntrasse abgerückt werden. Das vormontierte Stahltragwerk wurde vor Fahrbahnplattenherstellung über Verschiebschienen in die Ausgangslage für den Querverschub gebracht.

Um den Straßenverkehr auf der Autobahn A 12 nicht zu beeinträchtigen, wurde für die Bauphase ein geschlossenes und dichtes Schutzgerüst mit einer Länge von 100 m und einer Breite von 20 m errichtet, für dessen Realisierung in den Nachtphasen lediglich kurze Verkehrsanhaltungen von jeweils 20 min zur Verfügung standen. Das Schutzgerüst diente ausschließlich der Absicherung des Straßenverkehrs und der bauleistungsbedingten Baustellenbedienung, Tragwerks- und Montagelasten wurden nicht abgeleitet. Die Vormontage des Stahltragwerkes mit Einzelgewichten bis zu 95 t erfolgte mittels Raupenkrane. Die auftretenden Montagelasten wurden über Stützen direkt in den Baugrund abgeleitet. Für die lagegenaue Bogenmontage wurden Hilfsjoche eingebaut.

Der Bogenquerschnitt wurde als rautenförmiger Stahlhohlkasten mit veränderlichem Trägheitsmoment ausgeführt. Für die Herstellung der Ortbetonplatte wurden zunächst temporäre Hängerkonstruktionen eingebaut, die eine genaue Justierung der Tragwerksüberhöhung vor dem Einbau der endgültigen Hänger aus Stahl S 460 ML mit angeschmiedeten Anschlüssen gewährleisten. Die Hänger mit $d = 150 \text{ mm}$ sind fächerförmig ausgerichtet.



15 Schutzgerüst über der Autobahn
© ÖBB-Infrastruktur AG



16 17 Montage des Stahlbogens
© ÖBB-Infrastruktur AG



Die Betonierlasten und die Lasten von Schalung und Rüstung wurden über das Stahltragwerk abgeleitet. Als Rüstung dienten Stahlträger HEB 1000, von denen aus die Schalung abgehängt wurde. Die Lastenleitung durfte nicht über die Obergurte, sondern ausschließlich in die Stege der Streckträger erfolgen. Dies wurde durch Einbau eines Zwischenträgers HEB 300 mit aufgesetzter Zentrierleiste sichergestellt.



18 *Abhängung der Rüstung*
© ÖBB-Infrastruktur AG



19 20 *Stapeltürme zur provisorischen Lagerung*
© ÖBB-Infrastruktur AG



Zur Gewährleistung der erforderlichen Durchfahrthöhe auf der Autobahn war es erforderlich, dass die Tragwerksherstellung in erhöhter Lage stattfindet. Das Tragwerk wurde dabei, temporär auf Stapelelementen gelagert, 2 m über Endlage errichtet und nach Ausbau des Schutzgerüsts auf selbige abgesenkt. Zur Sicherung des Stahltragwerkes auf den Stapelelementen während des Einschalens und Betonierens der Fahrbahnplatte wurde ein Kreuzverband aus Spannstahl $d = 26,50$ mm, der mit Muttern an Konsolen angespannt wird, montiert.

Dies diente zur Lagesicherung während des Betoniervorgangs in Querrichtung, in Längsrichtung erfolgte eine Aussteifung gegen die Kammermauer mittels Spindeln. Für das Abstapeln wurden zusätzlich an den Pressenansatzpunkten Stapелеlemente eingebaut. Über die im Untergurt des Stahltragwerkes angeordneten Hydraulikpressen mit einer maximalen Hubhöhe von 400 mm konnte dann schrittweise das Absenken des Tragwerkes auf die Endlage vorgenommen werden.



21 *Stapeleinbau mit Absenkpressen*
© ÖBB-Infrastruktur AG



22 Bauphase mit ausgeschobenem Bestandstragwerk
© ÖBB-Infrastruktur AG

In der kurzen Doppelgleissperre wurde das Bestandstragwerk ausgeschoben, die Bestandswiderlager abgetragen und die Einschubbahn zwischen den Pfahlkopfplatten mittels Fertigteilen ergänzt. Für den Einschubvorgang im Bauzustand mit fertiggestelltem Brückentragwerk ohne Gleise und Schotterbett sowie fertiggestellter Lagerbank samt Kammermauern ergaben sich je Lagerpunkt auf jeder Seite Gesamtlasten von 15,65 MN:

Bei einer Lastverteilung auf die Verschubschiene feldseitig 60 % und die Verschubschiene kammerwandseitig 40 % hat die feldseitige Schiene eine maximale Last von 9,15 MN je Lagerpunkt aufzunehmen. Die eingesetzte Schiene A 150 aus S 460 weist eine Schienenkopfbreite von 150 mm auf, die Länge jeder Schiene misst 3.000 mm bzw. nach Abzug der Ausrundung ca. 2.800 mm. Die Stahlpressung weist bei Ansatz der Kontaktfläche von $150 \text{ mm} / 3 = 50 \text{ mm}$ den Wert $\sigma = 9,15 / (2,80 \times 0,050) = 65 \text{ MN/m}^2$ auf, was 19 % der Streckgrenze des Gleitbleches aus Stahl S 355 unten entspricht. Die Schiene ist wegen der höheren Stahlgüte S 460 hier nicht maßgebend.

Für den Querverschub wurden je Widerlager luftseitig 27 und erdseitig 22 Spannplätzen der Güte Y1860 S7 mit einer möglichen Zugkraft von $P_{0,\text{max}} = 4.752 \text{ kN} + 5.832 \text{ kN} = 10.584 \text{ kN}$ bei einer Stahlspannung von $0,90 \times f_{p,0,1k}$ vorgesehen und eingebaut. Der mögliche Reibbeiwert ergibt sich demnach mit $\mu = 10.584 / (2 \times 15.650) = 0,34$, liegt also weit über jenen für geschmierte und ungeschmierte Gleitbahnen aus Stahl.



23 24 Erscheinungsbild der fertiggestellten Brückenkonstruktion bei Tag und Nacht
© ÖBB-Infrastruktur AG

Zum Einsatz kamen hydraulische Spannpressen für Kräfte bis 6.800 kN und 300 mm Hub. Zur Reduzierung der Pressenkräfte wurden je Widerlager zusätzlich 4 x 500 t und 4 x 400 t Anhebepressen mit untergelegten Teflon-Gleitplatten in hierfür vorgesehenen Anhebenischen eingebaut. Damit wurde teilweise eine Lastumlagerung vorgenommen, mit der sich ein reibungsloser Querverschub der Tragkonstruktion mit einem Gesamtgewicht von nahezu 6.000 t realisieren ließ.

Nach Fertigstellung des Lückenschlusses im Gleisoberbau und der eisenbahntechnischen Ausrüstung konnte die neue Eisenbahnbrücke schließlich in Betrieb genommen werden. Die durchgeführten statischen und dynamischen Messungen im Rahmen der Belastungsproben zeigten eine hervorragende Übereinstimmung mit den berechneten Werten.

Autor:
Ing. Helmut Mosheimer
ÖBB-Infrastruktur AG,
Innsbruck

Bauherr
ÖBB-Infrastruktur AG, Wien

Entwurfs- und Ausführungsplanung
Baumann + Obholzer ZT GmbH, Innsbruck

Gestaltungsberatung
Ostertag Architekten, Wien

Bodenmechanik
Dipl.-Ing. Dr. techn. Helmut Hammer, Innsbruck

Betontechnologie
Dipl.-Ing. Dr. Helmut Huber, Innsbruck

Bauwerksprüfung
Schaur ZT GmbH, Thaur

Identitätsprüfungen Beton
Nievelt Labor Gesellschaft m.b.H., Stockerau

Qualitätssicherung Stahl
Dipl.-Ing. Herbert Pommer, Wien

Qualitätssicherung Korrosionsschutz
Niehsner GmbH, Linz

Örtliche Bauaufsicht
Bernard Ingenieure ZT GmbH, Hall in Tirol

Bauausführung
Teerag-Asdag AG, Kematen
NCA Container- und Anlagenbau GmbH, St. Paul

Stauchgeschmiedete Trapez-Rundstahlhänger für dynamisch höchstbeanspruchte Brückenbauwerke

Bauprojekt:
Schnettkerbrücke, Dortmund
Bundesstraße B1

Bauwerksentwurf:
Ruhrberg Ingenieurgesellschaft

Bauausführung:
Schachtbau Nordhausen GmbH

Brückenlänge 328m
Bogenstich 28m
8 Rundstahlhänger $\varnothing 220\text{mm}$
Hängerlängen 5m - 13,5m



Aufstellen des Bogens

Der Ersatzneubau Schnettkerbrücke in Dortmund wurde im Zuge des Ausbaus der Bundesstraße B1 zur Bundesautobahn A40 durchgeführt, eine der wichtigsten Ost-West-Verbindungen im Ruhrgebiet.

Die Brücke ist mit einem Mittelbogen erbaut, verbunden mit dem Überbau über 8 Trapez-Rundstahlhänger $\varnothing 220\text{mm}$ / S420NL. Die beidseitig um 90 Grad verdrehten Anschlusstrapeze 585mm x 585mm x 65mm wurden in mehreren Umformprozessen aus dem Material herausgearbeitet. Die Hänger-Längentoleranz wurde baustellenseitig über entsprechend angepasste Anschlussbleche in Bogen und Überbau ausgeglichen.

Stauchgeschmiedete Trapez-Rundstahlhänger bieten überzeugende Argumente für den Einsatz in Eisen-, Autobahn- und Straßenbrücken

- einfache Montage über horizontale Schweißnaht
- sehr gute erzielbare Nachtgüte über Ansatz von Ein- und Auslaufbelchen
- Möglichkeit der ZFP mittels Ultraschall, Röntgen
- ermüdungstolerantes Verhalten bei hoher Kerbklasse
- geringere Inspektionsintervalle

Stahlgüte, Durchmesser und geometrische Ausbildung der Trapeze werden Ihren Erfordernissen angepasst; bitte sprechen Sie uns an.

Referenzprojekte:

Eisenbahnbrücke Kramsach, $\varnothing 150\text{mm}$ / S460NL / 10m
Flughafenschnellbahn Wien, $\varnothing 100\text{mm}$ / S460NL / 20m
Brücke St. Margrethen, $\varnothing 110\text{mm}$ / S460NL / 14m
Lindenhorster Brücke, $\varnothing 82\text{mm}$ / S355K2+N / 10m
Dehmseebrücke, Frankfurt/O., $\varnothing 110\text{mm}$ / S355J2 / 16m



Trapezhänger und Anschlussblech vor dem Verschweißen.

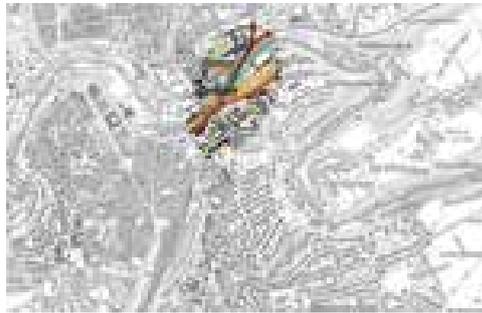
ASDO

**ANKER
SCHROEDER**
ASDO steel tension members

Entwurf, Ausführungsplanung und Errichtung Eisenbahnviadukt Pulvermühle in Luxemburg

■ ■ ■ von Marc Schumm, Wilfried Schwarz

Das bestehende zweigleisige Eisenbahnviadukt am nördlichen Ausgang des Bahnhofs Luxembourg überbrückt das Tal der Alzette und überführt die zweigleisige Eisenbahnlinie Luxembourg–Troisvierges in Richtung Liège und die eingleisige Verbindung Luxembourg–Oetrange in Richtung Wasserbillig und Trèves. Es ist nun vorgesehen, letztere künftig zweigleisig auszuführen. Die beiden Eisenbahnverbindungen sollen deshalb getrennt werden, und es wird die Überführung von vier Gleisen über das Tal der Alzette erforderlich. Das neue Eisenbahnviadukt Pulvermühle ist Teil der Gesamtbaumaßnahme dieses viergleisigen Ausbaus. Die Planung sieht eine parallel zum vorhandenen Bauwerk verlaufende zweigleisige Brücke vor, deren Entwurf als Sieger aus einem Wettbewerb hervorging.

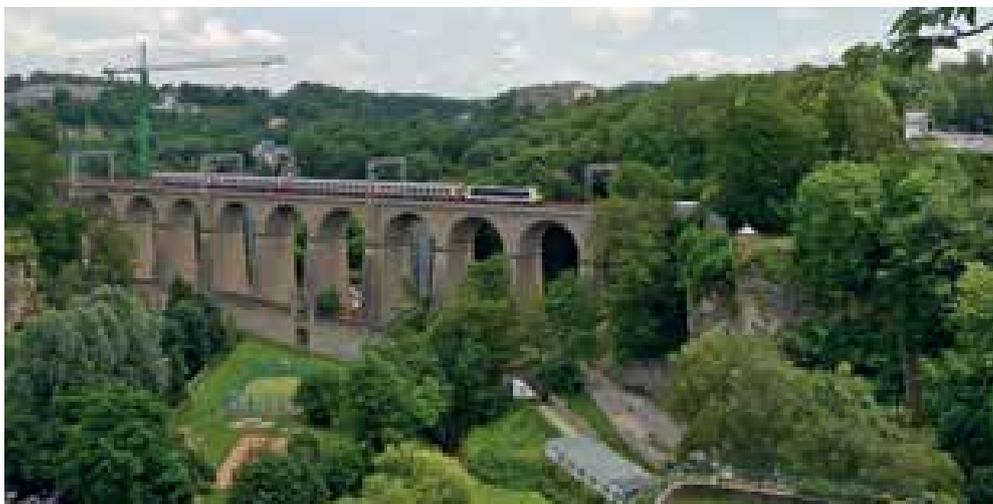


1 Lageplan
© TR Engineering S.A.

1 Projekt und Lage

Das Umfeld ist geprägt durch die historische Bahnhofsumgebung, mit dem 1859 eröffneten Bahnhof in neobarockem Baustil. Das vorhandene Viadukt besteht aus 13 gemauerten Steinbögen mit einem Durchmesser von 15 m, hat eine Länge von 242 m und ist bis zu ca. 35 m hoch.

Es wurde zusammen mit der Strecke im Jahr 1862 eingeweiht und ist seit 1988 elektrifiziert. Die Konstruktion beruht, wie auch die der anderen beiden Viadukte in der Stadt Luxembourg, auf Planungen der Gebrüder Waring aus Großbritannien. Die Brücke liegt im landschaftlich ansprechenden Tal der Alzette im Stadtteil Pulvermühle (Polvermillen).



2 Bestehendes Eisenbahnviadukt im Tal der Alzette
© Hans und Jeanny De Rond

2 Grundgedanke

Das neue Eisenbahnviadukt Pulvermühle soll eine Synthese aus den statischen, technischen sowie konstruktiven Aspekten und den fundamentalen gestalterischen Anforderungen darstellen, die sich aus der Einbindung des Brückenbauwerkes in das vorhandene Umfeld ergeben. Gesucht wird die optimale Verbindung des »neuen« Brückenbauwerkes mit der bestehenden »alten« Bausubstanz und der natürlichen Landschaft in der Umgebung. Das Zusammenwirken von »Alt« und »Neu« ist die besondere Herausforderung dieser Planungsaufgabe.

Das vorhandene Bauwerk wird von gleichmäßig aneinandergereihten Natursteinbögen und Pfeilern gebildet und bietet ein ruhiges und ausgewogenes Bild. Die horizontale Linie der Gleisebene ist dabei das ausdrucksstärkste Element im Dialog und soll daher als Grundgedanke erhalten bleiben und nicht unterbrochen werden. Dies hätte eine deutliche Beeinträchtigung des Gleichgewichtes zwischen Bauwerk und Umgebung zur Folge, denn das Erscheinungsbild des alten Viaduktes von der Stadt aus muss unbedingt gewahrt werden. Schlussfolgerung jener Betrachtungen ist, dass das neue Viadukt keinesfalls über die Gleisebene hinausragen darf. Es soll dennoch in einer modernen und zeitgenössischen Sprache das Zusammenspiel zwischen »Alt« und »Neu« oder, besser, zwischen »Vergangenheit« und »Gegenwart« beschreiben. Vorgesehen ist daher, das vorhandene Band aus gleichmäßigen Bögen durch ein Band aus gleichmäßigen Dreieckselementen zu ergänzen.

Die Entwurfsverfasser sind der Überzeugung, dass jede Epoche eigene Merkmale besitzt, die im Nachhinein an Wert gewinnen, wenn sie über eine klare und eindeutige Sprache verfügen, die sich

jeweils von der vorherigen Epoche abgrenzt. In diesem Sinne kann den grauen Natursteinbögen kompromisslos ein modernes Stahlfachwerk gegenübergestellt werden. Es muss jedoch eine neue Form gefunden werden, welche besonders im Querschnitt die Elemente des alten aufnimmt, sie aber völlig autonom und eigenständig erscheinen lässt. Eine offene Fachwerkstruktur garantiert die notwendige Transparenz gegenüber dem historischen Viadukt und wirkt mit seiner Leichtigkeit nicht erdrückend im engen Tal der Alzette.

Das gesamte Bauwerk soll als Zeitzeuge für die Baukunst seiner Entstehungsperiode auftreten und sich trotzdem harmonisch an das existierende, 150 Jahre ältere Viadukt anpassen.

3 Wettbewerb

3.1 Verfahren

Um den besonderen technischen und gestalterischen Anforderungen an die Planungsaufgabe Rechnung zu tragen, wurde von der Société Nationale des Chemins de Fer Luxembourgeois (CFL) ein Wettbewerb für die Konzeption des zweigleisigen Eisenbahnviaduktes Pulvermühle ausgelobt. Folgende Kriterien waren hierbei unter anderem zu berücksichtigen:

- ästhetische und gestalterische Qualität und Umsetzung der technischen Anforderungen des Bauwerkes,
- Minimierung der Einflüsse auf die Umwelt und die Alzette,
- Planung der Brücke, der Tunneleinfahrt (tunnel sous Boulevard d'Avranches) sowie der Dammverbreiterung (talus sur Perré).

Aus diesem Verfahren ging der nachfolgend beschriebene Entwurf als Sieger hervor.

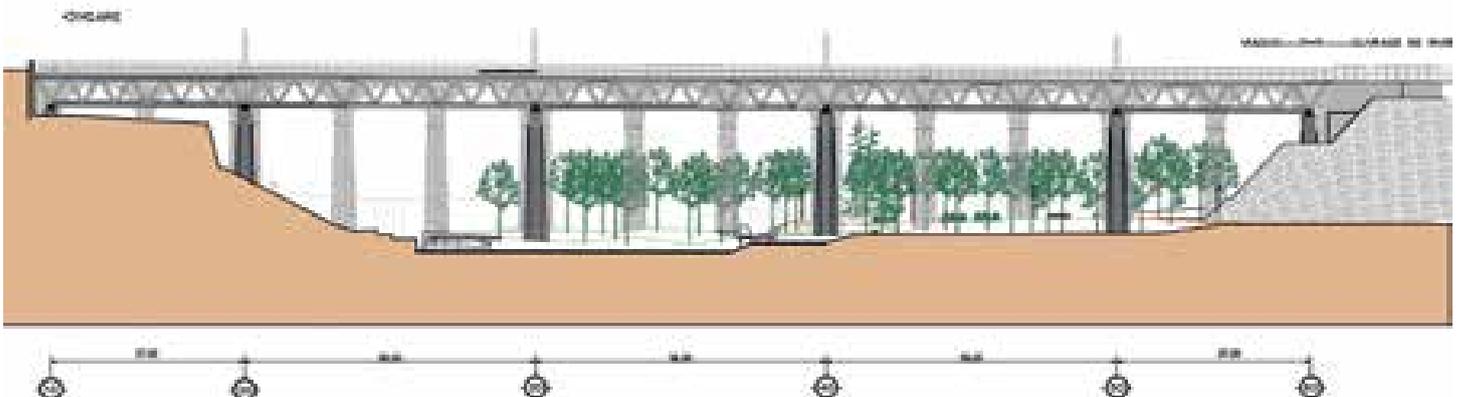


3 Visualisierung der Rohrfachwerkbrücke
© TR-Engineering S.A./Leonhardt, Andrä und Partner AG/
Aurelio Galfetti Architetto

3.2 Siegerentwurf

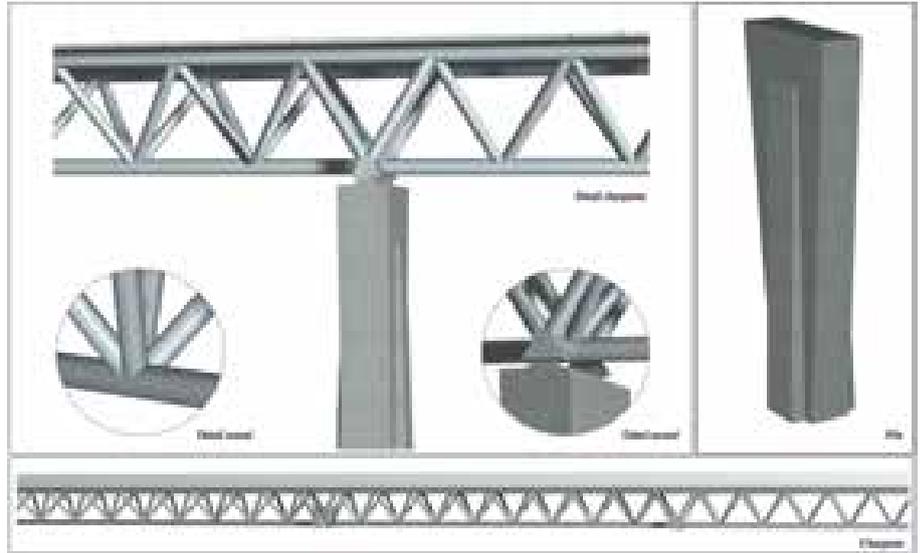
Die neue Brücke wird so gestaltet, dass sie den technischen Fortschritt seit dem Bau des Viaduktes vor 150 Jahren deutlich erkennen lässt. Das gewählte Verbundfachwerk nimmt die Tradition der Eisenbahnfachwerkbrücken auf, aber in hochmoderner Form: Das Rohrfachwerk mit nur wenigen Stäben ist sehr unterhaltungsfreundlich und lässt, im Vergleich zu einem Vollwandträger oder einer Spannbetonbrücke, den Blick auf das alte Viadukt weitgehend frei. Es ist das Rückgrat der Brücke.

Die Stützweiten der neuen Brücke orientieren sich an jenen des bestehenden Viaduktes. Es werden jeweils drei Bogenachsen überspannt und dazwischen auf Pfeiler, die nur stören würden, verzichtet. Somit bleibt die ungestörte Wahrnehmung des vorhandenen Viaduktes im Wesentlichen gewährleistet. Im Talgrund werden nur drei Hauptpfeiler in Nachbarschaft zu jenen des existierenden Bauwerks vorgesehen.

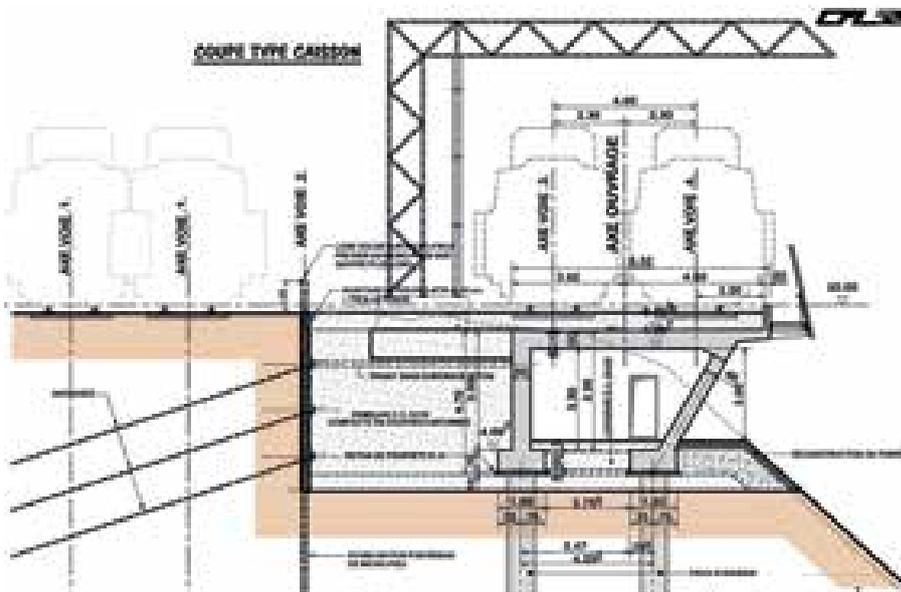


4 Ansicht von Osten
© TR-Engineering S.A./Leonhardt, Andrä und Partner AG/Aurelio Galfetti Architetto

Die Pfeiler stellen zwei ineinander verschränkte Scheiben dar, wobei in Querrichtung die Breite am Pfeilerkopf eine Torsionseinspannung des Überbaues ermöglicht, andererseits aber durch den negativen Anlauf die notwendige Distanz zum Nachbarbauwerk gewahrt bleibt. Die Scheibe in Längsrichtung nimmt die Breite der Pfeilverstärkung des Nachbarbauwerkes auf und sorgt mit seinem positiven Anlauf für die notwendige Steifigkeit. Die Pfeileroberkante steht in Beziehung zum Kapitell der Bogenbrücke.



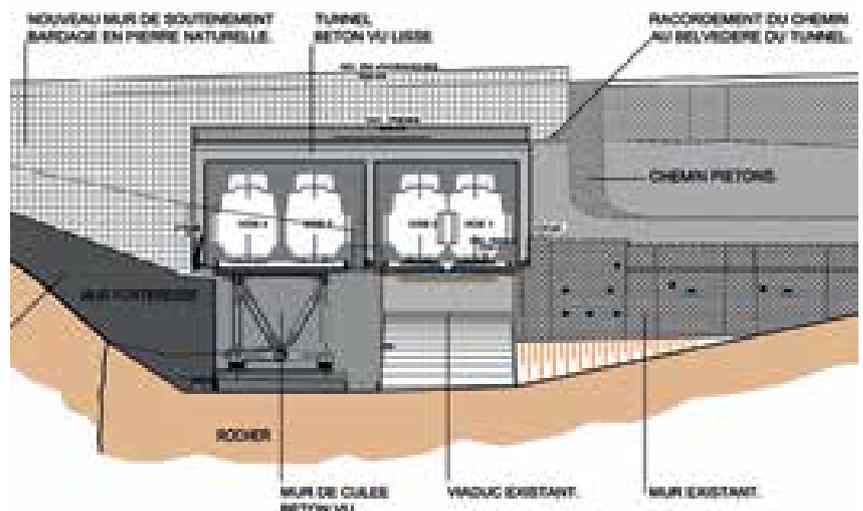
5 Pfeiler und Anschlussdetails
© TR-Engineering S.A./Leonhardt, Andrä und Partner AG/Aurelio Galfetti Architetto



6 Querschnitt des Hangbauwerkes
© TR-Engineering S.A./Leonhardt, Andrä und Partner AG/Aurelio Galfetti Architetto

3.3 Damm und Tunnel

Die vorgeschlagene Lösung sieht für das Hangbauwerk eine auf Bohrpfehlen gegründete Stahlbeton-Rahmenkonstruktion vor. Gestalterisch wird das horizontale Band des Brückenüberbaus in der Ansicht fortgesetzt. Der Tunnel unter dem Boulevard d'Avranches wird in Stahlbeton ausgeführt.

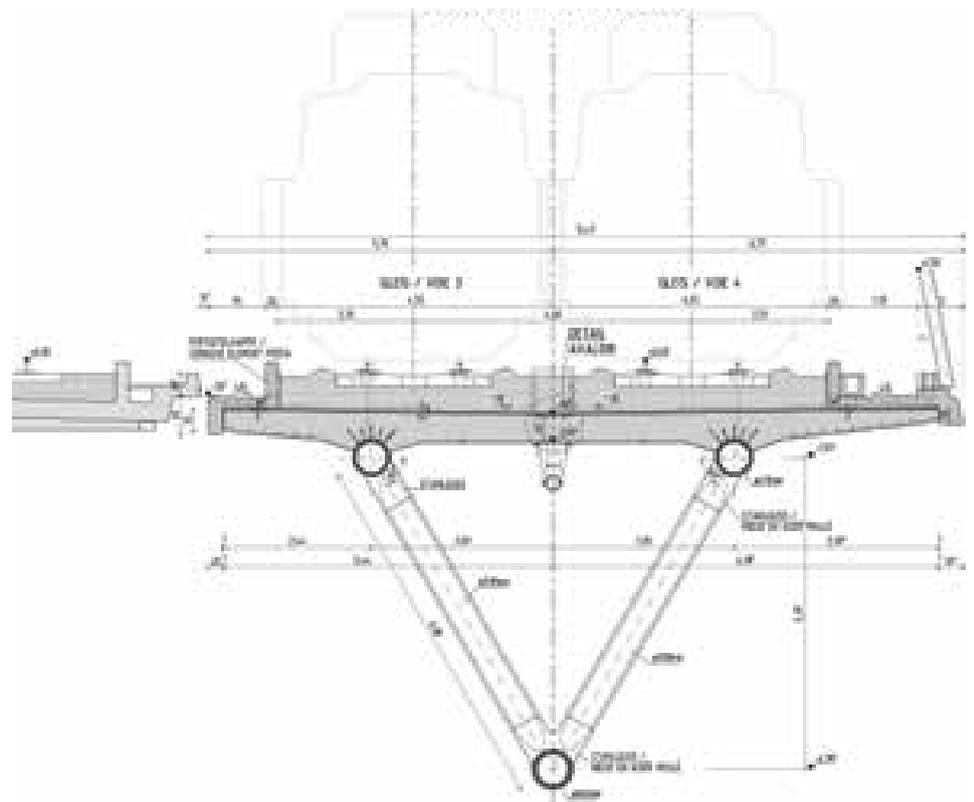


7 Querschnitt des Tunnels
© TR-Engineering S.A./Leonhardt, Andrä und Partner AG/Aurelio Galfetti Architetto

4 Besonderheiten des Entwurfs

4.1 Überbau

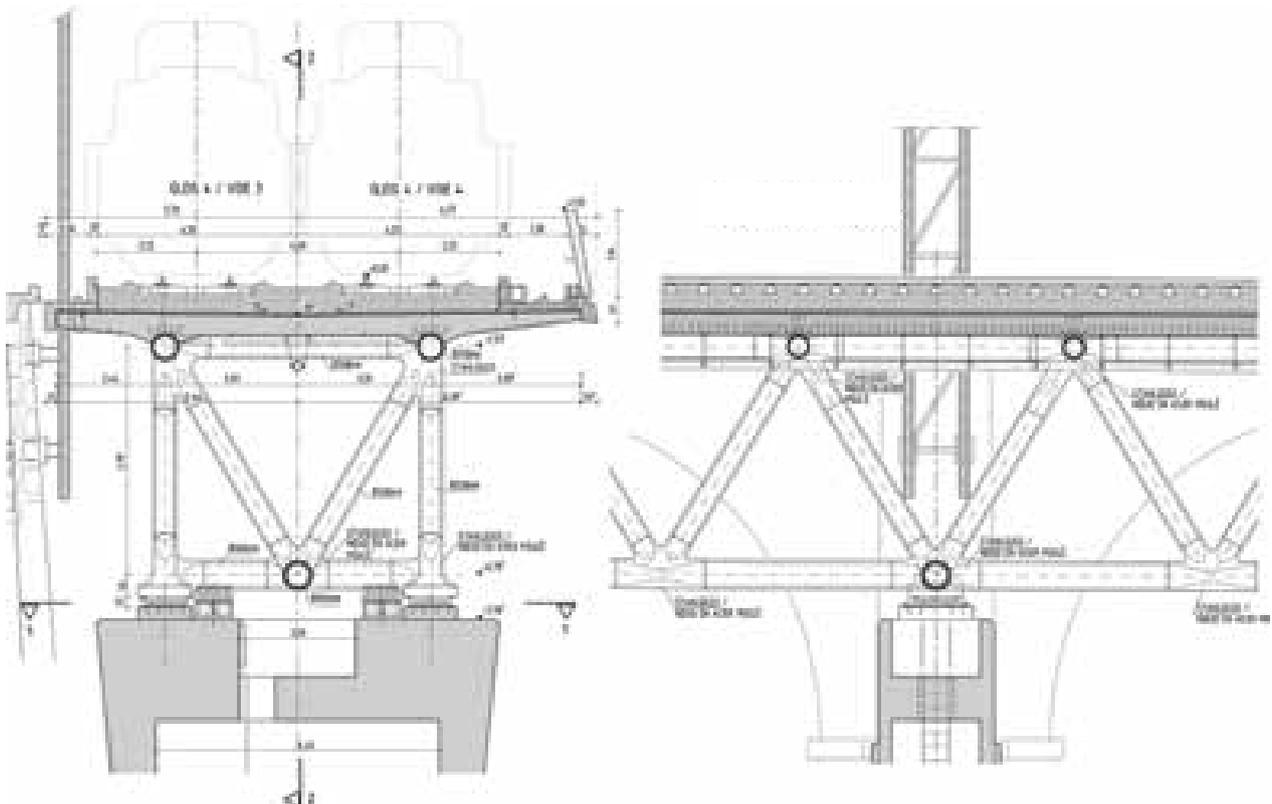
Die Tragkonstruktion des Brückenüberbaus ist eine räumliche Stahlfachwerk-Verbund-Konstruktion, wobei Untergurt und Diagonalen aus warmgefertigten Stahlrohren $d = 508 \text{ mm}$ und $d = 660 \text{ mm}$ mit den Obergurtröhren $d = 610 \text{ mm}$ zusammen mit der Fahrbahnplatte eine Dreigurtstruktur ergeben. Die dreiecksförmige Fachwerkrohre bildet mit der Verbundplatte einen torsionssteifen Kastenquerschnitt. Der horizontale Achsabstand der Obergurte beträgt $6,00 \text{ m}$, der vertikale zwischen Untergurt und Obergurtrrohr ist ca. $5,20 \text{ m}$. Die längs und quer schlaffbewehrte Betonfahrbahnplatte spannt in Querrichtung zwischen den beiden Obergurtröhren. Im Bereich der Auflagerachsen werden die Kräfte über vertikale Diagonalen in die außenliegenden Lager mit einer Lagerspreizung von $6,00 \text{ m}$ eingeleitet. Wegen der konzentriert stattfindenden Umlenkung der Kräfte von den geneigten in die vertikalen Diagonalen werden bei den Auflagerdiagonalen zusätzliche Querträgerrohre zwischen den Obergurten angeordnet und über Kopfbolzen-



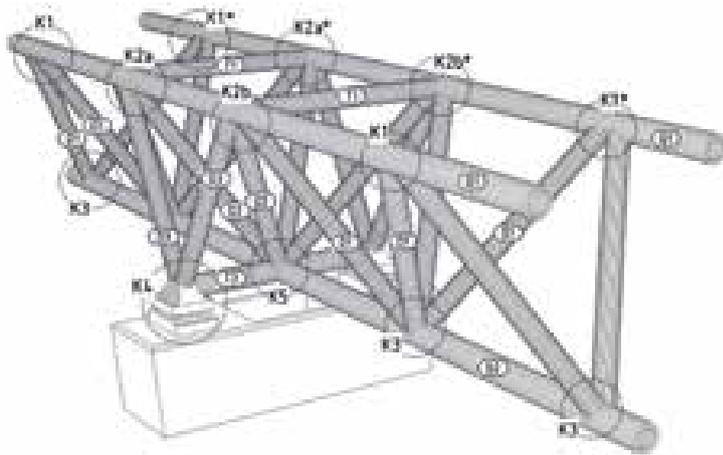
8 Regelquerschnitt des Verbundfachwerks
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

dübel mit der Betonfahrbahnplatte verbunden. Zur Abtragung der Horizontal-lasten aus Wind und zur Einleitung der Pressenkräfte bei einem eventuellen

Austausch der Lager wird in der Auflagerachse ein untenliegendes Quer-trägerrohr mit einem Außendurch-messer von 660 mm angeordnet.



9 Querschnitt im Stützenbereich mit Torsionslagerung
© Leonhardt, Andrä und Partner AG



10 Raumbachwerk mit Knotenpunkten
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

4.2 Gussknoten

Die Knotenpunkte der Fachwerkstäbe werden in Stahlguss aus dem Material G20 Mn 5 V (nach DIN EN 10293) hergestellt. Durch ihre Ausbildung als Stahlgussknoten kann die Knotengeometrie vereinfacht und der innere Kraftfluss optimiert werden. Die Knoten sind so konzipiert, dass sich die Schweißnaht vom Knotenpunkt weg in weniger beanspruchte Bereiche mit guter Zugänglichkeit legen lässt. Die Stahlrohranschlüsse werden rechtwinklig zur Stabachse und als voll durchgeschweißte Anschlüsse (Stumpfnah) hergestellt, um insbesondere hinsichtlich des Ermüdungsverhaltens eine dauerhafte und robuste Konstruktion zu gewährleisten. Insgesamt kommen fünf verschiedene Stahlguss-Knotentypen zum Einsatz:

- K 1: K-Knoten aus Obergurt und zwei Diagonalen,
- K 2: Obergurt und zwei Diagonalen und vertikale Auflagerdiagonale und obenliegendes Querträgerrohr,
- K 3: KK-Knoten aus Untergurt und vier Diagonalen,
- K 4: Auflagerknoten aus zwei vertikalen Auflagerdiagonalen und untenliegendem Querträgerrohr,
- K 5: KK-Knoten mit anschließendem Querträgerrohr.

4.3 Ermüdungsfestigkeit

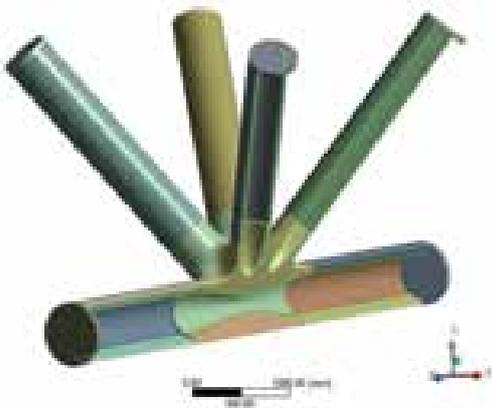
Wie bereits erwähnt, ist es durch die Ausbildung von Stahlgussknoten möglich, die Schweißnähte aus dem Bereich hoher Spannungskonzentrationen (Diskontinuitäten) in gleichmäßig beanspruchte Zonen auszulagern. Dadurch sind die Spannungsspitzen im Inneren der Knoten beherrschbar. Maßgebend zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit und der Robustheit der Konstruktion ist daher der Ermüdungsnachweis der Schweißnaht zwischen Stahlguss und Stahlrohr. Der Ermüdungsnachweis wird bei Eisenbahnbrücken im Allgemeinen nach dem Nenn-

spannungskonzept geführt. Hierbei wird die schadensäquivalente Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{E,2}$, bezogen auf zwei Millionen Lastwechsel, aus den Ermüdungslasten ermittelt und dem Ermüdungswiderstand $\Delta\sigma_c$ bei zwei Millionen Lastwechseln gegenübergestellt. Der Nachweis wird wie folgt geführt: $\gamma_{FF} \times \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{MF}$ mit $\gamma_{FF} = 1,0$ und $\gamma_{MF} = 1,25$ für Haupttragteile. Die Ermüdungsfestigkeit von querlaufenden Stumpfnähten bei Hohlprofilen mit Wanddicken bis zu 12,50 mm wird im Eurocode (DIN EN 1993-1-9 2005) mit dem Kerbfall 71 mit $\Delta\sigma_c = 71 \text{ N/mm}^2$ angegeben. Zu den hier vorliegenden Wanddicken von 50 mm bei den Diagonalen und bis zu 80 mm bei den Untergurtrohren werden keine Angaben in der Norm gemacht. Daher wurde im Rahmen der Ausführungsplanung auf aktuelle Forschungsergebnisse zurückgegriffen. Das Forschungsvorhaben P 591 »Wirtschaftliches Bauen von Straßen- und Eisenbahnbrücken aus Stahlhohlprofilen« wurde Ende 2003 ins Leben gerufen, um die Anwendung von Stahlhohlprofilen im Brückenbau allgemein zu fördern. Die Biege- und Zugversuche an Hohlprofilen mit bis zu 508 mm Durchmesser und Wanddicken bis zu 50 mm wurden hauptsächlich an der Universität Karlsruhe (KIT) durchgeführt.



11 Zugversuche an Hohlprofilen
© Karlsruher Institut für Technologie

Als Ergebnis der Versuche lässt sich festhalten, dass die Ermüdungsfestigkeit der Schweißnaht Stahlrohr–Stahlguss auch für kombinierte Beanspruchungen aus Zug und Biegung mindestens mit der Kerbfallkategorie $\Delta\sigma_c = 71 \text{ N/mm}^2$ angenommen werden kann. Die Nachweise können somit für die Schweißnähte nach dem Nennspannungskonzept geführt werden. Das Gussmaterial selbst wird nach dem Strukturspannungskonzept nachgewiesen. Die Ermittlung der Nennspannungen der komplizierten Knotengeometrie erfolgt mit der Finite-Elemente-(FE-)Methode. Hierzu werden die Knotenbereiche und die anschließenden Gurte und Streben mit räumlichen Volumenelementen abgebildet.



13 Räumliches Modell der KK-Knoten
© Michael Herrmann

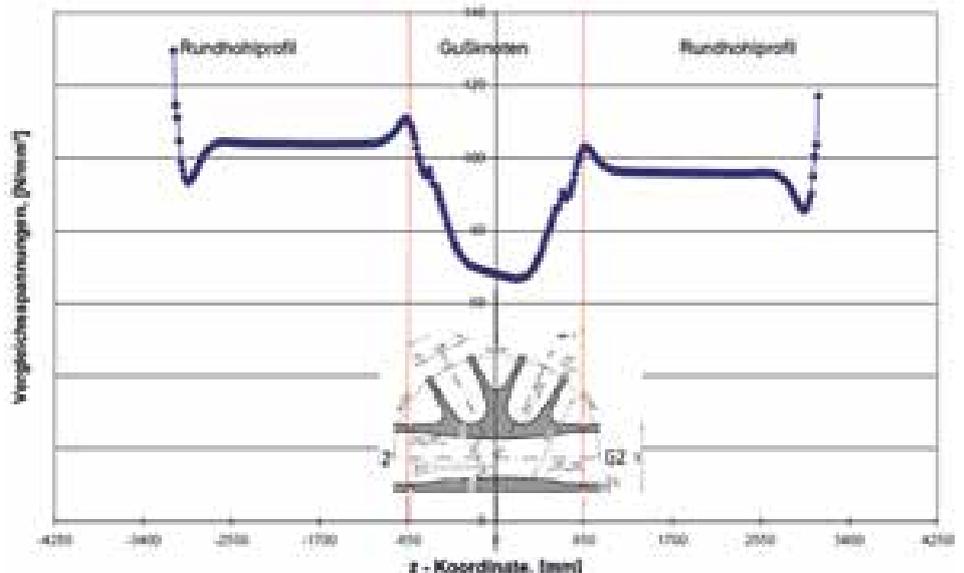
Kerbfall	Konstruktionsdetail	Beschreibung	Anforderungen
71 ¹		Stumpfgestützte Holzprofile oder Stahlguss-Holzprofilverbindungen mit Schweißblechbohrung aus Blech oder Keramik unter Zugbeanspruchung	Schweißnaht muss mit Ultraschall geprüft werden Als Güterstufe der Stahlgussbauteile wird V1811 an den Anschlussenden vorausgesetzt mit Oberflächenanstrichung Mindestwanddicke 100mm Maximalwanddicke 100mm Unterschiedes D1-Verhältnis von 10
71 ¹		Stumpfgestützte Holzprofile oder Stahlguss-Holzprofilverbindungen mit Wanddickenübergang und Schweißblechbohrung aus Blech oder Keramik unter Zugbeanspruchung	Schweißnaht muss mit Ultraschall geprüft werden Als Güterstufe der Stahlgussbauteile wird V1811 an den Anschlussenden vorausgesetzt mit Oberflächenanstrichung Der Wanddickenübergang durfte bei zum Verhältnis H1 : H2 = 0,8 unterteilt Mindestwanddicke 100mm Maximalwanddicke 100mm Unterschiedes D1-Verhältnis von 10
71 ¹		Stumpfgestützte Holzprofile oder Stahlguss-Holzprofilverbindungen mit Wanddickenübergang und unverschleißtem angeschlossenen Basal ohne Beschichtung unter Zugbeanspruchung	
71 ¹		Stumpfgestützte Holzprofile oder Stahlguss-Holzprofilverbindungen mit Wanddickenübergang und unverschleißtem angeschlossenen Basal mit Beschichtung unter Zugbeanspruchung	

¹Die Kerbkategorie 71 wurde vorläufig als untere Grenze festgelegt. Die Abschätzung ist konservativ, da viele Prototypen bis zum Abschluss der Untersuchungen nicht vorliegen.

12 Kerbfälle für brückenbautypische Stumpfnahtdetails unter Zugbelastung
© Karlsruher Institut für Technologie

Die Spannungsschwingbreite der Vergleichsspannungen $\Delta\sigma_c$ wird exemplarisch an einem maßgebenden KK-Gussknoten im Feldbereich dargestellt.

Die sich aus der Knotengeometrie ergebende Erhöhung der Spannungen im Bereich der Schweißnähte ist deutlich erkennbar.

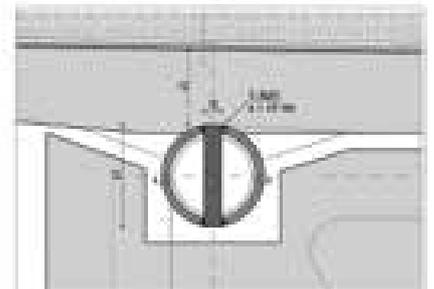
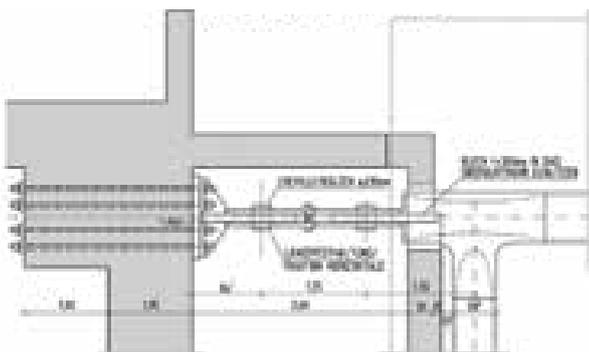
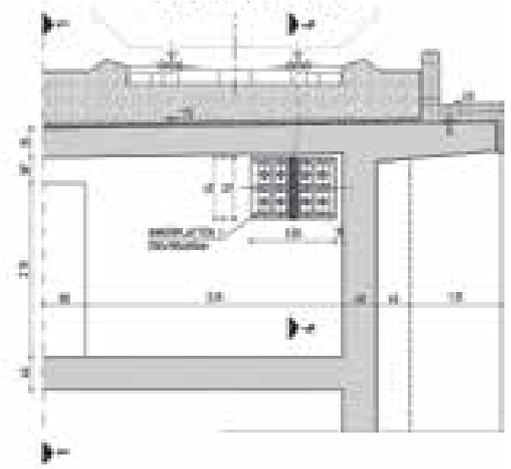
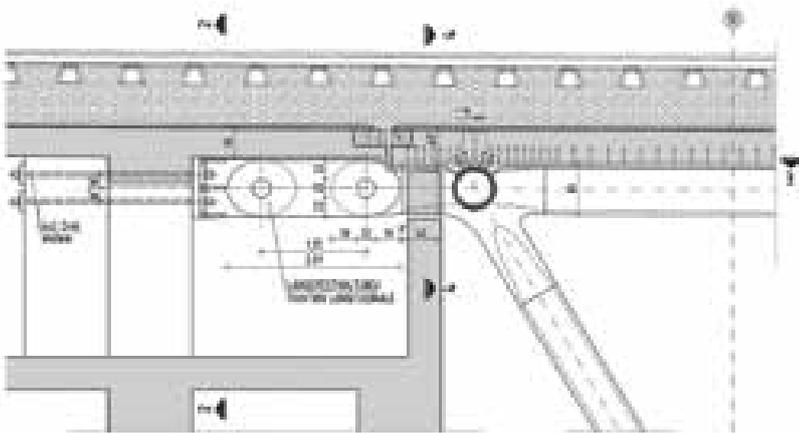


14 Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{E,2}$ an der Unterseite des Untergurtes
© Michael Herrmann

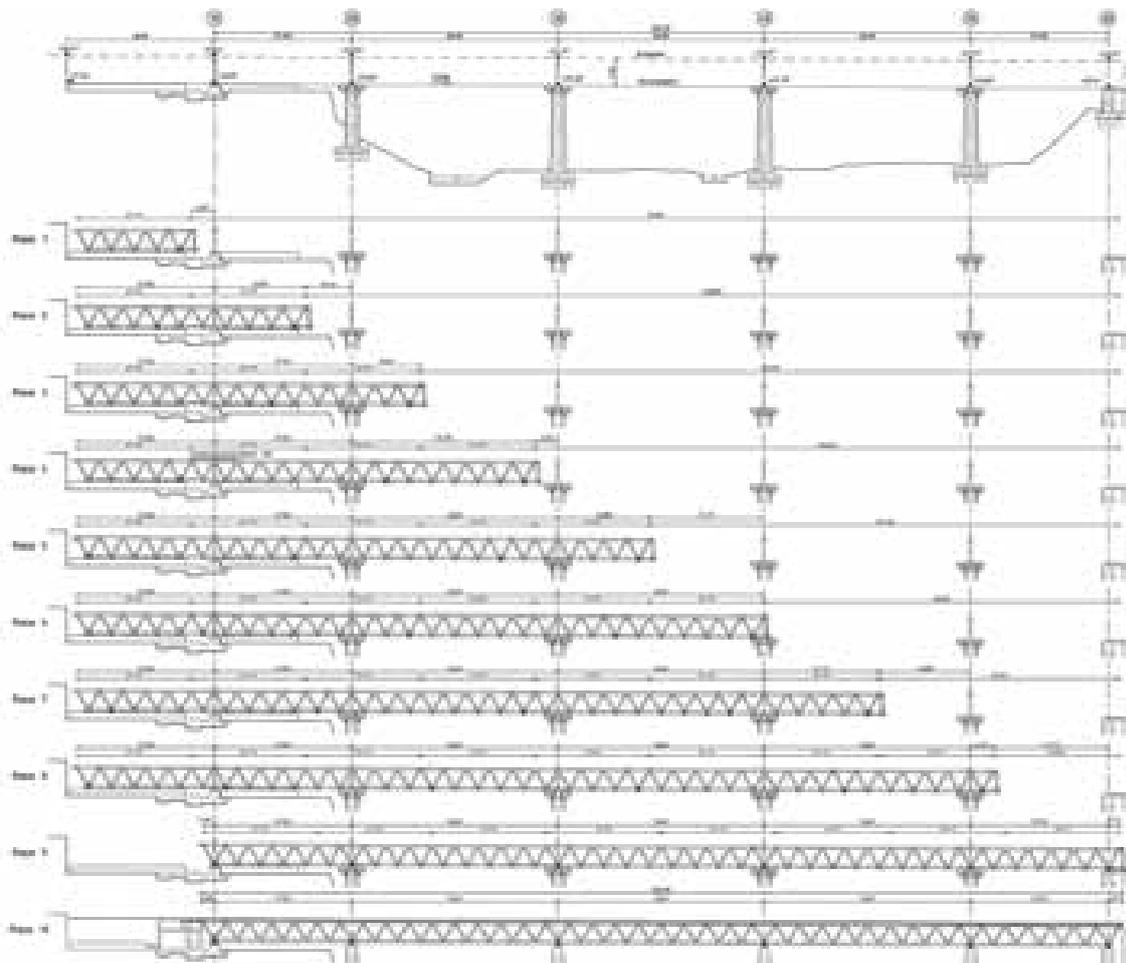
4.4 Längskraftabtragung

Die Abtragung der Längskräfte infolge Bremsen und Lagerreibung erfolgt am Widerlager in Achse 10, hierzu werden zwischen den Obergurten und der Widerlagerwand Pendelstäbe eingebaut, welche die Längs-, Zug- und Druckkräfte abtragen können. Die Pendelstäbe ermöglichen eine Verdrehung des Überbaues ohne nennenswerte Zwangsbeanspruchungen. Die Pendelstäbe bestehen

jeweils aus einer zweischnittigen Augenlaschen-Konstruktion: Die Augenlaschen werden mit $t = 100$ mm in die beiden Obergurtröhre $d = 610$ mm geschlitzt sowie an der Widerlagerwand mit einer ausgesteiften Fußplatte und Stabspanngliedern an selbige gespannt. Die Verbindung der beiden Augenlaschen erfolgt mit Bolzen $d = 200$ mm und beidseitigen Blechen mit $t = 100$ mm.



15 Längsfesthaltung am Widerlager in Achse 10
© Leonhardt, Andrä und Partner AG



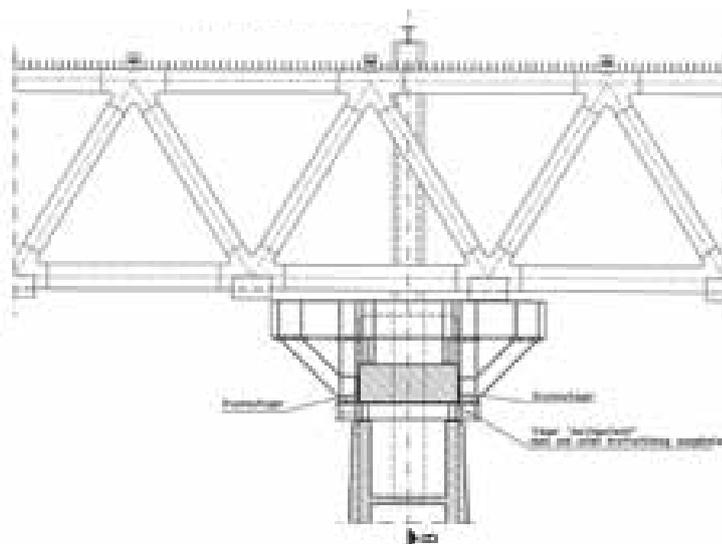
16 Herstellung: Verschubzustände
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

4.5 Herstellung und Montage

Die Stahlkonstruktion wird in Längsrichtung vom Vormontageplatz vor dem Widerlager in Achse 10 aus eingeschoben. Zur Vermeidung von großen lokalen Biegespannungen im Fachwerkuntergurt war in der Entwurfsplanung vorgesehen, dass der Fachwerkträger nur in den Knotenpunkten durch einen Verschiebesattel mit untenliegendem Edelstahlblech unterstützt wird und an den Pfeilerköpfen Verschiebeträger mit einer Länge der Verschiebbahn von ca. 7,20 m ange-spannt werden sollten. Dieses Konzept wurde im Rahmen der Ausführung von der beauftragten Bau-firma geändert. Es wurden teilweise zusätzliche temporäre Vertikalen eingeschweißt, so dass direkt auf dem Unter-gurt verschoben werden konnte. Die zusätzlichen Vertikalstäbe mussten später wieder entfernt werden.

Die Fahrbahnplatte lässt sich abschnitts-weise mit Schalwagen oder in einem Zuge mit einem Lehrgerüst herstellen. Die Rüstung wird hierbei auf den Obergurten mittels sogenannter Stühlchen, die im Abstand der Knotenpunkte angeordnet sind, aufgelagert.

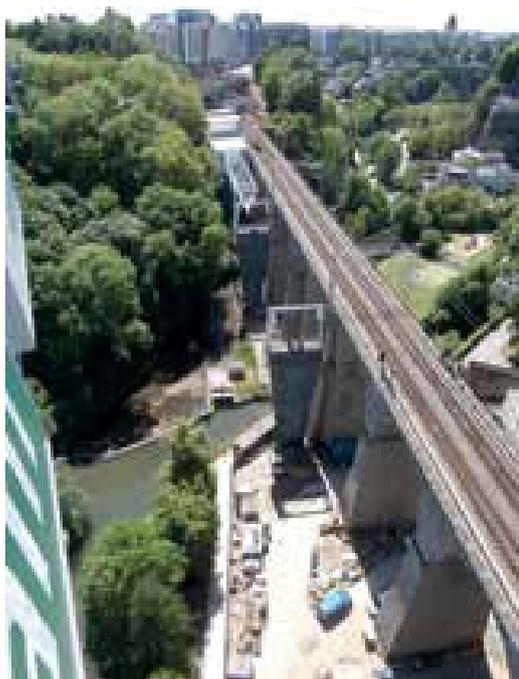
Autoren:
Dipl.-Ing. Marc Schumm
Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG,
Stuttgart
Dipl.-Ing. Wilfried Schwarz
TR- Engineering S.A.
Ingénieurs-Conseils,
Luxemburg



17 Verschubbahn im Schnitt
© Leonhardt, Andrä und Partner AG



18 19 20 Herstellung der Fachwerkträger im Werk
© TR-Engineering S.A.



21 22 Einschleppen der Stahlfachwerkstruktur
© TR-Engineering S.A.



23 Aktueller Bauzustand von Viadukt und Hangkonstruktion
© TR-Engineering S.A.

Bauherr

Société Nationale des Chemins de Fer Luxembourgeois (CFL), Luxemburg

Entwurf

TR-Engineering S.A., Luxemburg
Leonhardt, Andrä und Partner, Beratende Ingenieure VBI AG, Stuttgart
Aurelio Galfetti Architetto, Lugano, Schweiz

Tragwerksplanung

Leonhardt, Andrä und Partner, Beratende Ingenieure VBI AG, Stuttgart (Überbau)
TR-Engineering S.A., Luxemburg

Geotechnik

Fondasol SA, Avignon
Eurasol S.A., Luxemburg

Prüfingenieure

Socotec Luxemburg
Socotec International

Bauausführung

Aelterman b.v.a., Gent, Belgien
Bageci SA, Naninne, Frankreich
CLE S.A., Luxemburg
Bam Lux S.A., Galère, Luxemburg
Bureau Greisch, Liège, Belgien

Unser Stahl vermeidet Staus



ArcelorMittal

Ersatzneubau für eine Eisenbahnüberführung über eine Hauptverkehrsader in Dresden

- ▶ Semi-integrale Brücke auf Basis von 28 Walzträgern in Beton (WiB) über 3 Felder
- ▶ Just-in-time Anlieferung für 2 Bauabschnitte von jeweils 190 to Walzträger HE800A in beengter Bausituation
- ▶ Anlieferung in Gesamtlänge von 60,914 m zur Vermeidung von aufwändigen und zeitraubenden Schweißarbeiten auf der Baustelle
- ▶ Kurze Sperrzeiten von 30 Stunden durch Baustellenmontage der vorgefertigten Walzträger
- ▶ Aufhebung der Sperrzeiten für Bahn, S-Bahn und PKW vor der Hauptverkehrszeit

ArcelorMittal Commercial Long Deutschland GmbH

Verkaufsagentur
Tel.: +49 (0)711 48 980 126
sections.deutschland@arcelormittal.com

ArcelorMittal Europe - Long Products

Anarbeitung (Eurostructures)
Tel.: +352 5313 3057
cs.eurostructures@arcelormittal.com

Technische Beratung
Tel.: +352 5313 3010
sections.tecom@arcelormittal.com

sections.arcelormittal.com

Konzeptfindung, charakteristische Elemente und Resultat Gestaltung eines Autobahnabschnitts in Wales

■ ■ ■ von Martin Knight, Simon Harris, Bartłomiej Halaczek

Die Autobahn A 465 ist eine unverzichtbare Ader bei der Erschließung der Talenden der South Wales Valleys im Süden des britischen Wales. Im Zuge ihrer geplanten Modernisierung sollen auch mehrere Fußgängerstege und Straßenbrücken diese Hauptverkehrsachse kreuzen, während die lokale Topographie wiederum einen kontinuierlichen Höhenversatz der Richtungsfahrbahnen erfordert, der sich als langgestreckte Stützwand bemerkbar machen wird. Die Route führt durch eine geschützte Landschaft mit Welterbestatus, welche zusätzlich von zahlreichen archäologischen Stätten und ausgewiesenen Naturschutzzonen durchzogen wird. Die Entwicklung eines ganzheitlichen Konzepts lag infolgedessen nahe.

1 Planungsentwicklung

Im Zuge des Planungsverfahrens wurde zusehends erkennbar, dass der von dem Bauunternehmen Costain vorgeschlagene Entwurf für den zweiten Abschnitt das erhebliche Risiko barg, bei einer bevorstehenden öffentlichen Befragung abgewiesen zu werden und derart gravierende Programmverzögerungen zu verursachen. Aus diesem Grund wurden Knight Architects als Berater hinzugezogen. Die Aufgabe hierbei beinhaltete, alle Verbindungs- und Stützbauwerke so weiterzuentwickeln, dass sie potentielle Kritikpunkte der Hauptgesellschafter bei der Brecon Beacons National Park Authority sowie dem Monmouthshire County Council entschärfen und damit die Anforderungen der Bauherren erfüllen. Das größte Planungsrisiko lag in der 2,20 km langen und 10 m hohen Stützwand, welche die zwei Richtungsfahrbahnen voneinander trennen sollte, sowie den zugehörigen Überführungen, denn sie verlaufen zur Gänze durch die sehr sensible und entsprechend geschützte Schlucht der Clydach Gorge. Die Oberflächenstruktur der Stützwand sollte ursprünglich in Form einer monotonen und zudem teuren Verblendung aus handverlegten Mauerziegeln realisiert werden, während bei den Brücken die Idee einer repräsentativen Bauwerkfamilie fehlte.

In Zusammenarbeit mit Costain und Atkins wurde ein übergeordnetes Konzept entwickelt, welches durch die Präsentation detaillierter Lösungen die Bauherren und im Speziellen die staatlich geförderte Gesellschaft zur Qualitätsprüfung, die sogenannte Design Commission for Wales (DCfW), von den ortsbezogen, angemessenen und behutsamen Entwurfsansätzen überzeugen sollte. Eine Anerkennung der Planung seitens der DCfW würde den Weg zu einer erfolgreichen Gesamtgenehmigung erheblich vereinfachen. Die DCfW wurde gegründet, um die Wahrung gestalterischer Prinzipien von Großprojekten zu überwachen, und diesen Prinzipien musste ebenso die neue Autobahn gerecht werden. Und das bedingte einen kohärenten architektonischen Ansatz sowohl im großen als auch im kleinen Maßstab.



1 Höhenplan des Streckenabschnitts zwischen Gilwern und Brynmawr
© Knight Architects



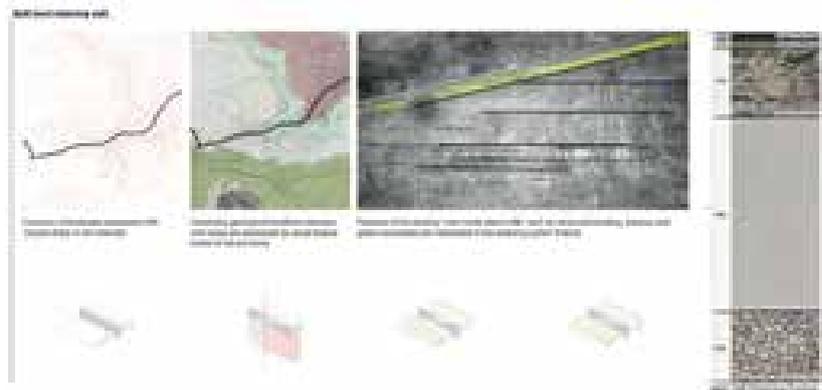
2 Örtliche Charakteristika als Bezugsgröße
© Knight Architects

2 Entwurfsansatz

Der Planungsabschnitt befindet sich in einer der geologisch, naturräumlich und kulturhistorisch wertvollsten Landschaften von Wales.

In der Ideenfindungsphase des Entwurfs wurden nun die lokalen Gegebenheiten auf bestimmte Charakteristika hin untersucht, die es erlauben würden, sie in eine Konzeption einfließen zu lassen. Hierbei war das Hauptaugenmerk darauf gerichtet, die Besonderheit des Ortes herauszuarbeiten und im Erscheinungsbild der Bauwerke widerzuspiegeln.

Die Identität des Ortes definiert sich über die Wechselwirkung zwischen der natürlichen Landschaft und dem jahrhundertelangen Eingriff des Menschen, wobei sich das Nebeneinander von Leben und Arbeit auf exemplarische Weise in dem Tal auf der Route A 465 zwischen den Gemeinden Gilwern und Brynmawr manifestiert. Diese zwei sich überlagernden Aspekte der lokalen Kultur wurden vom Projektteam auf mehrere Arten interpretiert: mit der Absicht, die Einzigartigkeit von Landschaft und Kultur hervorzuheben.



3 Stützmauern

Die Stützmauern sind ein zentrales Thema bei dem Autobahnabschnitt 2. Da sie als massive Bauwerke intensiv in die Landschaft eingreifen, müssen sie so konzipiert werden, dass sie sich möglichst harmonisch in ihre Umgebung einfügen. Die Stützwände und die bepflanzten Böschungen sollen gestalterisch auf ein breites Spektrum von Nutzern eingehen, die sie unterschiedlich wahrnehmen. Hier spielt Geschwindigkeit ebenso eine Rolle wie der Maßstab und die Perspektive, denn ein Autofahrer wird sie anders

auffassen als ein Wanderer oder ein Anwohner. Genauso wichtig ist es, dass sie nicht austauschbar sind, sondern sich in ihnen die Identität des Ortes widerspiegelt: Die Lösung muss authentisch sein, attraktiv und langlebig. Es wurde eine Palette von Oberflächentexturen und Materialien entwickelt, welche die einzigartige geologische Beschaffenheit der Schlucht Clydach Gorge interpretiert, ohne dabei ökologische oder ökonomische Aspekte zu vernachlässigen.



3 Aufgliederung der verschiedenen Stützmauertypen
© Knight Architects

Zwei für die Landschaft charakteristische Eigenschaften sind ihre Topographie und Geologie. Die Gradienten der Strecke steigt um fast 275 m an und durchquert dabei zahlreiche horizontale Felshorizonte, wie zum Beispiel roten Sandstein oder die lokalen Kohleflöze. So war es naheliegend, im Entwurfskonzept eine Referenz zu diesen geologischen Gegebenheiten herzustellen.

Technisch setzt sich der Autobahnabschnitt aus zahlreichen Einzelbauwerken zusammen, die aber im Grunde in zwei Gruppen unterteilt werden können: die »inneren« und die »äußeren« Elemente.

4 Rückhaltesysteme

4.1 Äußere Elemente

Die »äußeren« Böschungen und Stützwände haben einen sehr starken Bezug zum Tal und sollten daher ein natürliches Erscheinungsbild besitzen. Diese Elemente werden deshalb nahtlos in die sie umgebende Landschaft übergehen und mit Bruchstein verkleidet oder als bepflanzte Dämme realisiert. Während sich die bepflanzten Hänge nach und nach in die Umgebung integrieren werden, soll die Bruchsteinverkleidung aus lokal abgebautem Material bestehen. So werden die geologischen Verhältnisse über die Verkleidung vermittelt.

4.2 Innere Elemente

Der Verlauf der neuen Route richtet sich hauptsächlich nach der lokalen Topographie sowie dem Wunsch nach einer Minimierung des Eingriffs und der zukünftigen Störung sensibler Naturräume. Aus diesem Grund wird ein 2,40 km langer Abschnitt entlang dem Südhang der Clydach Gorge gebaut, was eine Gliederung der Strecke in zwei getrennte Fahr Ebenen erforderte. Der vertikale Versatz zwischen den Richtungsfahrbahnen wird hier weiter als »innere« Stützwand bezeichnet.



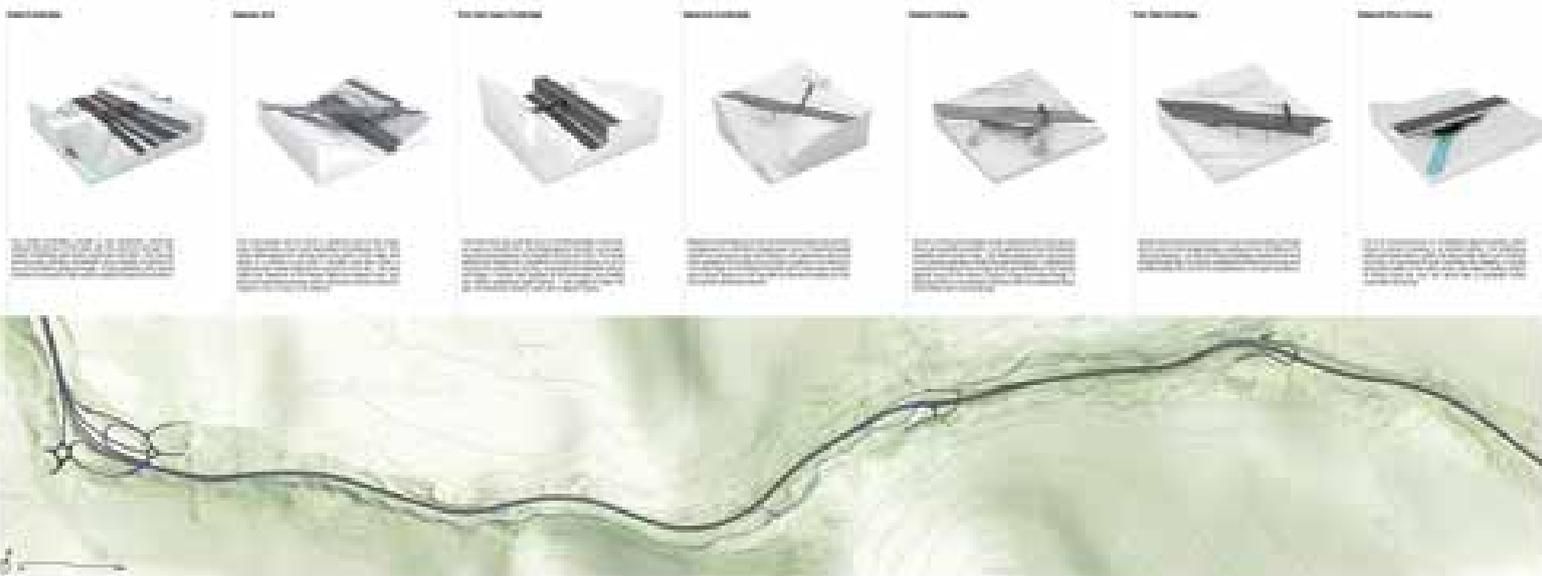
4 Landschaftsbild mit (neuer) Stützwand und Böschung
© Knight Architects

Die nach Westen reisenden Nutzer durchqueren eine lange, kontinuierlich enger werdende Schlucht, deren Sohle jedoch stetig ansteigt, so dass der Weg aus einem grünen, weiten Tal in die karge Plateaulandschaft der Brecon Beacons übergeht. Über die gesamte Länge wird die innere Stützmauer durch mehrere horizontal verlaufende Bänder unterteilt. Diese Bänder basieren auf praxisüblichen Typen von bewehrter Erde, werden jedoch abgedeckt mit speziell angefertigten Betonfertigteilplatten. In ihrer optischen Erscheinung unterschiedlich

ausgebildet, beziehen sie sich auf die horizontal gestaffelten Gesteinsschichten der Schlucht und vermitteln dem westwärts reisenden Fahrer einen Eindruck davon, wie er sich in der Schlucht langsam nach oben bewegt. Die horizontalen Betonstreifen werden in bestimmten Bereichen zudem durch Bruchsteinverkleidungen unterbrochen, so dass zum einen ein Bezug zum lokalen Gesteinsbild hergestellt wird und sich zum anderen die Stützwand in Fernsicht besser in ihr Umfeld einfügt.



5 Verkleidung aus Beton und Bruchstein
© Knight Architects



6 Entwicklung von unterschiedlichen Brückenbauwerken
© Knight Architects

Dieser Ansatz hat zahlreiche Vorteile, nicht zuletzt im Bereich der Errichtung, da es sich bei ihnen um repetitive Fertigteilelemente handelt, von denen Prototypen erstellt und getestet werden können, bevor sie dann in Masse produziert und von mehreren Arbeitstrupps parallel aufgebaut werden. Alle eingesetzten Materialien sind authentisch, auf Naturstein imitierende Texturen oder Ähnliches wird hier bewusst verzichtet. Das gesamte Konzept bezieht sich auf die von der Design Commission for Wales definierten Richtlinien, welche kontextbezogene Lösungen fordert, und in dem Zusammenhang speziell solche, die den Charakter des Ortes oder »Sense of Place« ernsthaft und glaubwürdig widerspie-

geln. Letztlich sorgt dieses kontrollierte »Patchwork«-Design für Korrespondenzen, und zwar sowohl zu den natürlichen als auch zu den vom menschlichen Eingriff zeugenden Landschaftsmerkmalen, und ersetzt die ursprünglich langweilig und dominant wirkende Stützmauer durch ein Bauwerk, das interessant, attraktiv und robust ist. Der vielleicht wichtigste Vorteil aus Sicht des Kunden, der Baufirma Costain, war aber, dass die Stützmauer, welche ursprünglich zu 100 % durch eine handgemauerte Backsteinverkleidung abgedeckt werden sollte, nun zu 85 % aus Betonfertigteilen besteht, was eine Kostenersparnis von über 1,30 Mio. € bedeutet.

5 Verbindungsbauwerke

Während die Stützmauern in ihrer Gestaltung Bezüge zur Topographie und Geologie der Umgebung herstellen, werden die Brückenbauwerke das industriege-schichtliche Erbe thematisieren. Über den gesamten Verlauf der Strecke sind zahllose Stätten verteilt, die davon zeugen, wie sehr das Land vom Bergbau geprägt wurde. So ist die einstige Dominanz der Montanindustrie auch heute noch in der gebauten und natürlichen Landschaft präsent. Die neuen Bauten der A 465 müssen daher in diese bestehende, jahrhundertlang umgestaltete Umgebung hineinpassen.



7 8 Geh- und Radwegbrücken bei Clydach und Hafod
© Knight Architects

Mehrere neue Fußgänger- und Straßenbrücken werden neue Verbindungen zwischen den Orten auf beiden Seiten der Autobahn schaffen. Anders als die Stützwände, welche entweder aus fahrenden Fahrzeugen oder aus größerer Entfernung wahrgenommen werden, müssen speziell die Fußgängerbrücken ihren Nutzern mit einem »menschlichen« Maßstab begegnen und wurden deshalb bei der Planung entsprechend detailliert.

Jede der Brücken reagiert in ihrer Erscheinung direkt auf die vorherrschenden Randbedingungen und Zwänge, jedoch sind alle Brücken durch die Wahl der Materialien, ihre konsequente Detaillierung und eine klare, reduzierte Architektursprache deutlich als Brückenfamilie erkennbar. So wurde bei allen von ihnen von ihnen rotpatinierter, wetterfester Stahl als Leitmaterial verwendet. Seine rotbraune Tönung fügt sich sehr gut in die Farbpalette der angrenzenden Umgebung ein und verweist auf die offenen Gruben, in denen einst Eisenerz gefördert wurde.

Neben dem Entwurf der Brücken selbst war es enorm wichtig, wie sie in den Bestand eingebunden werden. Die neuen Verbindungen von Ortschaften und Gemeinden, die bisher von der Fernstraße getrennt waren, müssen fließend in die bereits vorhandenen Straßen- und Wegenetze übergehen. Nur so werden sie sich als integrale Komponenten in einer komplexen Infrastruktur auch behaupten können.



9 Fußgängersteg bei Pont Harri
© Knight Architects



10 Flussquerung am »Treidelpfad«
© Knight Architects



11 Abgespannte Monobogenbrücke für den Straßenverkehr
© Knight Architects

6 Ergebnis

Knight Architects schaffte es, das so entwickelte Konzept erfolgreich durch die öffentliche Anhörung zu bringen und die entsprechenden Planungsgenehmigungen zu erhalten. Das Projekt befindet sich derzeit in der Bauausführung und soll bis 2018 fertiggestellt werden.

Zusammenfassend lässt sich anmerken, dass durch ein durchdachtes Entwurfskonzept, welches ernsthaft auf Kontext und gegebene Randbedingungen eingeht, nicht nur eine gänzlich überzeugende Planung erarbeitet werden konnte, sondern zusätzlich signifikante Einsparungen in Höhe von ca. 1 Mio. £ oder ca. 1,30 Mio. € für Bauherrn und Baufirma erzielt wurden.

Autoren:
Martin Knight
Simon Harris
Bartłomiej Halaczek
Knight Architects,
High Wycombe, England

Bauherr
Welsh Government, Cardiff, Wales

Entwurf
Knight Architects, High Wycombe, England

Tragwerksplanung
Aktins Ltd. Cardiff, Wales
Halcrow Group Ltd., London, England
RPS Group Plc., London, England

Straßenplanung
Aktins Ltd. Cardiff, Wales
Halcrow Group Ltd., London, England
RPS Group Plc., London, England

Ausführung
Costain Group Plc., Maidenhead, England

Planung und Bau einer innovativen Eisenbahnbrücke Die neue Allerbrücke bei Verden

■ ■ ■ von Thomas Fackler, Tobias Steigerwald, Andreas Keil

Im Zuge der DB-Strecke Wunstorf–Bremerhaven ersetzt ein innovativer Neubau, der sich harmonisch in den Landschaftsraum des Aller-Flachlandes einfügt, die bestehende zweigleisige Brücke über die Aller. Die neue schlanke, durchlaufende Trogbücke überzeugt durch materialgerechte, entsprechend dem Momentenverlauf gewellte Stege aus Stahl, die beidseits an die orthotrope Stahlfahrbahnplatte angeschlossen sind. Die Steifen der Stege im Bereich der Hauptspannweite über der Aller sind fächerförmig, dem Kraftfluss folgend, angeordnet. Im Vorlandbereich sind zur Harmonisierung eine konstante Höhe der außenliegenden Stahlträger sowie rein vertikale Stegsteifen vorgesehen. Die neue Brücke konnte dank einer von Beginn an durchdachten Planung ohne nennenswerte Beeinträchtigung des laufenden Betriebs parallel zur bisherigen Strecke errichtet werden.

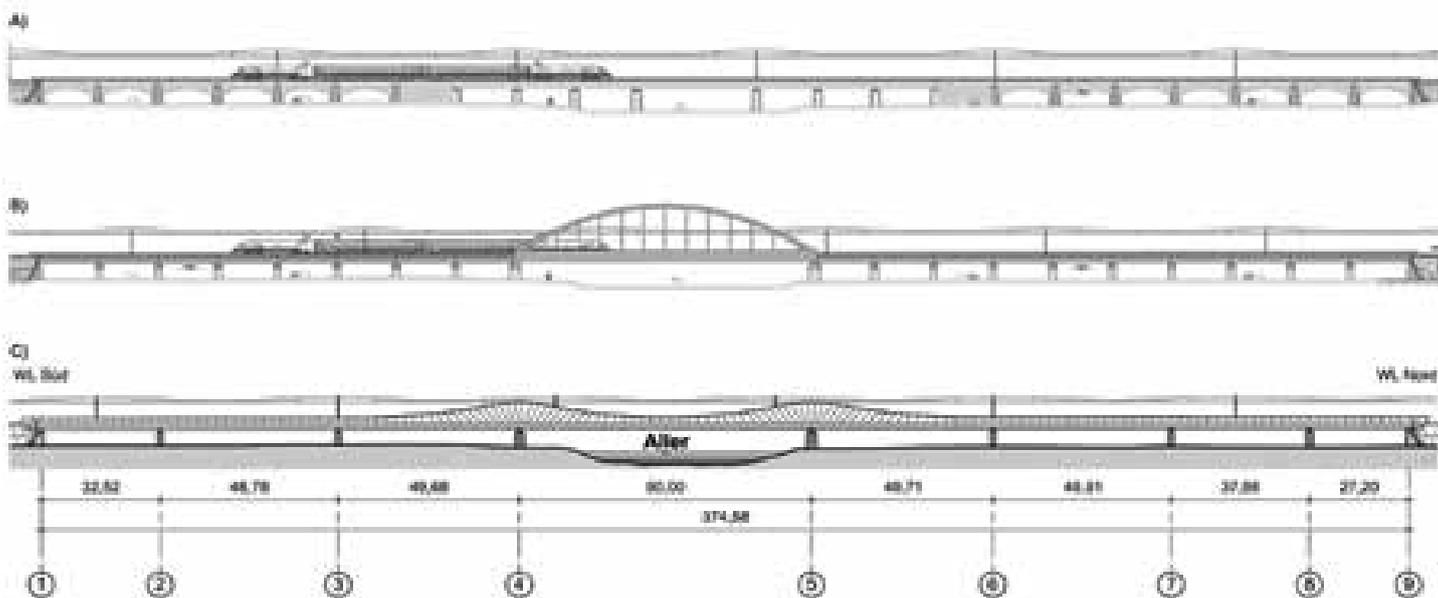
1 Einleitung

Die zweigleisige elektrifizierte DB-Strecke 1740 Wunstorf–Bremerhaven ist Bestandteil des Leistungsnetzes der DB Netz AG, Niederlassung Nord, mit dem Streckenstandard M160 (Mischverkehr, Leitungsgeschwindigkeit $v = 160 \text{ km/h}$). Das vorhandene Bauwerk (Bild 1) der Eisenbahnüberführung über die Aller mit einer Gesamtlänge von 375 m besteht aus insgesamt 15 gemauerten Gewölben aus dem Jahre 1867 sowie einem 130 m langen Mittelteil als Stahlüberbau aus dem Jahre 1951 auf teilweise erneuerten Pfeilern im Bereich der Aller [2].

Das Bestandsbauwerk weist eine zunehmende starke Schädigung insbesondere im Bereich der tragenden Gewölbe sowie der seitlichen Stirnmauer auf. Im Jahre 2001 wurden daher umfangreiche materialtechnische und rechnerische Untersuchungen zur Bewertung der Möglichkeiten einer Instandsetzung des zum damaligen Zeitpunkt noch denkmalgeschützten Bauwerkes durchgeführt. Im Ergebnis konnte für eine Instandsetzung keine dauerhafte und ausreichende Festigkeit des Gewölbemauerwerkes nachgewiesen werden. Aus diesem Grunde wurde ein Neubau der Eisenbahnüberführung über die Aller erforderlich.



1 Bestandsbrücke mit Gewölbemauerwerk
© DB ProjektBau GmbH



2 Vergleich: A) Bestandsbrücke, B) Amtsentwurf, C) Alternativentwurf
© schlaich bergemann partner/DB ProjektBau GmbH



3 Visualisierung der neuen Allerbrücke mit Welle und durchlaufendem Gesimsband
© schlaich bergemann partner

2 Der Entwurf der Allerbrücke

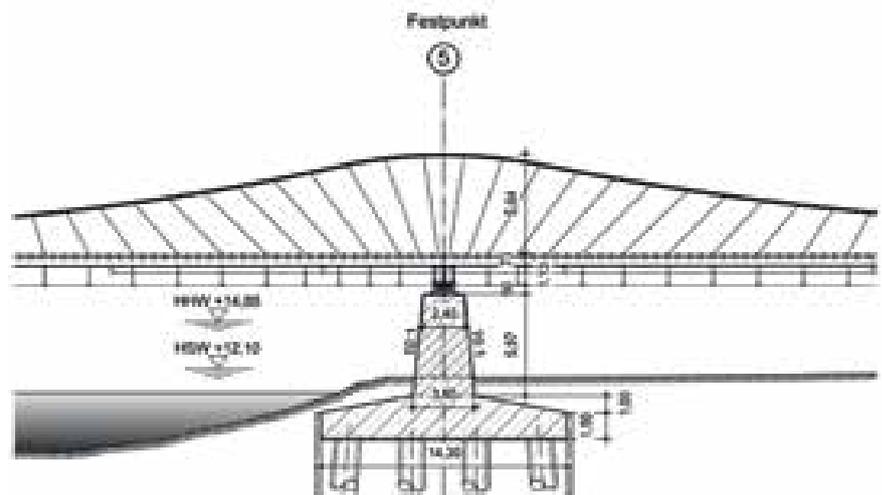
Der Amtsentwurf der DB AG sah für die Planfeststellung zunächst eine Stabbogenbrücke (Bild 2) im Bereich der Aller und sogenannte WIB-Überbauten im Allerflutbereich vor. Auf Wunsch der Stadt Verden wurde durch den Brückenbeirat der DB AG unter Einbeziehung des Leitfadens zur Gestaltung von Eisenbahnbrücken [3] ein Alternativentwurf in das laufende Verfahren eingebracht.

Mit dem Ziel, für die sensible Landschaft und die nahe gelegene Stadt Verden eine gestalterisch und technisch überzeugende, dauerhafte Lösung zu finden, wurden die folgenden Entwurfsparameter zugrunde gelegt:

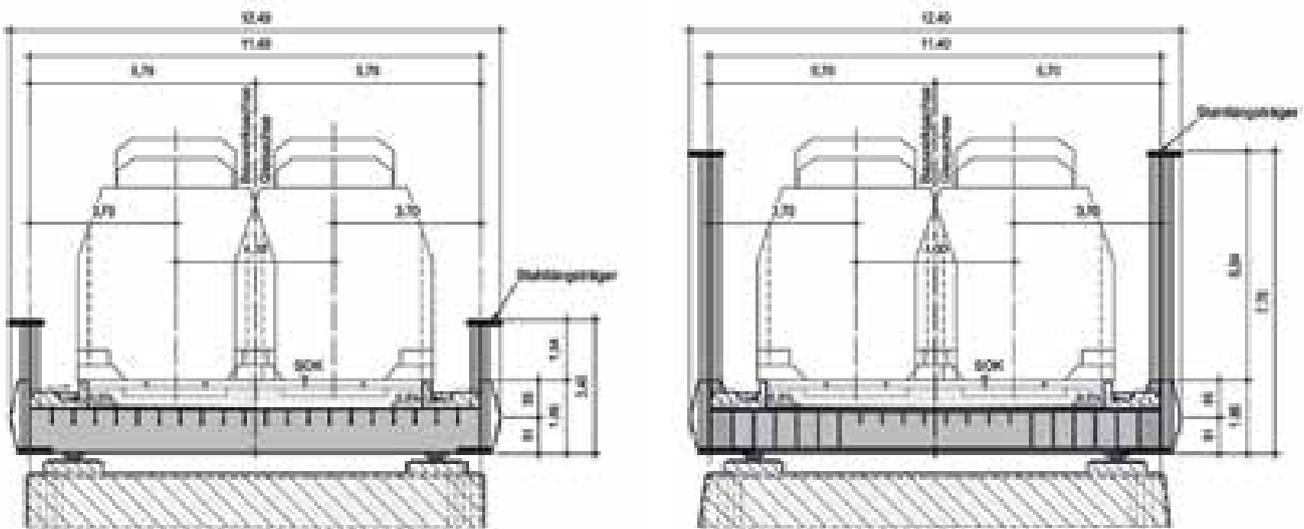
- Brückennachse gegenüber dem Bestand um 13,80 m nach Osten verschoben;
- Brückenlänge 375 m, Brückenbreite 12,40 m;
- Minimierung der Fugen- und Lageranzahl, Erhöhung der Robustheit und Dauerhaftigkeit;
- Lage der Pfeilerscheiben und Widerlager entsprechend den Bauwerksachsen der Bestandsbrücke;
- Tiefgründungen für die Pfeilerscheiben und Widerlager;
- Berücksichtigung der FFH-Zonen entlang der Aller, Reduzierung der Umwelteingriffe auf ein Minimum;
- Einbeziehung der hydraulischen Gegebenheiten, Vergrößerung der Durchflussöffnungen der neuen Brücke gegenüber dem Bestand;
- Möglichkeit zur nachträglichen Montage eines Fuß- und Radweges entlang der Westseite der Brücke.

Die gewählte Trogbücke überzeugt durch materialgerechte, entsprechend dem Momentenverlauf gewellte Stege aus Stahl, die beidseits an die Stahlfahrbahnplatte angeschlossen sind. Die Stegform ist so gewählt, dass bei der Hauptspannweite von 80 m die Zugkraft in dem stählernen Gurt des Stahllängsträgers und die Druckkraft in der Fahrbahnplatte unter einer Gleichlast konstant sind, und visualisiert damit den vorherrschenden

Lastabtrag. Um die Richtung der Hauptdruckkräfte und deren Weg in die Pfeilerscheiben abzubilden, sind die Steifen der Stege fächerartig angeordnet (Bild 4). Der Brückenüberbau ist über Lager auf den schlanken Pfeilerscheiben und den Widerlagern abgesetzt, der Festpunkt in Brückenlängsrichtung befindet sich auf dem nördlichen allernahen Pfeiler in Achse 6.



4 Stahllängsträger mit fächerartig angeordneten Steifen und Pfeilerscheiben mit Tiefgründung
© schlaich bergemann partner



5 Brückenquerschnitt im Stützenbereich: Vorland und Strompfeiler
© schlaich bergemann partner

3 Besonderheiten bei der Planung

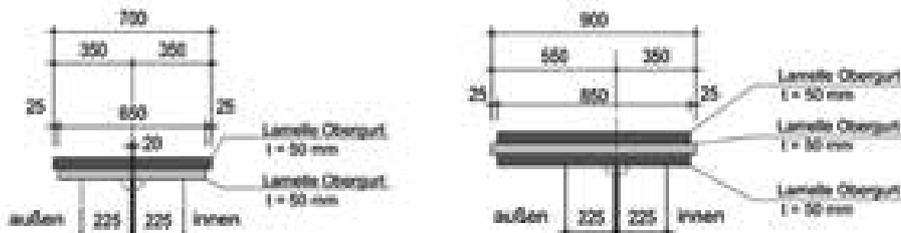
Im Zuge der Planung konnten die aus den hydraulischen Gegebenheiten resultierenden, bindenden Bauwerksachsen relativiert werden, so dass eine Optimierung der Feldlängen ohne abhebende Lagerkräfte in den Achsen 3 und 6 möglich wurde.

Die Höhe der seitlich angeordneten Stahllängsträger (Bild 5) variiert über die Brückenlänge. Während sie in den Vorlandbereichen konstant 3,40 m beträgt, schwingt sich die Welle an den Flusspfeilern bis auf maximal 7,70 m auf. Am Tiefpunkt in Feldmitte wird wiederum die Ausgangshöhe aus dem Vorlandbereich erreicht. Charakteristisch für das Bauwerk ist auch das über die gesamte Brückenlänge durchlaufende Gesimsband mit einer konstanten Höhe von 1,86 m.

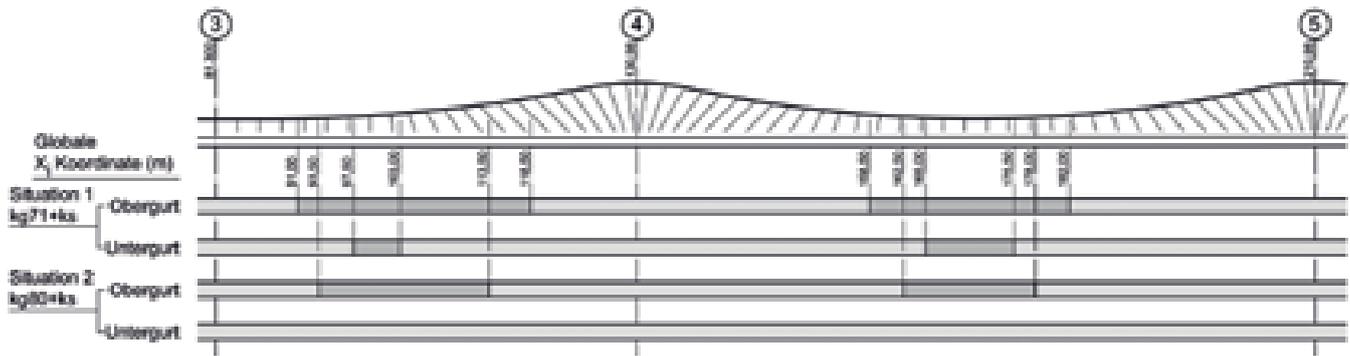
Der Beanspruchung folgend, nehmen bei den Gurten sowohl die Breite als auch die Anzahl der Lamellen in zwei Schritten mit zunehmenden Feldlängen bis zur größten Spannweite über der Aller hin zu. Der einlamellige Obergurt im Vorlandbereich mit einem Querschnitt von 700 mm x 50 mm wird über einen zweilamelligen zu einem dreilamelligen Querschnitt mit je 50 mm Dicke und einer Breite der Mittellamelle von 900 mm (Bild 6). Die Stützquerträger variieren von Achse zu Achse, sowohl in den Blechdicken der Stege als auch der Gurte. Das sehr schlank gehaltene Stegblech mit im Regelfall 15 mm und 20 mm wird in den Lasteinleitungszonen an den Stützquerträgern bis auf 50 mm im unteren Stegbereich verstärkt.

Bei den Lastannahmen waren nachfolgende Sonderpunkte zu berücksichtigen:

- erhöhte Radsatzlast mit 25 t anstelle 22,50 t;
- Klassifizierungsbeiwert $\alpha = 1,21$;
- aufgrund der Brückenlänge (> 300 m) Ansatz von erhöhten Bremslasten bei gleichzeitigem Verzicht auf die Einwirkung Anfahren;
- Prognose für das Jahr 2015 mit 211 Zügen am Tag und 110 Zügen bei Nacht, was einem Zugtakt von 5 min entspricht;
- Zugverkehrsaufkommen mit > 50 Mio. Leistungstonnen pro Gleis und Jahr.



6 Obergurtlamellenpaket mit 700 mm und 900 mm Breite
© schlaich bergemann partner



Hellgraue Bereiche = keine Einschränkung der Schweißbarkeit
 Dunkelgraue Bereiche = Ausführung entsprechend jeweiliger Kerbgruppe ausgeschlossen

7 Exemplarische Darstellung der Längsträgerbereiche mit eingeschränkter Schweißbarkeit
 © schlaich bergemann partner

Da, wie so häufig bei Eisenbahnbrücken, der Ermüdungsnachweis in bestimmten Bereichen maßgebend für die Dimensionierung des Tragwerkes ist, wurden die Stahllängsträger in Abschnitten, in denen gewisse, für den Ermüdungsnachweis kritische Schweißdetails nicht ausgeführt werden durften, einer besonderen Betrachtung unterzogen (Bild 7). Ein Lamellenvollstoß, Kerbfall 71 (Situation 1), wurde in Bereichen bis zu 29 m Länge untersagt. Hier mussten die Stoßstellen der einzelnen Lamellen aufgrund des besseren Kerbdetails versetzt angeordnet werden. Das dann vorliegende Kerbdetail »Längsnaht über Quernaht«, Kerbfall 80 (Situation 2), führte stellenweise zu Bereichslängen von 20 m.

4 Fertigung und Montage

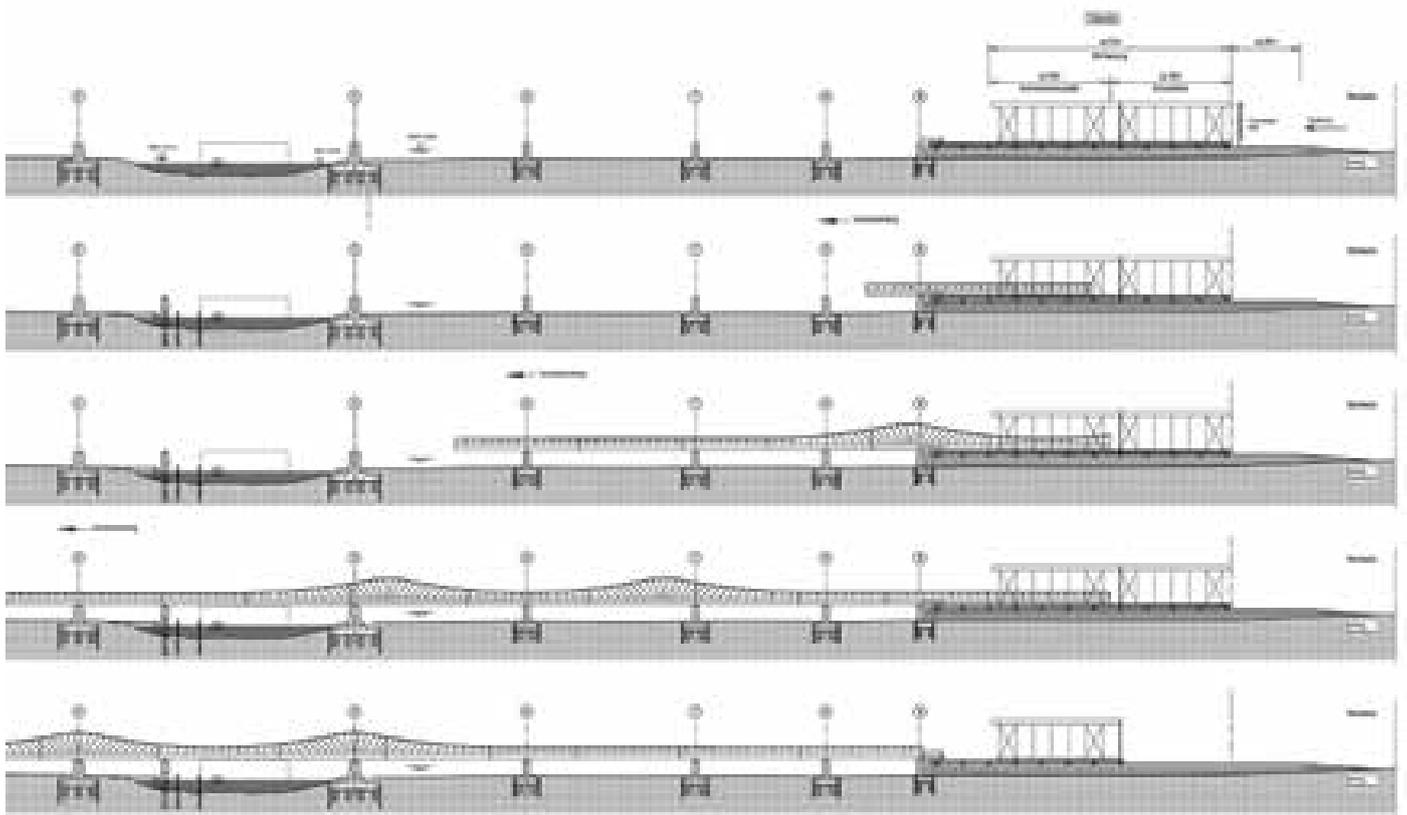
Aufgrund der Komplexität der Aufgabe wurden Überlegungen zum Bauablauf und zur Herstellung des Tragwerkes schon frühzeitig in der Planung berücksichtigt.

Durch die Lage der zukünftigen Baustelle in einer Flora-Fauna-Habitat-(FFH-) Zone, einem Vogelschutz- und Überschwemmungsgebiet, in dem mehrfach pro Jahr Hochwasserereignisse auftreten können, mussten möglichst vom Hochwasser unabhängige Bauverfahren gewählt werden (Bild 8). Erforderliche Baustelleneinrichtungsflächen wurden so angelegt, dass sie kurzfristig zum Beispiel von Baufahrzeugen und -geräten geräumt werden können.

In den hochwasserfreien Monaten ließen sich sowohl die Tiefgründungen mit in der Anzahl an die Anforderungen angepassten Großbohrpfählen $d = 1,50\text{ m}$ (Regelachsen: 8 Pfähle; Strompfeiler: 12 Pfähle; Strompfeiler-Festpunkt: 16 Pfähle) samt Pfahlkopfplatten als auch die Widerlager und die aufgehenden Pfeilerscheiben herstellen.



8 Hochwasser Ende Mai 2013, Taktkeller in Vorbereitung
 © DB ProjektBau GmbH

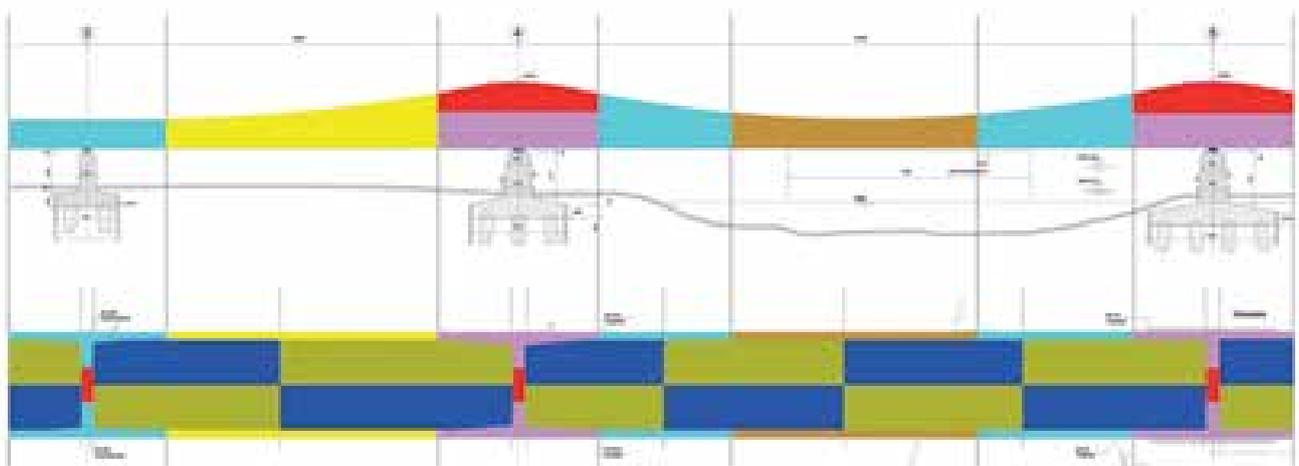


9 Darstellung ausgewählter Bauphasen
© schlaich bergemann partner

Für das Einschleppen (Takt 1–7) bzw. Ziehen (Takt 8) des Überbaues wurde nördlich der Achse 9 ein großzügig ausgelegter Taktkeller als Fertigungseinheit, bestehend aus Anlieferungs-, Schweiß- und Korrosionsschutzbereich, aufgebaut

(Bild 9). Um über die mehrmonatige Bauzeit vom Hochwasser unabhängig zu sein, wurde der Taktkeller komplett oberhalb des höchsten Wasserstandes (HHW) angelegt.

Die Einteilung des Überbaus in Schüsse (Bild 10) war nicht nur an die bereits erwähnten Ermüdungsbereiche gebunden. In der Planung wurden ebenfalls maximal mögliche Transportlängen und Tonnagen für Straßenschwertransporte und Mobilkrane berücksichtigt.



10 Ausschnitt Schusseinteilung: Längsträger (oben) und orthotrope Platte (unten)
© Max Bögl Bauunternehmen GmbH



11 Längsträgersegment in der Werksvorfertigung
© Max Bögl Bauunternehmen GmbH

Die Einzelsegmente wurden werkseitig bei der Firma Max Bögl in Neumarkt verschweißt (Bild 11), um sie »just in time« für den jeweils nächsten Verschub zur Baustelle zu bringen. Das größte Brückensegment hatte eine Abmessung von 31,30 m x 6,10 m (L x H) und eine Tonnage von 105 t.

Um eine qualitativ hochwertige bauseitige Ausführung des Korrosionsschutzes zu gewährleisten, wurde im Taktkellerbereich eine flexible hallenartige Einhausung aufgebaut, welche auch auf unterschiedliche Schusslängen angepasst werden konnte (Bild 12).

Im Takt 6 wurde der 4.000 t schwere Überbau mit Hohlkolbenzylindern über die Aller geschoben. Auf den letzten 130 m (Achsen 6–9) geht die ansonsten gerade Brücke in einen Krümmungsradius von 1.200 m über. Daraus ergibt sich ein maximales Versatzmaß von ca. 1 m zur Verschubachse, wodurch beim letzten und längsten Takt 8 bei einer Tonnage von 5.400 t nur ein Ziehen mittels Litzen vom Widerlager in Achse 1 aus sinnvoll war.



12 Taktkeller mit Einhausung, Position des Überbaus nach Takt 2
© Max Bögl Bauunternehmen GmbH



13 Position des Überbaus vor Takt 6
© Max Bögl Bauunternehmen GmbH



14 Überbau nach Takt 8 in Endlage
© Max Bögl Bauunternehmen GmbH

Nach Fertigstellung des Brückentragwerks begann zuerst das Verschwenken des östlichen Gleises. In einer zweiten Sperrpause konnte dann auch das westliche Gleis wie vorgesehen verschwenkt

werden. Die Inbetriebnahme der neuen Eisenbahnbrücke erfolgte im Oktober 2015. Der Rückbau des schadhafte Bestandsbauwerks wird noch in 2016 durchgeführt werden.



15 Längsträger mit elegantem Schwung der Wellen über der Aller
© Erich Schwinge

5 Zusammenfassung

Der auf Anregung des Brückenbeirates der DB AG entstandene Alternativentwurf von schlaich bergemann partner hat Vorbildfunktion. Die realisierte Konzeption, basierend auf dem Leitfaden zur Gestaltung von Eisenbahnbrücken [3], fand bei den Verantwortlichen der Stadt großen Anklang.

Das innovative Bauwerk fügt sich transparent und harmonisch in den Landschaftsraum der Aller ein und wird den Anforderungen an eine dauerhafte und robuste Konstruktion gerecht.

Autoren:

Dipl.-Ing. Thomas Fackler
Dipl.-Ing.(FH) Tobias Steigerwald
Dipl.-Ing. Andreas Keil, Geschäftsführer
schlaich bergemann partner,
Stuttgart

Literatur

- [1] Keil, A.; Fackler, T.; Steigerwald, T.: Die neue Allerbrücke bei Verden; in: Bautechnik, Heft 2, 2015, S. 116–122.
- [2] Schindler, R.; Fackler, T.: Erneuerung der Eisenbahnüberführung über die Aller bei Verden; in: Bauen + Wirtschaft, Landesausgabe Niedersachsen 2011, S. 188–189.
- [3] Schlaich, J.; Schmitt, V.; Marx, S.; et al.: Leitfaden Gestalten von Eisenbahnbrücken. Hrsg. von DB AG, Berlin, 2008.

Anmerkung

Dieser Aufsatz der Autoren basiert auf einer Veröffentlichung, die in der Zeitschrift Bautechnik, Heft 2, 2016, erscheint.

Bauherr
DB Netz AG, Berlin

Auftraggeber
DB ProjektBau GmbH, Hannover

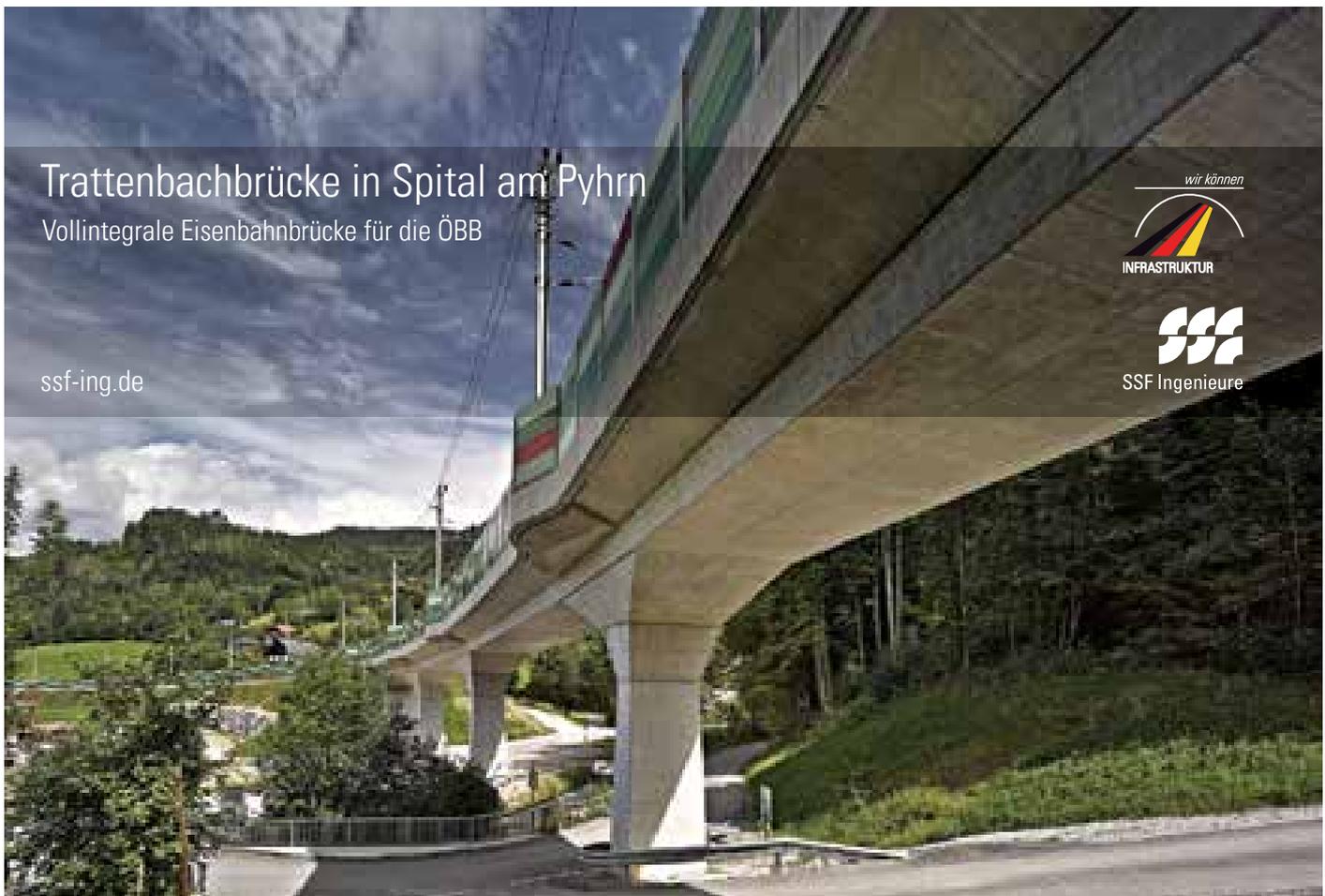
Entwurf
schlaich bergemann partner, Stuttgart

Tragwerksplanung
schlaich bergemann partner, Stuttgart

Prüfingenieur
Dipl.-Ing. Ralf Schubart, Wunstorf

Ausführung
Max Bögl Bauunternehmung GmbH, Neumarkt

Detailplanung
SSF Ingenieure AG, München



Trattenbachbrücke in Spital am Pyhrn

Vollintegrale Eisenbahnbrücke für die ÖBB

ssf-ing.de



LANDSCHAFT – STRASSE – STADT

Symposium SÜDSCHNELLWEG IN HANNOVER



In Kooperation mit der Niedersächsischen Landesbehörde für Straßenbau und Verkehr laden wir zum

Symposium

SÜDSCHNELLWEG IN HANNOVER

nach Hannover ein.

In den 1950er Jahren nach dem Schnellwegkonzept mit einer Hochstraße und einer hochwassersicheren Leinequerung erbaut, soll dieser Abschnitt der Bundesstraße B 3 in den nächsten Jahren ein neues Gesicht erhalten.

Termin und Programm

Termin: 27. Juni 2016

Tagungsort: Hannover

Programm: Das Projekt wird in allen Einzelheiten vorgestellt und erläutert.

Ab Ende Februar finden Sie unter www.symposium-brueckenbau.de detaillierte Angaben zu den Vortragenden und den Themen sowie allen Anmeldekonditionen.

Projektbeteiligte

- > Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur
- > Niedersächsisches Ministerium für Wirtschaft, Arbeit und Verkehr
- > Landeshauptstadt Hannover

Projektleitung

- > Niedersächsische Landesbehörde für Straßenbau und Verkehr



HILDESHEIMER STRAßE

Projektumfang

- > Ausbau und Erneuerung des ca. 4,60 km langen Abschnitts der B 3
- > Entwurf, Planung und Errichtung von vier Großbrückenbauwerken

Projektherausforderungen

- > Beachtung der Landschafts- und Erholungsgebiete
- > Berücksichtigung des städtischen Umfelds und der Verkehre
- > Einpassen einer leistungsfähigen und bedarfsgerechten Verkehrsachse
- > Transparenter Verfahrensablauf mit Einbindung der Öffentlichkeit
- > Bauen unter Verkehr

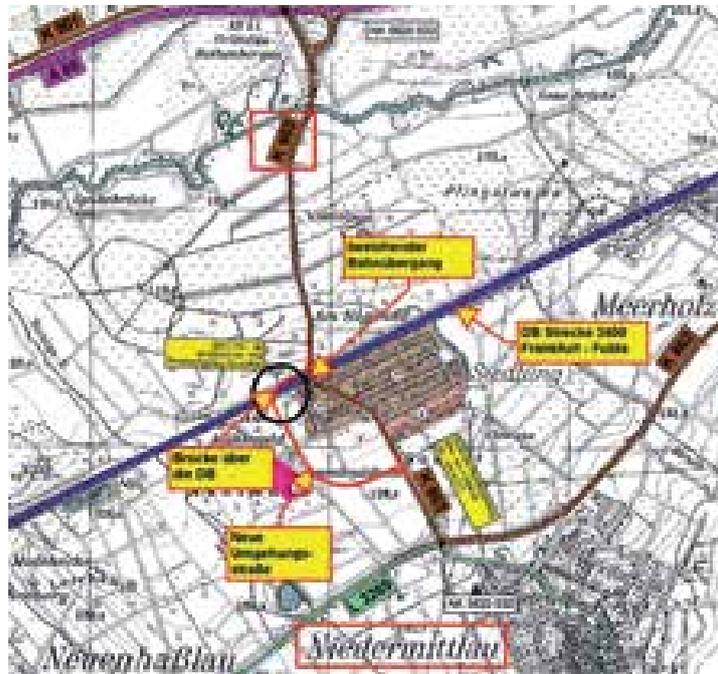
VERLAGSGRUPPE
WIEDERSPAHN
mit MixedMedia Konzepten

Biebricher Allee 11 b
65187 Wiesbaden
Tel.: +49/611/98 12 92-0
Fax: +49/611/80 12 52
kontakt@verlagsgruppewiederspahn.de
www.verlagsgruppewiederspahn.de
www.mixedmedia-konzepts.de
www.symposium-brueckenbau.de

Besonderheiten bei der Ausführungsplanung Brücke über die Bahn bei Hasselroth

■ ■ ■ von Holger Hauser, Peter Seitz

Im Zuge der Beseitigung eines beschränkten Bahnüberganges in der südwestlich von Gelnhausen gelegenen Gemeinde Hasselroth am Rande des Spessarts erfolgte der Neubau einer Umgehungsstraße inklusive eines Brückenbauwerks, welches die Bahngleise zukünftig planfrei überführt. Die im Grundriss stark gekrümmte, siebenfeldrige und semiintegrale Plattenbalkenstruktur wurde im bahnüberspannenden Mittelfeld in Stahlverbund- und in den anschließenden Feldern in Spannbetonbauweise errichtet. Links und rechts des Hauptfeldes treffen Stahlverbund- und Spannbetonüberbau sowie die dort integrierten Pfeiler in einem Knotenpunkt zusammen. Aufgrund der äußerst beschränkten Abmessungen und der komplizierten geometrischen Verhältnisse stellte die konstruktive Lösung zur Vereinigung der drei Bauweisen Stahlbeton, Spannbeton und Stahlverbund in einem Punkt eine große Herausforderung für Planung und Ausführung dar.

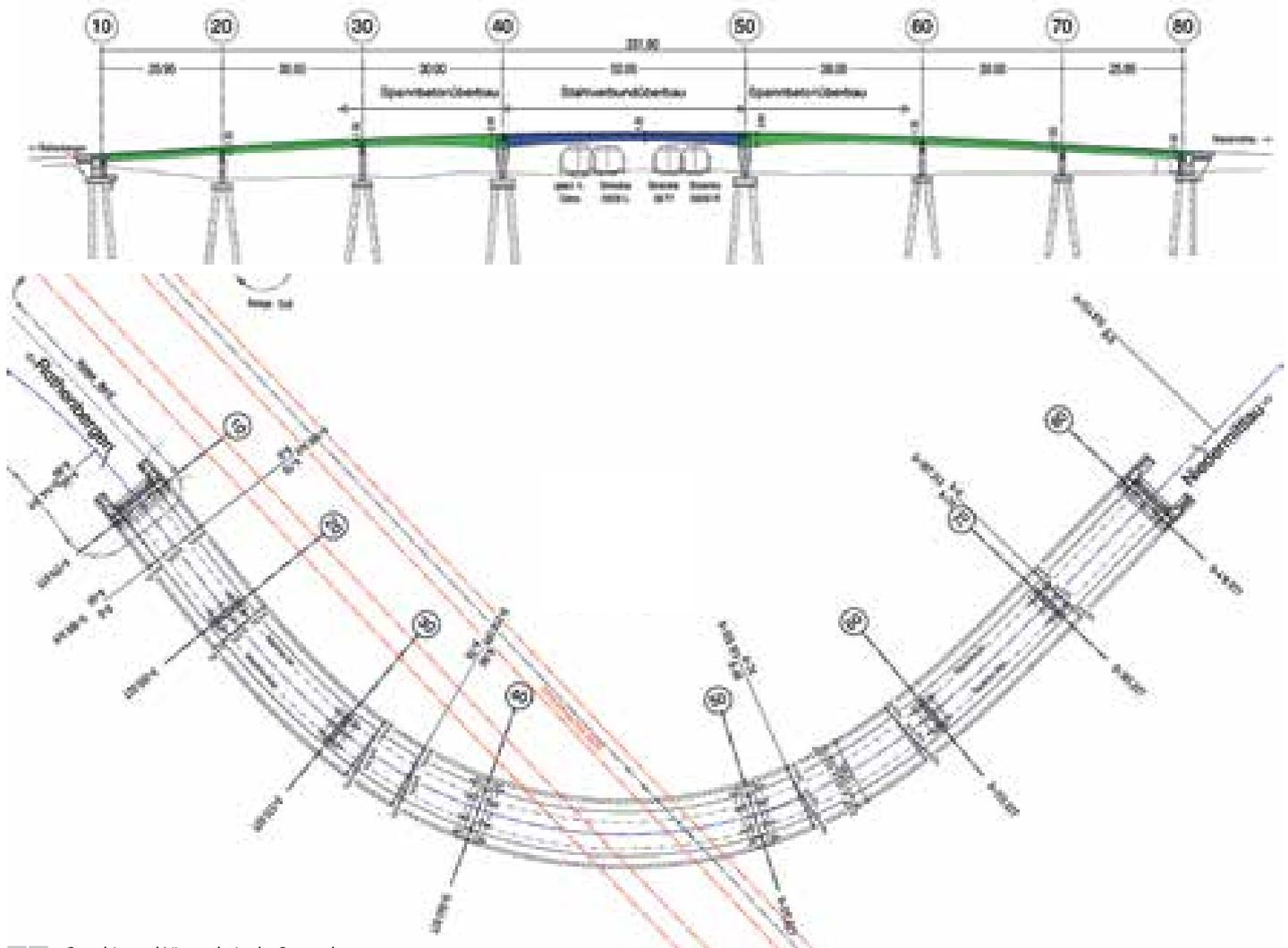


1 Lageplan
© Hessen Mobil Straßen- und Verkehrsmanagement

1 Einleitung und Entwurfsgrundlagen

In der Gemeinde Hasselroth, Ortsteil Niedermittlau, kreuzte die Kreisstraße K 903 die Bahnlinie von Frankfurt am Main nach Fulda höhengleich mittels eines beschränkten Bahnübergangs. Die K 903 verbindet die Räume südlich und nördlich der Bahnlinie und dient als direkter Zubringer zur Anschlussstelle Gründau-Rothbergen der Bundesautobahn (BAB) A 66. Da seitens der Deutschen Bahn (DB) geplant ist, die bestehende dreigleisige DB-Strecke 3600 viergleisig auszubauen sowie für eine bessere und sicherere Verkehrsabwicklung zu sorgen, wurde entschieden, den vorhandenen Bahnübergang zu beseitigen und stattdessen weiter westlich eine Brücke über die DB zu errichten. Hierzu wurde die K 903 durch eine Umgehungsstraße westlich von Niedermittlau ersetzt, welche dann mittels des neuen Bauwerks die DB überquert. Radfahrer und Fußgänger können nun ebenfalls planfrei die neue K 903 am nördlichen Widerlager der neuen Brücke kreuzen. Zur Querung der Bahngleise wurde an der Stelle des beseitigten Bahnübergangs die existierende Bahnsteigunterführung verlängert und durch behindertengerechte Rampen auf beiden Seiten der Gleise ergänzt.

Im Grundriss beginnt die Linienführung des Bauwerks mit einer Geraden, welche dann in eine Klothoide und anschließend im Bereich des Mittelfeldes über die DB in einen Kreisbogen mit einem sehr engen Radius von 80 m übergeht. Dieser geht wiederum in eine Klothoide und danach, zum Ende des Bauwerks, erneut in eine Gerade über. Die Querneigung beträgt ca. 0 % bei Achse 10 und steigt bis auf 8 % zu Beginn des Kreisbogens und nimmt dann zur Achse 80 hin auf 2,50 % ab. Das Bauwerk liegt im Aufriss in einer Kuppenausrundung mit einem Halbmesser von 1.400 m, der Kuppenhochpunkt befindet sich dabei im Mittelfeld im Bereich der DB-Gleise. Die Breite des Gesamtquerschnittes zwischen den Geländern misst 11,80 m mit einer zugehörigen Fahrbahnbreite von 8,20 m zwischen den Schrammborden.



2 3 Grundriss und Längsschnitt des Bauwerks
© K+S Ingenieur-Consult GmbH & Co. KG

Der Überbau besteht in den Feldern 1–3 sowie 5–7 aus einem zweistufigen Spannbeton-Plattenbalken, welcher im Bereich der Achsen 40 und 50 in einen ebenfalls zweistufigen Stahlverbundquerschnitt übergeht. In diesen Achsen werden auch die Pfeiler monolithisch und somit lagerlos (semiintegral) mit dem Überbau verbunden. Die Herstellung der Spannbetonfelder erfolgte auf Lehrgerüst. Aufgrund freizuhaltender Lichträume im Gleisbereich und zur Minimierung der Sperrzeiten wurde für das Mittelfeld die Stahlverbundbauweise gewählt. Für das Einheben der Stahlträger war so nur eine einzige nächtliche Vollsperrung nötig. Die große Stützweite des Mittelfeldes ergab sich aus dem schleifenden Schnitt des Bauwerks zu den Gleisen. Eine Entzerrung der kritischen Knotenpunkte in den Achsen 40 und 50, so dass zum Beispiel die Übergänge von Stahlverbund zu Spannbeton außerhalb der Pfeilerbereiche liegen, hätte somit zu einer noch größeren und daher unwirtschaftlicheren Stützweite geführt.



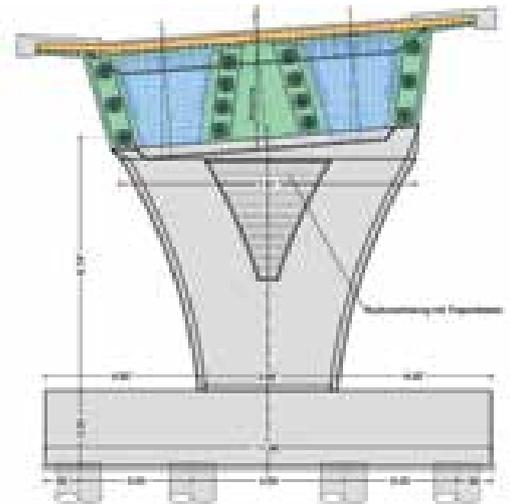
4 Bahnüberspannendes Mittelfeld der Brücke
© Wolff & Müller Ingenieurbau GmbH

2 Gründung und Pfeiler

Die Gründung der Pfeiler und der Widerlager erfolgte auf geneigten, bis zu 20 m langen Großbohrpfählen mit $D = 1,20$ m. Die Widerlager wurden kastenförmig ausgebildet. Die Pfeiler in den Achsen 20, 30, 60 und 70 sind Y-förmig ausgebildet und mit einem Querriegel im oberen Bereich verbunden. An diesen Achsen wurden längsverschiebliche und auf einer Seite querfeste Kalottenlager angeordnet. Die integralen Pfeiler in den Achsen 40 und 50 nehmen die Y-Form optisch auf, sind jedoch vollflächig. Sie weiten sich zudem in der Breite von 1,20 m am Fuß bis auf 2,60 m am Kopf über ihre Höhe hinweg auf und verjüngen sich schließlich wieder auf 2,20 m am Anschluss zum Überbau. Die Pfeilerrecken wurden um 20 cm angefasst und die Seitenflächen mit einer nach innen versetzten Strukturschalung versehen, um eine optische Anpassung zu den nicht integralen Pfeilern zu erreichen. Abgesehen vom erheblichen Schalungs- und Bewehrungsaufwand auf der Baustelle resultierte aus



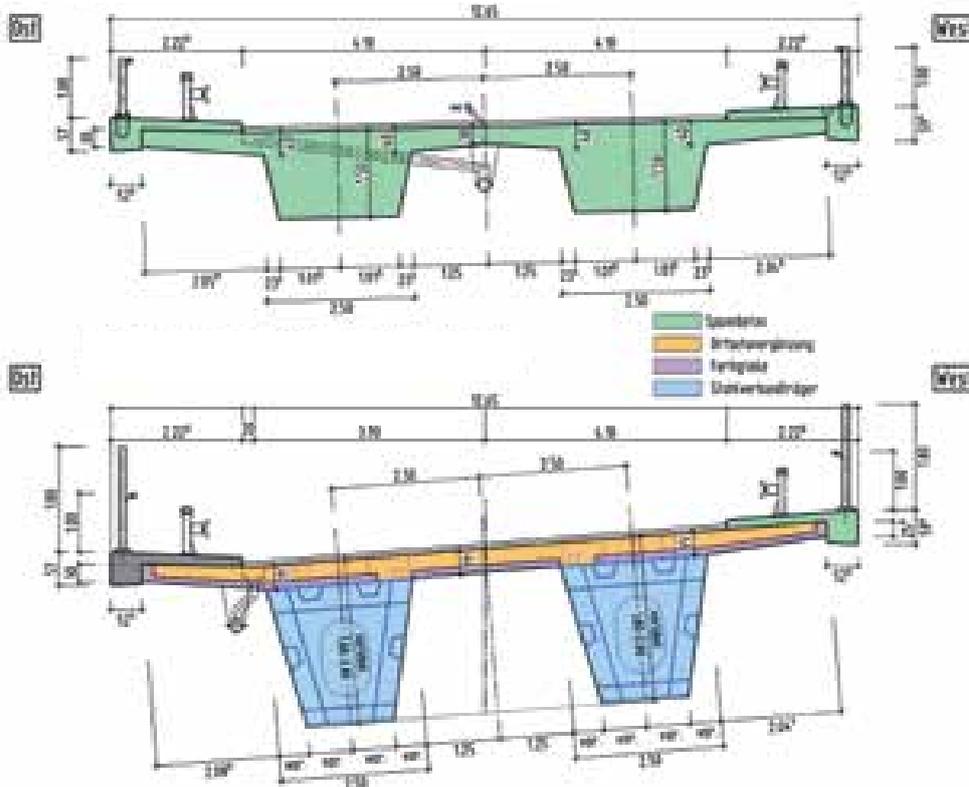
5 6 Semiintegraler Pfeiler in Achse 40
© Holger Hauser, K+S Ingenieur-Consult GmbH & Co. KG



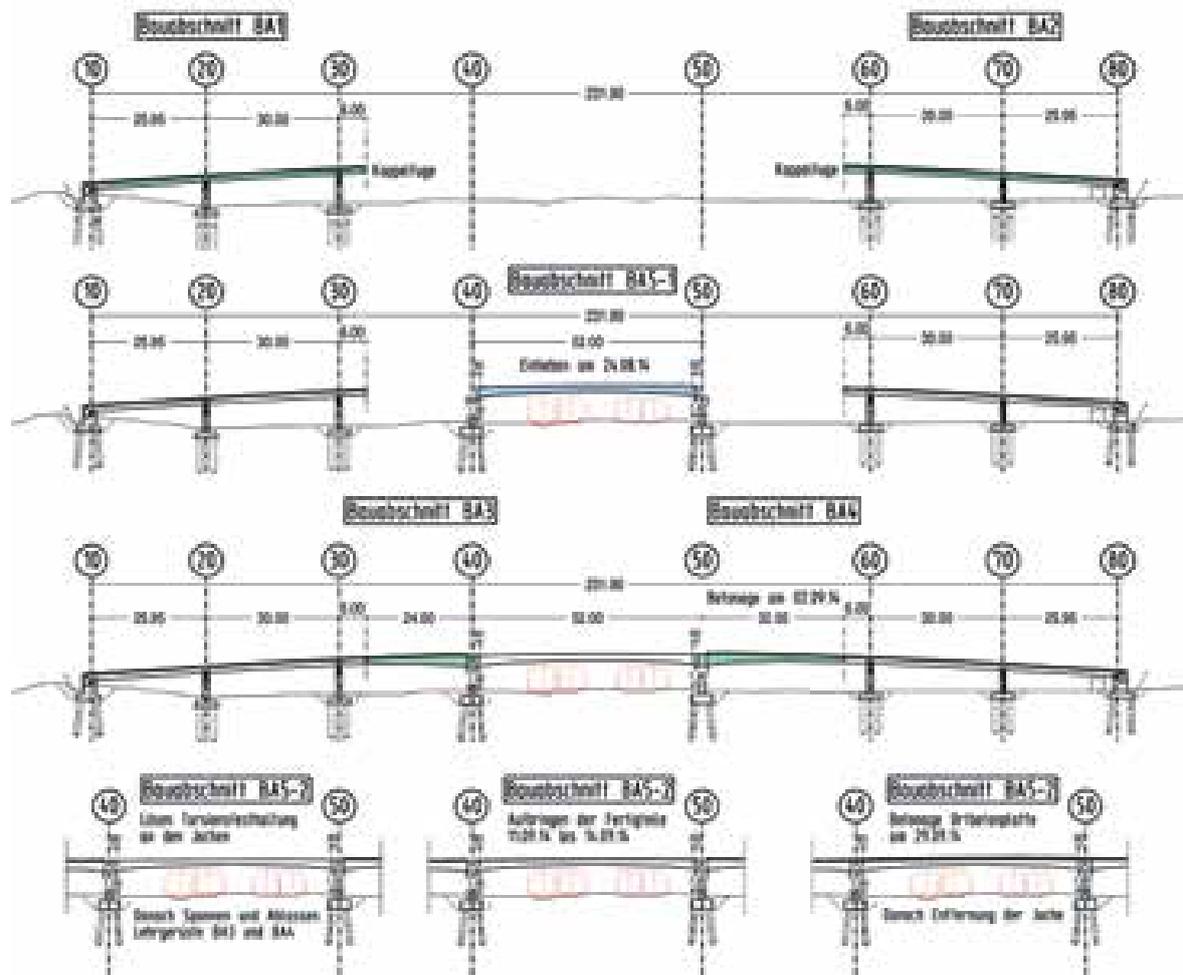
dieser Pfeilerform eine äußerst komplexe Bewehrungsplanung: Allein für einen Pfeiler waren so sieben Bewehrungspläne in DIN A0 erforderlich. Die Anschlussbewehrung musste dabei exakt auf die Lage der Stahlverbundträger bzw. deren Kopfplatten mit entsprechend vielen Kopfbolzendübeln abgestimmt werden.

3 Überbau

Wie eingangs erläutert, besteht der Überbau zwischen den Achsen 10–40 und 50–80 aus einem zweistegigen Spannbeton-Plattenbalken. Die Konstruktionshöhe beträgt dort in der Regel 1,50 m, nur zu den Achsen 40 und 50 hin wird er bis auf 2,80 m angevoutet. Die Herstellung erfolgte auf Lehrgerüst in vier Bauabschnitten (siehe Bild 9). Zwischen den Achsen 40 und 50 besteht der Überbau aus zwei Stahlverbundhohlkästen mit einer 40 cm dicken Fahrbahnplatte aus Ort beton mit Halbfertigteilen. Die Konstruktionshöhe beträgt hier im Feld 1,80 m und an den Stützen 2,80 m. Im Bereich der Achsen 40 und 50 müssen die Spannglieder der anschließenden Spannbetonfelder verankert werden. Da aber den Stegen des Spannbeton-Plattenbalkens die Kopfplatten der Stahlverbundträger im Knotenbereich entgegenstehen, müssen die Spannglieder im Grundriss nach außen verzogen und seitlich der Kopfplatten verankert werden. Daher war es erforderlich, die Stege zu den Achsen 40 und 50 hin auch in der Breite anzuvouten.



7 8 Regelquerschnitte
© K+S Ingenieur-Consult GmbH & Co. KG



9 Bauablauf
© K+S Ingenieur-Consult GmbH & Co. KG

4 Herstellung und Bauablauf

Zunächst wurden die Spannbetonfelder 1 und 2 sowie 6 und 7 auf Lehrgerüst hergestellt: Bauabschnitte (BA) 1 und 2. In einer nächtlichen Sperrpause von 5 h wurden dann die beiden Stahlverbundträger eingehoben (siehe Bild 14) und auf Jochen bei den Achsen 40 und 50 abgelegt (BA 5-1). Aufgrund der starken Grundrisskrümmung der Stahlträger entstanden große Torsionsmomente, welche an den Jochen durch temporäre, seitlich angeordnete Torsionsfesthaltungen aufgenommen werden mussten. Die Zugkomponente wurde durch Gwindestangen nach unten zur Pfahlkopfplatte geleitet und dort verankert.

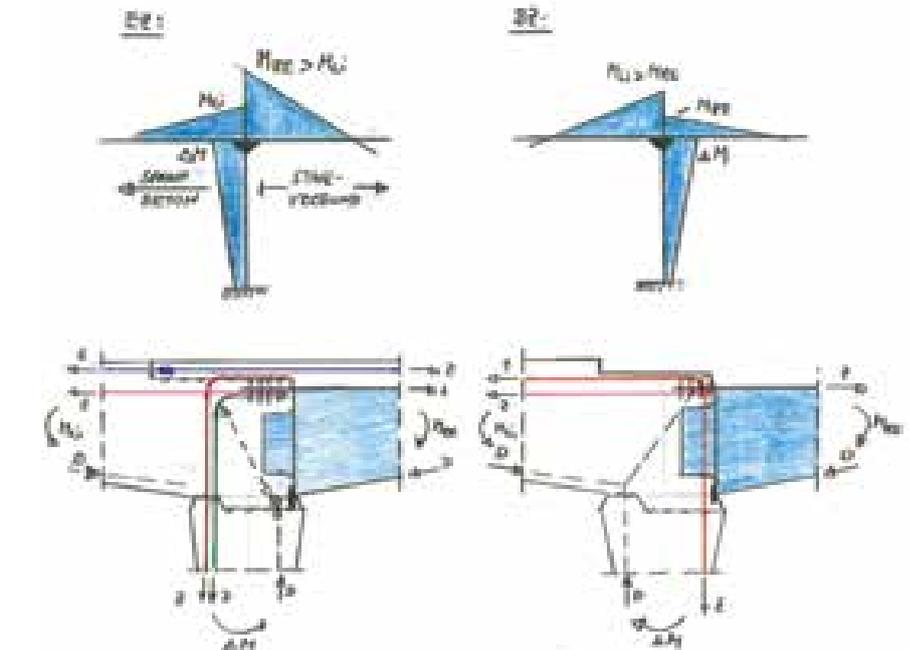
In den darauffolgenden Wochen wurden die verbleibenden Spannbetonabschnitte auf den verschobenen Lehrgerüsten bis 1,30 m vor den Querträgern in Achse 40 und 50 hergestellt (BA 3 und BA 4). Die Querträger selbst wurden noch nicht betoniert, da zunächst Aussteifungskonstruktionen aus Stahlprofilen zwischen dem Betonquerschnitt und den Kopfplatten der Stahlverbundträger eingebracht werden mussten. Diese sollten eine durch Temperaturschwankungen hervorgerufene Verkrümmung und Längenänderung der Stahlverbundträger und die damit einhergehende Verschiebung und Verdrehung der Kopfplatten während der Betonage und der Festigkeitsentwicklung des Querträgerbetons verhindern. Erst danach konnten die beiden Querträger betoniert und die Spannbetonabschnitte vorgespannt werden.

In weiteren kurzen Sperrpausen einzelner Gleise wurden Halfertigteilplatten als verlorene Schalung für die Ortbetonplatte verlegt, gleichzeitig »K«-Verbände zwischen den Trägern zur Torsionsaussteifung eingebaut und die Gesimsschalung angebracht. Unabhängig von weiteren Sperrpausen konnte dann die Ortbetonergänzung der Fahrbahnplatte hergestellt werden.

Durch das gewählte Bauverfahren waren somit nur acht nächtliche Sperrpausen zwischen 4 h und 7 h erforderlich, um das Mittelfeld zu realisieren.

5 Knoten Pfeiler-Überbau

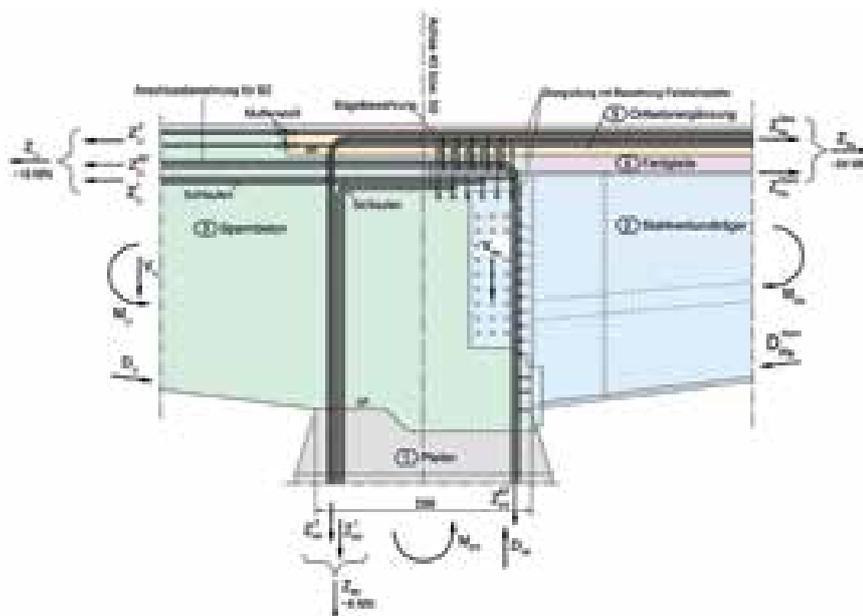
Als äußerst schwierig erwies sich die Ausführungsplanung des Knotenpunktes an den integralen Pfeilern in Achse 40 und 50. Aufgrund der sehr engen Platzverhältnisse am Übergang des Spannbetons zum Stahlverbundüberbau bei gleichzeitigem Anschluss der Pfeiler bestand hier das Problem, eine Bewehrungsführung zu konzipieren, die den Kraftflüssen gerecht wird, aber auch einbaubar sein musste. Zudem war unbedingt zu gewährleisten, dass Bewehrungsseisen das Einheben der Stahlträger während der ohnehin knappen Sperrzeiten nicht behindern durften. Bild 10 und Bild 11 zeigen die Momentenverläufe in Bau- und Endzustand: Im Bauzustand waren die Stahlverbundträger eingehoben, die Querträger bis zu einer Arbeitsfuge knapp über der Obergurtanschlussplatte betoniert, die Spannlieder angespannt und die Lehrgerüste der Spannbetonfelder abgelassen. Aufgrund der noch fehlenden Fahrbahnplatte im Hauptfeld ergab sich im Bau- im Vergleich zum Endzustand ein umgekehrter Momentensprung. Das bedeutete, dass eine Bewehrungsführung für ein schließendes Rahmeneckmoment für beide Fälle vorhanden sein musste (Z_{U}^{BZ} und Z_{PF}^{BZ}). Aufgrund der



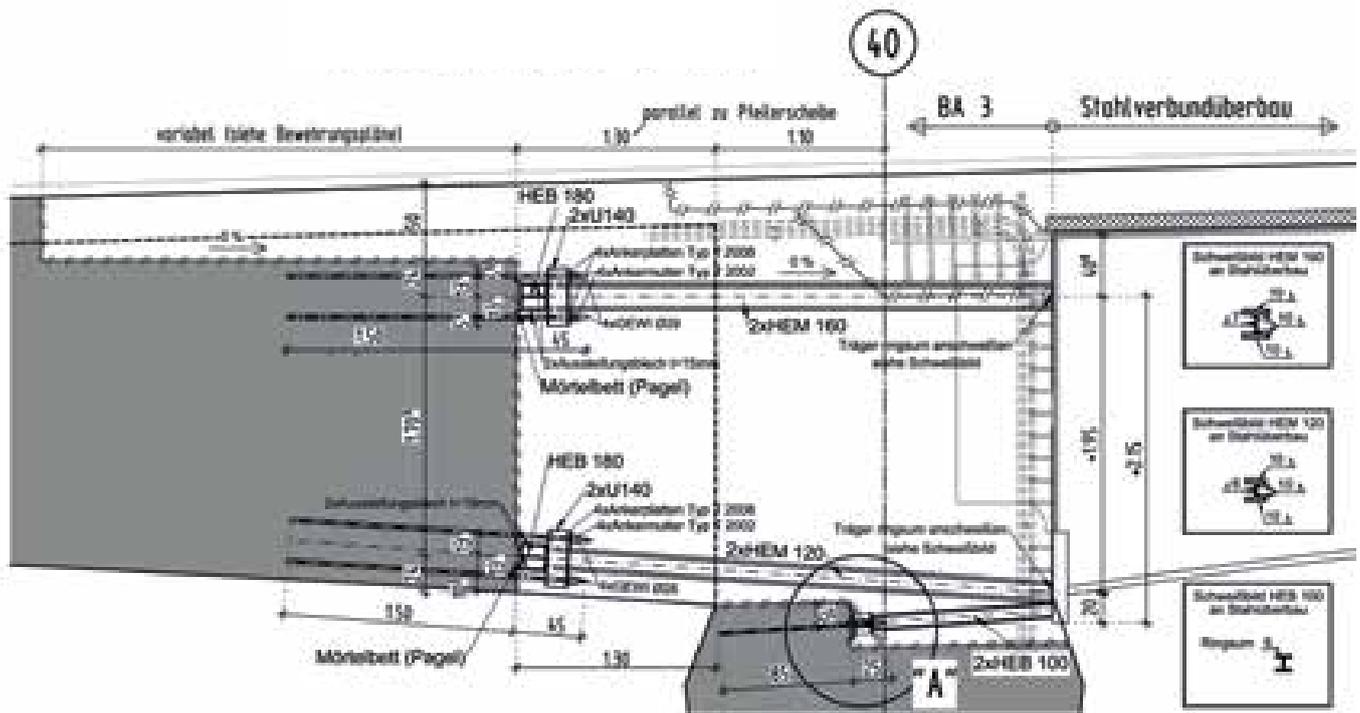
10 11 Momentenverteilung und Kraftverlauf in den Achsen 40 und 50 © K+S Ingenieur-Consult GmbH & Co. KG

den Stahlverbundhohlkästen vorhandenen Spannköpfe konnte die Anschlussbewehrung aus den Pfeilern nur auf der Breite der Untergurte vorgesehen werden. Diese Bewehrungsführung machte

Aussparungen in der Obergurtanschlussplatte nötig, was im Umkehrschluss bedingte, dass die Anschlusseisen aus den Pfeilern sehr passgenau eingebaut werden mussten.



12 Bewehrungsführung im Knotenpunkt von Achse 40 und 50 © K+S Ingenieur-Consult GmbH & Co. KG



13 Aussteifungskonstruktion für die Betonage der Querträger
© K+S Ingenieur-Consult GmbH & Co. KG

Im Endzustand sind die Zugkräfte aus dem Stahlverbundfeld über Rahmeneckbewehrung nach unten zu führen, aber auch gerade in den Spannbetonbereich hinein. Um das Einheben der Fahrbahnplattenfertigteile zu ermöglichen, durften die Rahmeneckseisen (für Z_{PF}^2) nicht in den Bereich der Fertigteile ragen, weshalb hier Übergreifungsstöße direkt über den Querträger angeordnet werden mussten. Aus Platzgründen war es daher erforderlich, die durchlaufende Fahrbahnplattenbewehrung mit Muffenstößen zu versehen (Z_{LI}^2). Der Teil der Zugkraft aus dem Obergurt der Stahlverbundträger (Z_{RE}^{Stahl} bzw. $Z_{LI}^1, Z_{LI}^2, Z_{PF}^1$) war ebenfalls nach unten in den Pfeiler und gerade in das Spannbetonfeld zu führen. Dies wurde mit einer die Kopfbolzen umschließenden Schlaufenbewehrung und durch Verbügelung der oberen Kopfbolzen realisiert. Die sich teilweise kreuzenden Bewehrungslagen, die herzustellenden Übergreifungsstöße sämtlicher Anschlusseisen aus den Pfeilern und die noch hinzukommende Spaltzugbewehrung der Spannglieder erhöhten zudem den Aufwand für die Planung und erschwerten zugleich den Einbau der Bewehrung enorm. Für einen Querträger waren allein fünf Bewehrungspläne in DIN A0 nötig, welche zum besseren Verständnis farbig erstellt wurden. Nicht ganz unerwähnt bleiben soll hier auch die komplizierte Bewehrungsführung der Anschlusseisen in die sich nach unten nach alle Seiten hin verzweigenden Pfeiler.

6 Aussteifungskonstruktion

Die Verbindung Spannbeton, Stahlverbund und Pfeiler erfolgte durch die Betonage der Querträger. Zunächst war es vorgesehen, diese zusammen mit der Betonage der zugehörigen Spannbetonfelder herzustellen. Problematisch hierbei sind jedoch durch Temperaturschwankungen hervorgerufene Verkrümmungen und Längenänderungen der Stahlverbundträger und damit einhergehende Verschiebungen und Verdrehungen der Trägerenden während des Abbindeprozesses des frisch eingebrachten Querträgerbetons, was entsprechende Schäden zur Folge gehabt hätte. In der Regel lässt sich diesen Bewegungen dadurch begegnen, dass nur an geeigneten Tagen, an denen keine großen Temperaturbeanspruchungen zu erwarten sind, betoniert werden darf, zum Beispiel kein Hochsommertag, Bewölkung, keine großen Temperaturschwankungen bei Tag und Nacht. Der Tag der Betonage war aber durch die gesetzten Sperrpausen quasi definiert und lag sehr ungünstig mitten im Hochsommer mit den größtmöglichen Temperaturschwankungen: Temperaturausdehnung bzw. -verkürzung, oben wärmer als unten durch intensive Sonneneinstrahlung, unten wärmer als oben durch Gewitterregen. Es wurden daraufhin verschiedene gängige Konzepte zur Lösung des Problems erörtert:

- Abdecken der Oberseite der Stahlträger mit Thermomatten, wassergetränktem Vlies etc., um sie vor direkter Sonneneinstrahlung oder Beregnung bzw. Gewitterregen zu schützen;
- Kühlen der Oberseite bzw. Vergleichmäßigung der Stahlträgertemperatur durch Berieselung mit Wasser;
- Einbau einer Aussteifungskonstruktion mittels Stahlprofilen zur Behinderung der Bewegungen der Stahlbauanschlusskonstruktion.

Die ersten beiden Varianten wurden aufgrund des vorhandenen Bahnbetriebes verworfen, da eine zwingend wirksame Befestigung einer Abdeckung als äußerst schwierig realisierbar und eine Berieselung der Stahlträger oberhalb einer spannungsführenden Oberleitung als nicht realisierbar erachtet wurden. Ausgeführt wurde schließlich die Lösung einer Aussteifungskonstruktion (Bild 13), welche als machbar und am effektivsten beurteilt wurde.



14 Einheben der Stahlverbundträger
© Eisele AG

Die gewählte Aussteifungskonstruktion setzte voraus, die Querträger erst nach der Herstellung der angrenzenden Spann- betonfelder, also getrennt davon, zu betonieren. Hierfür wurden entsprechende vertikale Arbeitsfugen im Überbau geplant, welche 1,30 m vor den Querträgern angeordnet wurden, um die Übergreifungsstöße der Überbau- längsbewehrung außerhalb des hochbe- wehrten Querträgerbereiches anordnen zu können. Durch diesen zusätzlichen Betonierabschnitt ergab sich allerdings auch der Vorteil, dass sich die Spann- betonfelder schon vor dem Einheben der Stahlhohlkästen herstellen ließen, was sonst erst danach möglich gewesen wäre. Der durch die strengen Vorgaben der Sperrpausen festgelegte zeitkritische Bauablauf konnte so etwas entzerrt werden.

Gemeinsam mit dem Prüfenieur wurden für die Bemessung der Ausstei- fungskonstruktion folgende Lastannah- men für die Temperaturbeanspruchung der Stahlträger festgelegt:

- Zeitspanne A:
 $\Delta T_{N,con} = 20 \text{ K}; \Delta T_{M,cool} = 5 \text{ K}$
- Zeitspanne B:
 $\Delta T_{N,exp} = 20 \text{ K}; \Delta T_{M,cool} = 7 \text{ K};$
 $\Delta T_{M,heat} = 20 \text{ K}$

Die Zeitspanne A ist dabei der zeitliche Bereich zwischen der Herstellung der zug- bzw. druckfesten Verbindung (ca. 18 Uhr) am Abend vor der nächtlichen Betonage (2–6 Uhr) bis zum Wieder- anstieg der Temperatur am nächsten Morgen. Zeitspanne B spiegelt den an- schließenden Zeitraum bis zum Nach- mittag des nächsten Tages wider.

Die Aussteifungskonstruktion musste in der Lage sein, sowohl Druck- als auch Zugkräfte aufzunehmen. Die Druckkräfte wirkten sich dabei aufgrund des Knick- problems ungünstig auf die Trägerbe- messung aus und die Zugkräfte auf die Schweißnahtquerschnitte am Anschluss zu den Kopfplatten. Das Hauptproblem lag aber darin, überhaupt Platz für ent- sprechende Stahlprofile zu finden, da quasi jeder Zentimeter im Querträger- bereich schon für die Rahmeneckbeweh- rung benötigt wurde. Es war deshalb äußerst schwierig, das Platzproblem mit wenigen kleinen Stahlprofilen zu lösen und gleichzeitig den Nachweis gegen Knicken dieser Träger zu erfüllen. Aus jenem Grund wurde der Zeitpunkt 18 Uhr gewählt, um zu gewährleisten, dass sich die Stahlverbundträger von da an nur noch abkühlen und an den Aussteifungs- trägern zunächst nur Zug hervorrufen. Dies wirkt sich dann insofern günstig aus, als hierdurch die späteren Druckbe- anspruchungen durch den tageszeitlich bedingten Temperaturanstieg am Morgen nach der Betonage durch die so »vorge- spannten« Träger abgemildert werden.



HOCHREITHER · VORNDRAN
Ingenieurgesellschaft mbH

Aschaffenburg · Dreieich · Frankfurt · Würzburg



Magnolienweg 5
63741 Aschaffenburg
Tel.: +49 6021 86004-0
Fax: +49 6021 86004-44
mail@hv-hp.de
www.hv-hp.de



15 Blick auf die fertiggestellte Brücke vom Widerlager in Achse 80
© Wolff & Müller Ingenieurbau GmbH

7 Schlussbemerkung

Oft müssen es nicht die großen und dadurch meist beeindruckenden Brücken sein, die Ingenieure und alle am Bau Beteiligten herausfordern. Das vorliegende Projekt zeigt, dass auch bei kleineren, eher unscheinbaren Bauwerken Problemstellungen auftreten können, die den Planern und Ausführenden das komplette Fachwissen abfordern. Erfreulicherweise ließen sich alle Unwägbarkeiten durch die gute Zusammenarbeit zwischen Bauherrn, Tragwerksplaner, Prüfingenieur und Auftragnehmer bewältigen.

Autoren:
Dipl.-Ing. Holger Hauser
Dipl.-Ing. Peter Seitz
K+S Ingenieur-Consult GmbH & Co. KG,
Nürnberg

Bauherren
Main-Kinzig-Kreis, Gelnhausen
Hessen Mobil Straßen- und Verkehrsmanagement,
Gelnhausen

Entwurf
Grontmij GmbH, Frankfurt am Main

Tragwerksplanung
K+S Ingenieur-Consult GmbH & Co. KG, Nürnberg
Konstruktionsgruppe Bauen Konstanz GmbH

Prüfingenieur
Dr.-Ing. Heinrich Hochreither, Aschaffenburg

Geometrische und vertragliche Prüfung
Hessen Mobil Straßen- und Verkehrsmanagement,
Kompetenzcenter Bauwerksentwurf, Dipl.-Ing. Norbert
Knitta, Darmstadt

Ausführung
Wolff & Müller Ingenieurbau GmbH, Stuttgart
Donges SteelTec GmbH, Darmstadt

WO AUCH IMMER SIE BAUEN, WIR PLANEN FÜR SIE.

Beratung und Planung: Konstruktiver Ingenieurbau |
Brückenbau | Tunnelbau / U-Bahnbau / Spezial-
tiefbau | Hoch- und Industriebau



K 903 – BÜ-Beseitigung in Hasselroth / Ortsteil Niedermittlau
(c) WOLFF & MÜLLER Ingenieurbau GmbH | Niederlassung Brückenbau



Ingenieur-Consult
GmbH & Co. KG

Waldaustraße 13 ■ D-90441 Nürnberg
Fon: +49-911-62793-0
Fax: +49-911-62793-10

office@KplusS-Ing.de
www.ks-ingenieurconsult.de

KOMPETENT GEPLANT, ERFOLGREICH GEBAUT

Entwurf und Planung der Schorgasttalquerung Die Brücke tanzt über die Landschaft

■ ■ ■ von Bernhard Schäpertöns, Werner Kuhnlein



1 *Siegreicher Entwurf im Wettbewerbsverfahren*
© SRP Schneider & Partner Ingenieur-Consult GmbH/BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG/Schultz-Brauns Architekten und Stadtplaner

Die Schorgasttalbrücke liegt in einer sensiblen Kulturlandschaft, weshalb ihre Gestalt über einen Wettbewerb bestimmt wurde. Der siegreiche Beitrag überzeugte die Jury durch seinen selbstbewussten Auftritt, durch Harmonie, Transparenz und Signifikanz. Aufgrund der Einzigartigkeit des Bauwerks wurde es bereits im Entwurf detailliert geplant und geprüft, um einen reibungslosen Bauablauf und eine dauerhafte Ausführung sicherzustellen.

1 Einleitung

Die Schorgasttalbrücke ist Bestandteil der geplanten Umfahrung der Gemeinden Kauerndorf und Untersteinach im Zuge der Bundesstraße B 289. Die B 289 verläuft als eine der wichtigsten Hauptverkehrsstraßen in West-Ost-Richtung quer durch den Landkreis Kulmbach und weist in den beiden Ortschaften eine Verkehrsbelastung von 16.000–19.000 Kfz/d auf. Das Staatliche Bauamt Bayreuth hat im Jahr 2010 den ersten Realisierungswettbewerb für ein Ingenieurbauwerk in Oberfranken ausgelobt. Gegenstand des Wettbewerbs war die Talbrücke mit anschließender Galerie über eine Bahnlinie, die im naturräumlich sensiblen Schorgasttal in unmittelbarer Nähe zur Plassenburg liegt und daher einer besonderen Formgebung bedarf.

Der Auslober erwartete sich von den eingereichten Arbeiten gut gestaltete Bauwerke mit optimalen Lösungen in puncto Wirtschaftlichkeit und Nachhaltigkeit, Funktion, Konstruktion, Innovation und Bauverfahren.

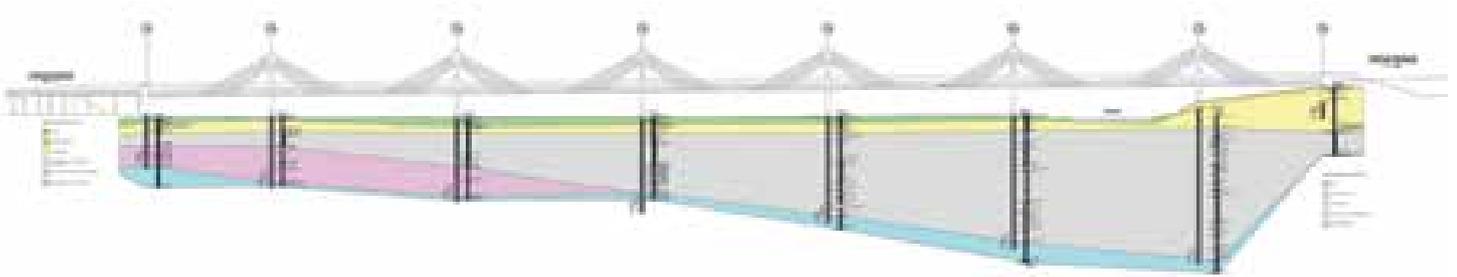
Der Siegerentwurf kam von der Arbeitsgemeinschaft BPR Dr. Schäpertöns & Partner, SRP Schneider & Partner und Schultz-Brauns Architekten und Stadtplaner. Er sieht ein obenliegendes Tragwerk, bestehend aus sechs Pylonen mit je zehn Schrägseilen und einem schlanken Verbundquerschnitt mit torsionsstiftem Stahlkasten, als Brückenüberbau vor. Der Siegerentwurf ist im Vergleich zu jenen der anderen Preisträger ca. 25 % teurer.



2 *Lageplan*
© SRP Schneider & Partner Ingenieur-Consult GmbH/BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG/Schultz-Brauns Architekten und Stadtplaner



3 *Perspektive aus westlicher Richtung*
© SRP Schneider & Partner Ingenieur-Consult GmbH/BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG/Schultz-Brauns Architekten und Stadtplaner



4 Profil und Verlauf des Baugrunds
© SRP Schneider & Partner Ingenieur-Consult GmbH/BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG/Schultz-Brauns Architekten und Stadtplaner

Das Preisgericht wertete die Wettbewerbsarbeit als selbstbewussten Auftritt in der Schorgastal, der mit einer insgesamt harmonischen Einfügung in den sensiblen Landschaftsraum eine Synthese bilde. Die Lösung der Unterbauten zeuge von großer Transparenz, die der Überbauten von Signifikanz. Insgesamt sei der Entwurf ein überzeugender Beitrag zur Baukultur und geprägt von Innovationswillen und gestalterischer Kraft.

2 Bodenverhältnisse und Gründung

Im Bereich der Schorgastalbrücke sind die Untergrundverhältnisse hinsichtlich der Schichtmächtigkeiten nicht einheitlich.

Unter dem Oberboden mit einer Schichtdicke bis zu 0,40 m ist Auelehm in Form von Schluffen anzutreffen, wobei der Schluff teilweise organische Anteile beinhaltet. Die Auelehme und Torfe sind von der Konsistenz auch hier überwiegend breiig bis weich. Darunter folgen mitteldicht gelagerte Talschotter (Kiese). In Teilbereichen wurde nur eine lockere Lagerung festgestellt, in anderen dagegen eine überwiegend dichte Lagerung.

Unter dem Talschotter befinden sich mächtige Verwitterungsschichten von Keuper und Muschelkalk. Geotechnisch sind diese Böden überwiegend als Schluff und zum Teil als Sand zu beschreiben. Meist wurde hier eine weiche bis steife Konsistenz der mehrheitlich bindigen Böden vorgefunden, teilweise wurden in anderen Bereichen halbfest bis feste Konsistenzen ermittelt. In stark zunehmender Tiefe lassen sich in den Achsen 10–70 schwach bis mäßig verwitterte Keuper- und Muschelkalkformationen erkennen. Der Muschelkalkhorizont taucht in Richtung Südosten steil ab und wurde in Bauwerksachse 70 erst in über 50 m Tiefe aufgeschlossen. Der Grundwasserhorizont ist bis zur Geländeoberfläche anzunehmen. Bei Hochwasser der Schorgast ist das Gelände überströmt.

Bei den vorliegenden Baugrundverhältnissen ist die Ausführung einer Tiefgründung mit Großbohrpfählen sowohl für die Galerie über die Strecke der Deutschen Bahn (DB) AG als auch für die Talbrücke über die Schorgast vorgesehen.

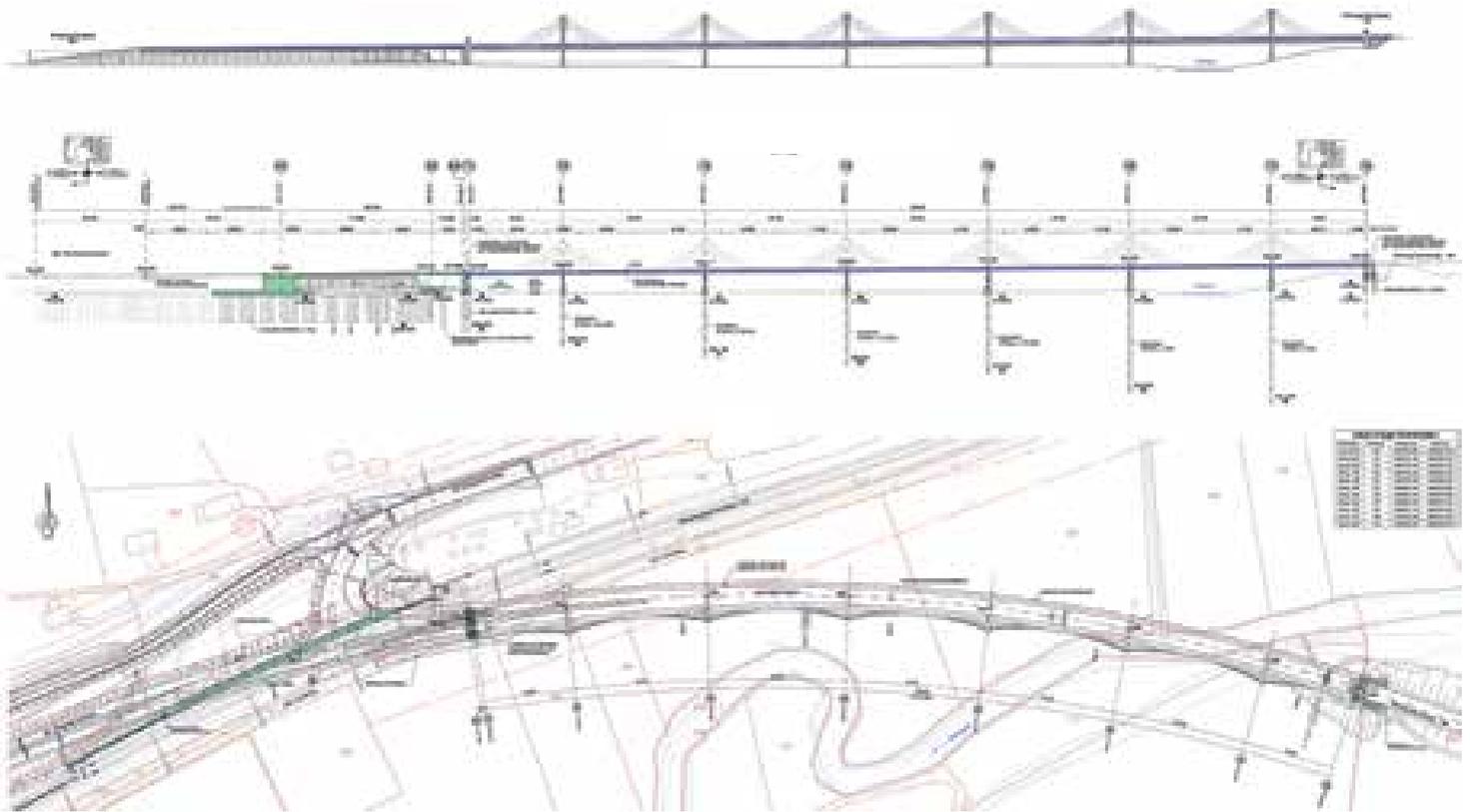
3 Bauwerk

Der Bauwerksentwurf wurde aus dem siegreichen Wettbewerbsbeitrag weiterentwickelt.

Die Achse der Bundesstraße B 289 liegt im Bauwerksbereich in einer Kurve mit einem Radius von 900 m, kurz davor beginnt eine Klothoide. Das Quergefälle beträgt 4,50 % nach rechts fallend. Die Gradienten weist im Bauwerksbereich in Richtung der Kilometrierung eine konstante Steigung von 1,00 % auf. Je Richtungsfahrbahn ist ein Fahrstreifen vorgesehen, die Brücke hat im Regelbereich somit eine Fahrbahnbreite von 8,00 m. Zwischen Achse 50 und Achse 10 vergrößert sie sich, um an der Anschlussstelle Untersteinach West eine Rechtsabbiegespur aufnehmen zu können. Die Breite zwischen den Borden beträgt damit am Widerlager in Achse 10 ca. 11,20 m.



5 Erscheinungsbild der (künftigen) Talquerung
© SRP Schneider & Partner Ingenieur-Consult GmbH/BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG/Schultz-Brauns Architekten und Stadtplaner

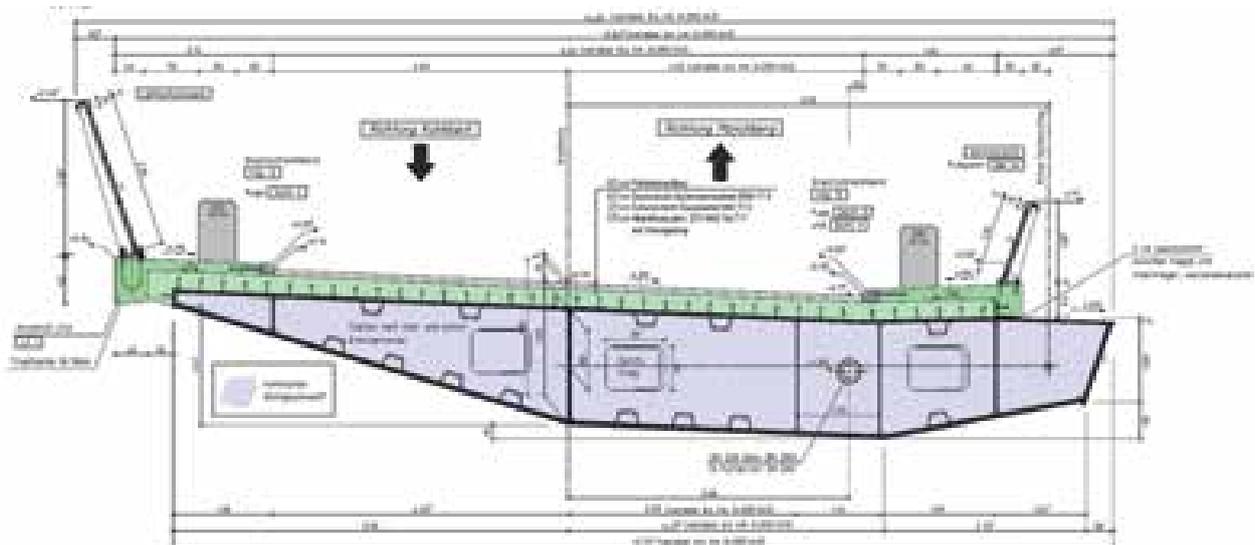


6 7 8 Draufsicht, Längsschnitt und Ansicht von Süden
 © SRP Schneider & Partner Ingenieur-Consult GmbH/BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG/Schultz-Brauns Architekten und Stadtplaner

Die Talbrücke wurde als schlankes, semi-integrales Bauwerk geplant. Es besteht aus sechs einseitig angeordneten Pylonen, an welchen der Überbau, eine Stahl-Beton-Verbundkonstruktion, mit 2 x 5 vollverschlossenen Schrägseilen $d = 110 \text{ mm}$ je Pylon angehängt ist. Die Pylone und Stützen sind mit dem Überbau monolithisch verbunden.

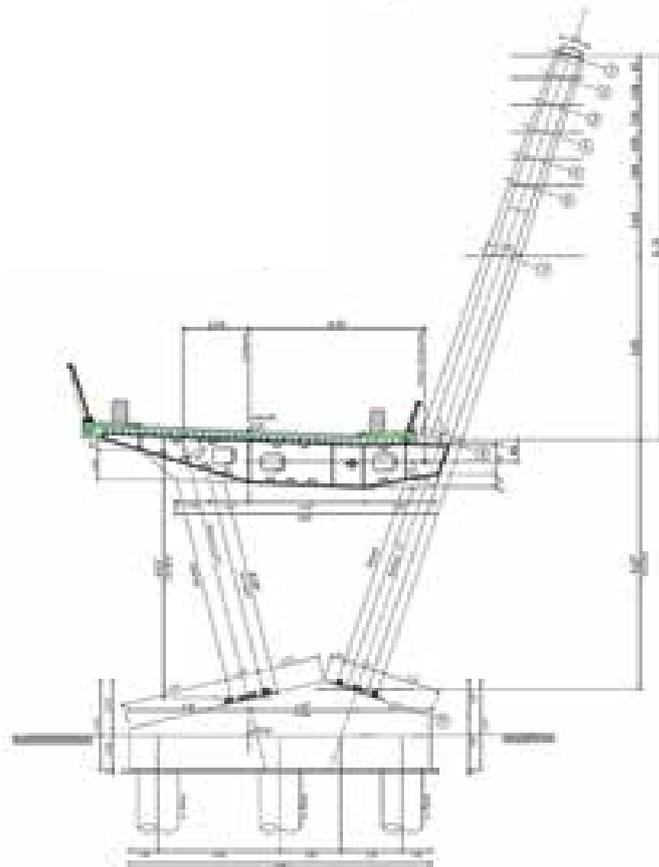
Die Stützweiten wurden gegenüber der Bauwerkskizze der Planfeststellung verändert, so dass sich jetzt fünf gleich große Weiten von 67,20 m und zwei Randfelder von 45 m Länge ergeben. Die Gesamtstützweite der Talbrücke misst 426 m. Der Überbau wird in Verbundbauweise ausgeführt. Um eine einseitige Abhängung der Fahrbahn zur Kurveninnenseite zu ermöglichen, wurde als Querschnitt

ein torsionssteifer, asymmetrischer Stahlkasten gewählt. Über dem maximal 1,60 m hohen Stahlkastenträger wird eine 25 cm dicke Fahrbahnplatte angeordnet. Die maximale Konstruktionshöhe beträgt somit ca. 1,85 m. Mit den Stützweiten von 67,20 m ergibt sich ein Verhältnis von Stützweite zu Konstruktionshöhe l/h von 36,30 in den Mittelfeldern.



9 Regelquerschnitt
 © SRP Schneider & Partner Ingenieur-Consult GmbH/BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG/Schultz-Brauns Architekten und Stadtplaner

Die ca. 24 m hohen Pylone sind mit ca. 18° (3:1) zur Kurveninnenseite hin geneigt. In der Seitenansicht weiten sie sich über rund zwei Drittel der Höhe linear vom Fußpunkt bis unterhalb der Seilanschlagspunkte von 1,40 m bis 2,00 m auf. Im restlichen Drittel schließt sich tangential eine bogenförmige Aufweitung an. Der Pylon hat dadurch am Kopf eine maximale Breite von 3,90 m. In Brückenlängsrichtung verzieht er sich zudem linear von 1,50 m am Fußpunkt auf 1,05 m am Kopf. Derart zeichnet sich mittig in der Seitenansicht eine erkennbare Kante ab, die sich über die gesamte Höhe zieht: Es entsteht ein hexagonaler Querschnitt mit variablen Abmessungen. Der Stahlkasten des Fahrbahnträgers ist auf der einen Seite biegesteif am Pylon angeschlossen. Auf der anderen Seite stützt er sich auf eine 14° geneigte, runde Stahlstütze ab. Das Rohr besitzt einen Außendurchmesser von 1,20 m und teilt sich mit dem Pylon die Fundamentierung. Die Seilanschlagspunkte sind in die Tragkonstruktion bzw. Spannnischen integriert und somit in den Ansichten verdeckt. Die Anordnung der Festanker der Seile erfolgt jeweils am Pylonkopf, wobei der Abstand der Seile untereinander dort 1,00 m misst. Am Überbau ist das erste Seil 15,00 m von der Pylonachse entfernt befestigt, der Abstand der restlichen Seile nebeneinander beträgt je 3,00 m. Als Alternative zu den vollverschlossenen Seilen (VVS) wurden Litzenbündelseile (LBS) betrachtet. Diese weisen konstruktionsbedingt einen größeren Durchmesser und größere Endverankerungen auf.



10 Querschnitt des Pylons
© SRP Schneider & Partner Ingenieur-Consult GmbH/
BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG/
Schultz-Brauns Architekten und Stadtplaner

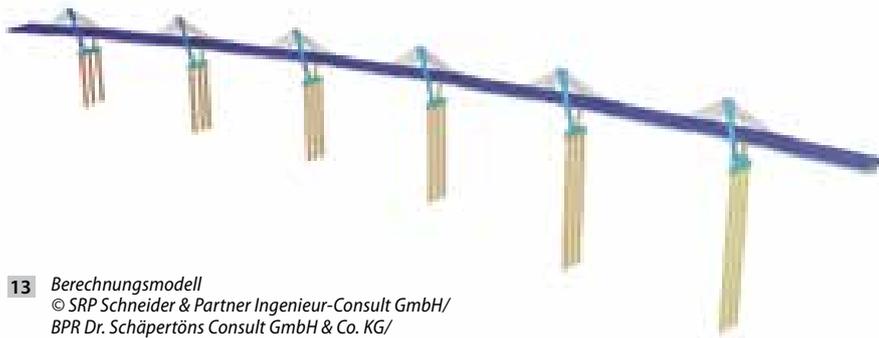
Des Weiteren ist ihr metallischer Querschnitt bei gleicher Tragfähigkeit aufgrund der höheren Drahtfestigkeit etwas geringer. Die Verwendung der LBS hätte optisch massivere Schrägkabel und Vergrößerungen der Ankerstellen bedingt, außerdem wäre der Anteil am Lastabtrag über die Schrägkabel etwas geringer. Deshalb werden die bewährten VVS als Regelbauweise zur Ausführung kommen.



11 Pylonkopf: Isometrie
© SRP Schneider & Partner Ingenieur-Consult GmbH/
BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG/
Schultz-Brauns Architekten und Stadtplaner



12 Überbau mit Pylonen und Lärmschutzwand
© SRP Schneider & Partner Ingenieur-Consult GmbH/BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG/Schultz-Brauns Architekten und Stadtplaner



13 Berechnungsmodell
© SRP Schneider & Partner Ingenieur-Consult GmbH/
BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG/
Schultz-Brauns Architekten und Stadtplaner

Die Seile werden nach der Stahlbaumontage auf ihre Sollkräfte vorgespannt, um einen Seildurchhang oder -ausfall in ungünstigen Lastsituationen zu vermeiden. Darüber hinaus sind die Vorspannkkräfte so bemessen, dass in etwa die Hälfte der ständigen Lasten ausschließlich über Seile und Pylone abgetragen wird. Auch beteiligen sich die Seile und Pylone am Abtrag des symmetrischen Verkehrslastanteils. Das gesamte Tragwerk ist für den Ausfall bzw. den Wechsel eines Seils unter vollem Verkehr ausgelegt.

Die Galerie über die DB wird als vollintegriertes Bauwerk mit kreuzweise vorgespannter Platte errichtet. Die Ausbildung des Widerlagers Kulmbach wird dabei sehr steif erfolgen, während die Stahlverbundrundstützen und der Trennpfeiler nachgiebig konzipiert wurden.

Die längs- und quervorgespannte Platte wird mit einer Dicke von 1,15 m ausgeführt. Die Kragarme haben beidseits eine Länge von 2,80 m, und zwar inklusive der Brückenkappen. Die Dicke am Anschnitt misst 45 cm und am Außenrand 28 cm zur Unterbringung der Querspannglieder.

Die große Wandansichtsfläche des Widerlagers wird in Kassetten unterteilt. Die fünf parallel zur Bahnlinie angeordneten Stahlverbundrundstützen mit einem Durchmesser von 60 cm werden mit dem Überbau der Galerie und den Pfahlkopfplatten mittels Gewindespanngliedern verbunden.

Die Galerie und die Talbrücke werden auf Großbohrpfählen tief gegründet. Die Abmessungen der Bohrpfähle folgen aus der statischen Entwurfsberechnung unter Berücksichtigung der Baugrundaufschlüsse und haben einen Durchmesser von 150 cm. Bei der Talbrücke sind je Bauwerksachse drei Bohrpfähle geplant, am Widerlager in Achse 80 wird die Anzahl auf sieben Pfähle erhöht.

In den ersten Bauwerksachsen 20, 30 und 40 wurden erforderliche Pfahllängen von 24,50–33,50 m ermittelt. In den Bauwerksachsen 50, 60 und 70 müssen die Pfähle auch bis zum teilweise sehr tief liegenden Felshorizont abgeteuft werden. Damit betragen die erforderlichen Pfahllängen 37,50–54,00 m. Die Pfähle am Widerlager Achse 80 werden ca. 25 m lang sein, weil sie den Festgesteins-horizont nicht erreichen müssen.

Bei der Talbrücke ist an beiden Endauflagern je ein querfestes Kalottengleitlager vorgesehen. Das zweite Lager je Brückenende ist als Pendelstütze geplant, da hier erhebliche abhebende Kräfte auftreten. Ein Pendelaustausch unter Betrieb ist eingeplant, und die Pendellängen wurden so bestimmt, dass Vertikalverformungen an der Fahrbahnübergangskonstruktion vernachlässigbar sind. Es werden bei beiden Endauflagern der Talbrücke mehrprofilige Fahrbahnübergangskonstruktionen mit mindestens 300 mm Gesamtdehnweg angeordnet. Bei der Galerie entfallen Lager aufgrund der Ausbildung als integrales Bauwerk. An ihrem Ende wird ein Fahrbahnübergang aus Asphalt eingebaut, um eine schadhafte Aufnahme der Bewegungen zu gewährleisten. Die Bauzeit für Galerie und Talbrücke beträgt ca. 24 Monate, ihre Fertigstellung soll 2019 erfolgen.

Autoren:
Dr.-Ing. Bernhard Schäpertöns
BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG,
München
Dipl.-Ing. Werner Kuhnlein
SRP Schneider & Partner Ingenieur-Consult GmbH,
Kronach

Bauherr
Freistaat Bayern

Auftragsverwaltung
Staatliches Bauamt Bayreuth

Entwurf und Planung
SRP Schneider & Partner Ingenieur-Consult GmbH,
Kronach
BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG, München
Schultz-Brauns Architekten und Stadtplaner, München

Prüfingenieur
Dr.-Ing. Erhard Garske, München



14 »Tanzende« Gestalt als Charakteristikum
© SRP Schneider & Partner Ingenieur-Consult GmbH/BPR Dr. Schäpertöns Consult GmbH & Co. KG/Schultz-Brauns Architekten und Stadtplaner

GEMEINSAM



TALBRÜCKE ÜBER DIE SCHORGAST, ERSTER PREIS

BPR

Dr. Schäpertöns Consult

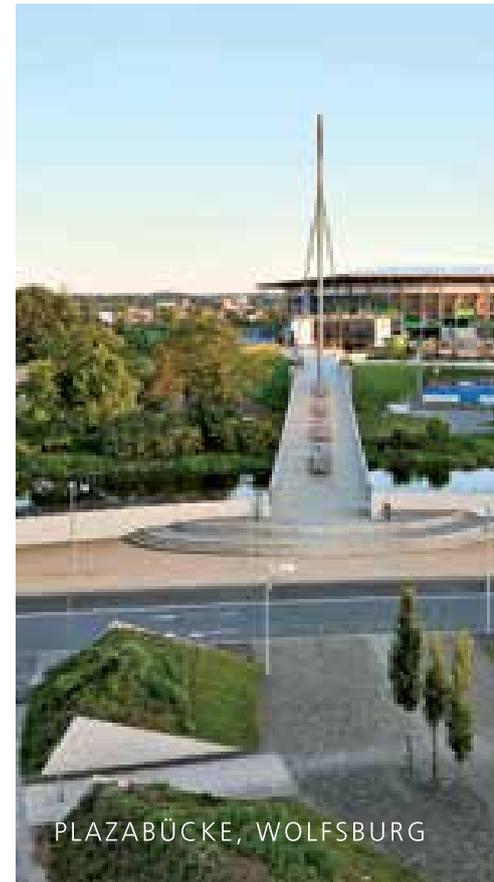
SRP

Schneider + Partner

STARK.
ERFOLG DURCH



INNKANALBRÜCKE TÖGING,
AUSZEICHNUNG INGENIEURPREIS DES
DEUTSCHEN STAHLBAUES 2015



PLAZABÜCKE, WOLFSBURG

KOOPERATION.



REHTALBRÜCKE

www.bpr-bayern.de

www.srp-consult.de



PLAZABÜCKE, WOLFSBURG

Kernelement der Ortsumgebung Plattling Entwurf einer neuen Isarbrücke

■ ■ ■ von Susanne Hopfner, Hans Grassl

Die etwas mehr als 600 m lange Brücke über die Isar ist das zentrale Element der Ortsumgebung im niederbayerischen Plattling, deren Baubeginn 2016 vorgesehen ist. Der Kreuzungswinkel, die hochwassergefährdete Flussaue sowie die Montage des Flussfelds bedeuteten besondere Herausforderungen für die Planer. Da die Brücke in einem Umweltschutzgebiet errichtet wird, stand zudem die Einbindung der Konstruktion ins Landschaftsbild im Vordergrund. Gelöst wird die Aufgabe durch eine insgesamt 145 m lange stützenfreie Flussquerung, deren schlanker Überbau von zwei bodengestützten Stabbögen getragen wird. Das Stromfeld wird im Freivorbau mit Hilfspylon und die Überbauten im Vorland durch Hubmontage hergestellt. Das Team der Ingenieurbüro Grassl GmbH, München, übernahm im Auftrag des Staatlichen Bauamtes Passau, Servicestelle Deggendorf, die Grundlagenermittlung, Vor- und Entwurfsplanung der Brücke.

1 Verkehrliche Notwendigkeit

Im Stadtkern der niederbayerischen Gemeinde Plattling überlagern sich die Verkehrsströme der Bundesstraße B 8, die häufig auch als Ausweichroute der parallel verlaufenden Bundesautobahn A 3 dient, und der Staatsstraße St 2124. Die im Zuge der B 8 liegende Isarbrücke ist außerdem der einzige Flussübergang in der näheren Umgebung. Die Fahrt zur nächsten Brücke bedeutet einen Umweg von mindestens 20 km. So fahren zurzeit weit über 20.000 Kfz/d durch die Innenstadt von Plattling. Durch die enorme Verkehrsbelastung und die sich daraus ergebende Einschränkung der innerstädtischen Entwicklung sucht die Gemeinde Plattling bereits seit mehreren Jahrzehnten nach einer wirkungsvollen Entlastungsmöglichkeit.

Seit 2013 wird südöstlich von Plattling mit der durch die Isarauen verlaufenden Ortsumgebung eine Lösung für die Innenstadt Plattlings realisiert. Die ca. 2,50 km lange Strecke wird als Ostspange einen Großteil des Verkehrs von der Bundesstraße in Richtung A 92 um die Stadt ableiten. Die Umgehung durchquert im Bereich der Isarauen ein FFH- sowie ein Vogelschutzgebiet, dessen Erhalt bei der Planung berücksichtigt werden musste. Kernstück des Projekts ist damit eine 606,20 m lange Brücke über die Isar, die Isarnebenarme und die Isarauen, deren Baubeginn für das Frühjahr 2016 vorgesehen ist.



1 Erdgestütztes Bogentragwerk über dem Stromfeld
© Ingenieurbüro Grassl GmbH



2 Längs- und Querträger als trapezförmige Stahlkästen
© Ingenieurbüro Grassl GmbH

2 Randbedingungen

Im Rahmen der Erstellung des Bauwerksentwurfs mussten die Planer verschiedene technische Herausforderungen bewältigen. Die Brücke quert die Isar nahe der Mündung in die Donau. Typisch für den Gebirgsfluss sind schnelle Wasserspiegeländerungen und häufige Überschwemmungen der Auegebiete. Da nicht ausgeschlossen werden kann, dass sich das Flussbett der Isar weiter in das Vorland ausbreitet oder verlagert, werden hohe Ansprüche an die Gründung gestellt. Der Baugrund besteht bis zu einer Tiefe von ca. 8 m aus grundwasserführenden Hochwassersedimenten (Auelehm), Kies- und Sandablagerungen. Erst unter diesen Ablagerungen befinden sich tragfähige Baugrundsichten. Der mittlere Grundwasserstand im Baugebiet liegt zwischen 315,50 m und 316,80 m ü. NN und korrespondiert mit dem Flusswasserstand. Im Hochwasserfall kann das Grundwasser bis auf Stände von +316,40 m bis +317,60 m ü. NN ansteigen. Aufgrund dieser Gegebenheiten wurde für Widerlager, Vorlandpfeiler und Bogenkämpfer eine Tiefgründung mittels Großbohrpfählen mit verbleibender Umspundung gewählt, um möglichen Schäden aus erosions- bzw. hochwasserbedingten Veränderungen des Geländeprofiles im Brückenbereich vorzubeugen. Die Gründungstiefen der Pfähle variieren entsprechend der jeweiligen Höhe der tragfähigen Schichten zwischen 306,50 m und 308 m ü. NN.

3 Konstruktion

Der schlanke Überbau des Durchlaufträgers mit einer Konstruktionshöhe von 1,80 m besteht aus luftdicht geschweißten Stahlhohlkästen mit einer darüberliegenden Stahlbetonfahrbahnplatte der Festigkeitsklasse C 35/45 in statischem Verbund. An allen Auflagerachsen werden zwischen den längsverlaufenden Hauptträgern Stahlhohlkästen als Querträger angeordnet.

Im Abschnitt des 145 m weiten Flussfelds überspannen zwei bodengestützte Stabbögen aus luftdicht geschweißten Stahlkästen die Isar. Am Bogen und den Überbauquerträgern übernehmen im Bereich der Knotenbleche geschweißte Rundstahlhänger die Lastenleitung der Kräfte aus dem Überbau in die Bogenelemente. Die Bogenelemente sind am Schnittpunkt mit dem Überbau durch Querträger und oberhalb der Fahrbahn durch Querriegel miteinander verbunden. Massive trapezförmige Stahlbetonscheiben leiten die Beanspruchungen aus dem Bogen in massive Pfahlkopfplatten ein. Die Pfahlkopfplatten ragen ca. 3,70 m über die Geländeoberkante und schützen damit den Bogenfuß bei Hochwasser.

4 Einbindung in die Landschaft

Beim Entwurf der Brücke stand deren harmonische Einbettung in das umgebende FFH-Gebiet im Mittelpunkt. Da die Scheitelhöhe des Bogens mit 15 m über der Fahrbahn verhältnismäßig gering ist und deutlich unter der Höhe der Auwaldbäume liegt, fügt sich die Konstruktion gut in die Landschaft ein (Bild 1). Zudem schafft die Konstruktion aufgrund ihrer verhältnismäßig geringen Bauhöhe von 1,885 m maximale Transparenz im Bereich der ufernahen Wege und betont durch den weitgespannten Bogen das Stromfeld der Isar (Bild 2).

5 Unterbauten

Der Überbau ist pro Auflagerachse auf zwei jeweils 1,20 m dicken Einzelpfeilern aus Stahlbeton gelagert, die auf 1,60 m dicken Pfahlkopfplatten mit darunterliegender Pfahlbockkonstruktion aus Großbohrpfählen gründen. Der Übergang zwischen Straßendamm und Brückenüberbau wird durch die Anordnung von auf Großbohrpfählen gegründeten kastenförmigen Widerlagern gewährleistet. Hinter der Endquerträgerebene des Überbaues werden über der gesamten Widerlagerbreite Wartungsgänge mit ca. 1,65 m lichter Breite und 2,00 m lichter Höhe angeordnet, die über eine verschließbare Tür in der seitlichen Flügelwand des Widerlagers erreichbar sind.



3 Künftige Isarquerung aus Sicht der Nutzer
© Ingenieurbüro Grassl GmbH

6 Montage

Im Bereich des Flussfelds erfolgt die Montage der Bogenkonstruktion und des Überbaus mit Unterstützung zweier Hilfspylone nahe dem Ufer. Die Hilfspylone ermöglichen unter Einsatz von Seilabspannungen den Freivorbau des Stahlträgerrosts für den Überbau. Nach Fertigstellung des Stahlträgerrosts über dem Stromfeld werden unter Verwendung von Hilfsjochen die Bogenelemente eingehoben, verschlossert, verschweißt und danach die Hänger montiert. Nach Abschluss der Arbeiten werden die Seile und Hilfspylone wieder zurückgebaut. Durch die Wahl eines Stahlverbundüberbaus konnte erreicht werden, dass im Überschwemmungsbereich keine Lehrgerüste benötigt werden und somit die Montage über Einheben der Stahlträger erfolgen kann.

Im Anschluss ist das Betonieren der Fahrbahnplatte in Abschnitten von ca. 20 m, ausgehend von der Stromfeldmitte zu beiden Seiten nach außen, unter Einsatz von zwei Schalwägen vorgesehen.

7 Ausstattung und Lagerung

Beiderseits der 8 m breiten Fahrbahn ergänzen Notgehwege und Schutzeinrichtungen den Überbau, so dass sich für die Staatsstraße eine Gesamtbreite zwischen den Geländern von knapp 12 m ergibt. Im Bereich der Gesimse sind für die Avifauna Irritationsschutzwände vorgesehen (Bild 3).

Die Lagerung des Überbaus erfolgt auf Verformungslagern an jeweils zwei Pfeilerachsen vor und nach dem Schnittpunkt von Bogen und Überbau. An allen andern Auflagerachsen und den Widerlagern sind jeweils zwei Verformungsgleitlager, eines davon als querfestes Lager, angeordnet. In den Bereichen der Überschneidung zwischen Bögen und Überbau werden die Festpunkte der Brücke am linken und rechten Isarufer über Stahlquerträger realisiert. Die Pressenansatzpunkte werden an den Widerlagern und Pfeilern unter den Querträgern bzw. den Endquerträgern seitlich der Lagersockel ausgeführt. Sie ermöglichen das Anheben des Überbaus für künftige Lagerwechsel. Abnehmbare transparente Acrylglas-scheibe schützen zudem die Lagerbereiche unter dem Überbaubodenblech gegen Vogeleinflug. Die Fahrbahnübergangskonstruktionen sind an beiden Widerlagern über Kammergänge zugänglich.

8 Bauzeit und Ausblick

Im Zuge der Umfahrung der Stadt Plattling liegen in Summe sieben Bauwerke. Das Kernstück der Maßnahme ist die Isarbrücke, deren Bauzeit rund drei Jahre betragen wird. Die Gesamtfertigstellung der letztlich ca. 2,50 km langen Umfahrung der Stadt Plattling ist für das Jahr 2019 vorgesehen.

Autoren:

Bauberrätin Dipl.-Ing. Susanne Hopfner
Staatliches Bauamt Passau
Abteilungsleitung Konstruktiver Ingenieurbau
Dr. sc. techn. Hans Grassl
Geschäftsführender Gesellschafter
Ingenieurbüro Grassl GmbH

Baulastträger
Freistaat Bayern

Auftraggeber
Staatliches Bauamt Passau

Bauwerksentwurf
Ingenieurbüro Grassl GmbH, München



**B 15 Westumfahrung Rosenheim
Brücke über die Mangfall und Mangfallkanal | Neubau**



Nachrechnung, Sanierung, Ertüchtigung Mühlbachtalbrücke Schwaiganger

■ ■ ■ von Karl Goj



1 2 Erscheinungsbild der Mühlbachtalbrücke Schwaiganger von der Seite und von unten
© Autobahndirektion Südbayern/Ingenieurbüro Grassl GmbH

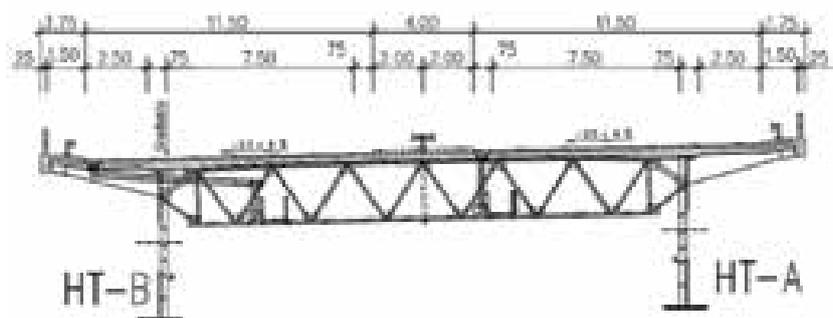
Nach über 40 Jahren seit der Inbetriebnahme waren an der Mühlbachtalbrücke Schwaiganger erhebliche Mängel an der Bausubstanz festzustellen, die eine Generalinstandsetzung erforderlich machen. Im Zuge der Vorbereitung der entsprechenden Arbeiten wurde das Brückenbauwerk auf der Grundlage der »Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand« [1] [2] nachgerechnet. Unter Anwendung der Stufe 4 dieser Nachrechnungsrichtlinie konnte der Nachweis für das zugrunde gelegte Zielastniveau der Brückenklasse 60 unter Berücksichtigung der durchgeführten Ertüchtigungsmaßnahmen erfolgreich erbracht werden. Als verkehrliche Kompensationsmaßnahme wurde ein Lkw-Überholverbot angeordnet und die weitere Nutzungsdauer des Bauwerks vorläufig auf 20 Jahre beschränkt.

1 Bestandsbauwerk

1.1 Allgemeines

Die Mühlbachtalbrücke Schwaiganger im Zuge der Bundesautobahn A 95 von München nach Garmisch-Partenkirchen kreuzt zwischen den Anschlussstellen Murnau-Kochel und Eschenlohe das Mühlbachtal in einer Höhe von rund 40 m. Die Autobahn ist in diesem Abschnitt vierspurig ausgebaut. Die 356 m lange Brücke wurde 1969–1972 errichtet. Der Überbau kam als dreifeldrige Durchlaufträger-Deckbrückenkonstruktion mit Einzelstützweiten von 98 m, 156 m, 102 m zur Ausführung. Im betreffenden Autobahnabschnitt beträgt die durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke (DTV) 13.000 Kfz/24 h, der Schwerlastanteil liegt bei 5 %, wobei die Spitzenwerte der Verkehrsbelastung mit 24.000 Kfz/24 h an Wochenenden auftreten.

Beide Richtungsfahrbahnen werden über den gemeinsamen Überbauquerschnitt geführt. Die Breite zwischen den Geländern beträgt 30 m. Der Überbau der Mühlbachtalbrücke gliedert sich in drei Teilbereiche: Der Überbauquerschnitt in den Randfeldern besteht aus einem zweistegigen Plattenbalken in Stahlverbundbauweise mit veränderlich hohen Hauptträgern (2,91 m an den Widerlagern bis 6,12 m über den Pfeilerstützpunkten), Querträgern aus Fachwerken und einer Ortbeton-Verbundfahrbahnplatte, die mittels Schubdübel an den Obergurten der Haupt- und Querträger schubfest angeschlossen ist. Diese Querschnittsausbildung setzt sich von den Randfeldern mit einem Überstand von 20 m in das mittlere Brückenfeld fort. Die 25–40 cm dicke Platte ist in Querrichtung durchgehend und in Längsrichtung bereichsweise vorgespannt.



3 Bestand: Querschnitt der Verbundplatte am Normal-Fachwerkträger
© Autobahndirektion Südbayern

2.2 Begründung Ziellastniveau

Obwohl für Autobahnen grundsätzlich ein Ziellastniveau von mindestens LM 1 nach DIN-Fachbericht anzusetzen ist, war aufgrund der Verkehrsbelastung und insbesondere des geringen Schwerlastverkehrs das letztlich der Nachrechnung zugrunde gelegte Ziellastniveau BK 60 für die A 95 in diesem Bereich gerechtfertigt und nach der Nachrechnungsrichtlinie zulässig. Da die A 95 vor Garmisch endet und die weiterführenden Straßen ins benachbarte Österreich für einen Ausbau nicht geeignet sind, ist auch künftig mit keinem nennenswerten Anstieg des Schwerlastverkehrs zu rechnen. Mit einem Ziellastniveau von BK 60 hat die A 95 aber gewissermaßen ein Alleinstellungsmerkmal unter den deutschen Autobahnen.

2.3 Nachweisstufe 1

Die Nachrechnung in der Nachweisstufe 1 gemäß DIN-Fachbericht wurde für ein Ziellastniveau LM 1 durchgeführt. Die Berechnung der Brücke erfolgte an einem detaillierten Trägerrostmodell. Bei den entsprechenden Spannungsnachweisen der Hauptträger zeigte sich ein konstant hoher Ausnutzungsgrad. Ursache ist die auf Gewichtsminimierung ausgelegte Konstruktionsweise der Brücke. So erfolgte die Anpassung der Hauptträger an den Beanspruchungsverlauf nicht nur durch einen gevouteten Trägerverlauf, sondern ebenso durch eine konsequente Abstufung der Ober- und Untergurtquerschnittsflächen durch variable Lamellenanzahlen der Stahlbleche. Diese zum Teil extremen Querschnittsabstufungen führen dazu, dass sich zusätzlich zu dem hohen mittleren Spannungsniveau unmittelbar nach den Querschnittssprüngen Spannungsspitzen einstellen, die über den zulässigen Grenzspannungen liegen.

Auch bei den Spannungsnachweisen der weiteren Tragelemente, wie beispielsweise der Brückenquerträger und des in der Mittelachse zur Lastverteilung angeordneten Fachwerklängsträgers, ergaben sich hohe Ausnutzungsgrade mit stellenweisen Überschreitungen der zulässigen Grenzspannungen.

Zwei Bauteile sind aufgrund der Nachrechnungsergebnisse als besonders kritisch einzustufen:

- Bei den Stegblechen der Hauptträger traten beim Beulnachweis mit dem Verfahren der elastischen Beulspannungen gemäß DIN-Fachbericht 103, III-10 erhebliche Überschreitungen des zulässigen Ausnutzungsgrades auf. Da zum Zeitpunkt des Erstellens der Bestandsstatik gewisse Beulmechanismen, zum Beispiel das knickstabähnliche Verhalten von Beulfeldern, noch nicht Teil des technischen Regelwerks waren, könnte hier ein signifikantes Sicherheitsrisiko bestehen.
- Die vorhandene Betonstahlbewehrung an der Unterseite der Betonfahrbahnplatte weist im Vergleich zu den berechneten Werten Defizite auf. Eine statische Bemessung der Fahrbahnplatte ist in der Bestandsstatik nicht gefunden worden, so dass nicht abschließend geklärt werden konnte, ob der zu geringe Bewehrungsgrad rechnerisch ermittelt oder rein konstruktiv festgelegt wurde.

Aufgrund der bei der Nachrechnung auf Basis des Ziellastniveaus LM 1 in Stufe 1 festgestellten Überschreitungen des zulässigen Ausnutzungsgrads in mehreren Brückenbauteilen wurde untersucht, wie sich eine Änderung des Ziellastniveaus auf BK 60/30 bzw. BK 60 auf das Beanspruchungsniveau der Brücke auswirkt. Bei den mit den verringerten Ziellastniveaus durchgeführten Berechnungen,

die übrigen Randbedingungen wurden unverändert belassen, ergab sich bei den Maximalwerten eine Abnahme der Beanspruchungen um ca. 1–7 % bei Verwendung des Ziellastniveaus BK 60/30 und um ca. 2–9 % bei Ansatz des Ziellastniveaus BK 60.

Durch die Änderung des Ziellastniveaus konnte insgesamt eine gleichmäßige Verringerung der Spannungsüberschreitungen in den Längsträgern auf einen tolerierbaren Wert erreicht werden, so dass für diese Bauteile nur lokale, wirtschaftlich sinnvolle Verstärkungsmaßnahmen erforderlich werden. Bei den Beulnachweisen der Hauptträgerstege sowie bei der Bewehrung der Betonfahrbahnplatte traten jedoch immer noch signifikante Überschreitungen auf, die weitere Untersuchungen in den Stufen 2–4 bedingten.

2.4 Nachweisstufe 2

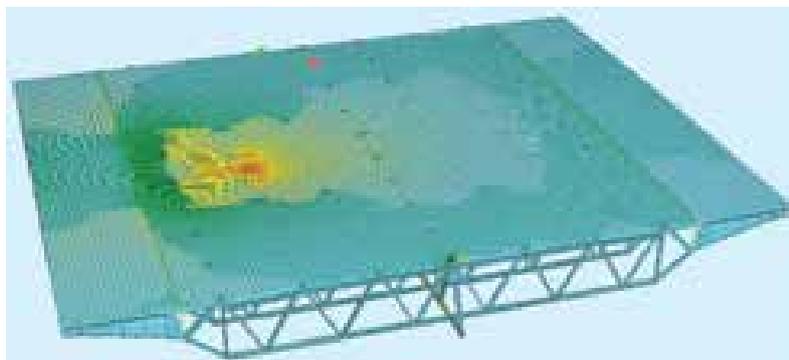
Bei der Nachrechnung in der Stufe 2 wurde der Teilsicherheitsbeiwert γ_G für die Eigengewichtslasten von Betonbauteilen von 1,35 auf 1,20 reduziert. Die mit am Bauwerk entnommenen Materialproben durchgeführten Werkstoffprüfungen zeigten eine um vier Druckfestigkeitsklassen höhere Betonfestigkeit: Diese wurden rechnerisch in Stufe 4 in Ansatz gebracht. Alle Baustahlproben genügen den Anforderungen der Stahlgüte S355J2.

Für das Beulen der Hauptträgerstege und die untere Bewehrungslage der Betonfahrbahnplatte konnten die Nachweise auch mit den Ansätzen in der Stufe 2 nicht erbracht werden.

2.5 Nachweisstufe 4

Die Vorgaben der Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie sind relativ offen gehalten, da mit ihr »wissenschaftliche Methoden zum Nachweis ausreichender Tragfähigkeit« erlaubt werden. Für die Anwendung war die Zustimmung der Obersten Straßenbaubehörde erforderlich.

Für die Beuluntersuchungen der Hauptträgerstege wurde der maßgebende Teilabschnitt des Hauptträgers als räumliches Finite-Elemente-(FE-)Modell abgebildet, bei dem der Ober- und Untergurt, das Stegblech sowie die Blechsteifen mittels Schalenelementen diskretisiert werden. Die durchgeführten Beuluntersuchungen umfassen lineare Beulanalysen und anschließende Spannungsnachweise nach DIN-Fachbericht 103, III-10 sowie geometrisch nichtlineare Berechnungen unter dem Ansatz der zuvor ermittelten Beulformen als Tragwerksimperfectionen.



6 Verbundplatte: Teilmodell der örtlichen Beanspruchung © Ingenieurbüro Grassl GmbH

Das Ziel der Berechnungen war, durch die Verwendung des überkritischen Bereichs zusätzliche Tragreserven im System zu identifizieren.

Bei den in einem weiteren Schritt getätigten Nachweisen mit dem Verfahren der wirksamen Breiten ließ sich für das Ziellastniveau BK 60 der Beulnachweis des Hauptträgerstegblechs mit einer geringfügigen Überschreitung erfolgreich führen.

Für die Fahrbahnplattenunterseite erfolgten neben einigen »Tastberechnungen« nichtlineare Berechnungen, mit denen der Übergang des Betons vom ungerissenen Zustand I zum gerissenen Zustand II bei einwirkender Belastung erfasst wird. Mit diesen nichtlinearen Berechnungen wurde nachgewiesen, dass es bei Zugrundelegung des Ziellastniveaus BK 60 unter den Radlasten zu einer Rissbildung in der Fahrbahnplatte, und zwar in Feldmitte zwischen zwei Querträgern, kommen kann, dass aber noch ausreichende Umlagerungsmöglichkeiten in der Fahrbahnplatte bestehen, um die Lasten sicher abzutragen. Zu den Umlagerungsmöglichkeiten zählt hier vor allem die bei der Bildung eines Fließgelenks in Feldmitte erforderliche Vergrößerung des Stützmoments über den Querträgern, die durch die an der Fahrbahnplattenoberseite vorhandene Bewehrungsmenge, die näherungsweise das Dreifache der an der Unterseite beträgt, sicher aufgenommen werden kann.

Eine abschließende Untersuchung mittels FE-Analyse in Verbindung mit einem Belastungsversuch zeigte, dass unter Gebrauchslastniveau an der Fahrbahnplattenunterseite die Betonzugfestigkeit nicht erreicht wird und somit keine die Dauerhaftigkeit gefährdenden Risse in der Fahrbahnplatte zu erwarten sind.

2.6 Verstärkungsmaßnahmen

Im Rahmen der Nachrechnung konnten die meisten Brückenbauteile in den Stufen 1–4 der Nachrechnungsrichtlinie für das Ziellastniveau BK 60 erfolgreich nachgewiesen werden. Notwendige Verstärkungsmaßnahmen sind lediglich lokal am Untergurt des Fachwerklangsträgers und an den Rand- und Mittelkappen im Bereich der orthotropen Platte aufgrund geänderter Fahrzeugrückhaltesysteme erforderlich.



7 Verbundplatte: Belastungsversuch mit applizierten Sensorfasern im Messfeld
© Prof. Fischer Ingenieure GmbH



8 Einbau von Längsrippen unter geändertem Fahrzeugrückhaltesystem
© Autobahndirektion Südbayern

3. Generalinstandsetzung

3.1 Stahlbauarbeiten

Neben den oben genannten lokalen Verstärkungsmaßnahmen sind zur Sanierung der Mühlbachtalbrücke weitere Stahlbauarbeiten auszuführen: Exemplarisch seien hier der Blechaustausch von stark korrodierten Überbaubauteilen, wie den Deckblechen an den Mittel- und Randkappen unter den Stahlhöckern der bestehenden Fahrzeugrückhaltesysteme, den Bereichen mit Durchführungen (Tropftüllen, Glättelmedeanalage, Ablaufkästen der Entwässerung) und den Gesimsblechen an den Randkappen genannt. Die Befestigung der neuen Schutzeinrichtungen und Geländer erfolgt über Schonbleche.



9 Orthotrope Platte: Deckblechaustausch an der Mittelkappe
© Autobahndirektion Südbayern



10 Verbundplatte: Korrosionsschutzerneuerung am Fachwerkquerträger
© Autobahndirektion Südbayern

3.2 Vollerneuerung Korrosionsschutz

Im Zuge der Maßnahme wird die alte Beschichtung an allen Stahlbauteilen restlos entfernt und durch ein neues System ersetzt. Das Vorhandensein von Bleimennige im Altbeschichtungssystem bedingt höhere Anforderungen an den Arbeits- und Umweltschutz sowie die Entsorgung des Strahlschutts. Vor dem Strahlen wird die Beschichtung mittels Hochdruckwasserstrahlen von einer möglicherweise vorhandenen Salzschrift befreit. Das Abstrahlen der Altbeschichtung erfolgt dann durch Trockenstrahlen mit Einwegstrahlmitteln aus Kupferschlacke. Der neue Beschichtungsaufbau wird in den Bereichen mit vielen Fugen und Spalten nach Blatt 94 und in den großflächigen Bereichen nach Blatt 97 vorgenommen. An den Schrammborden und auf den Oberflächen der Kappen des Stahlüberbaus wird ein reaktionsharzgebundener Dünnbelag nach ZTV-ING 7-5 ausgeführt.

Die Korrosionsschutzarbeiten an der Untersicht werden mit Hilfe auf den Randkappen verfahrbarer Kragarmgerüste sowie über ein zwischen den Hauptträgern angeordnetes Hängegerüst realisiert, das auf den vorhandenen Schienen des Besichtigungswagens längsverschoben werden kann. Aus der starken Ausnutzung der Überbaus resultieren strenge Vorgaben hinsichtlich Ausbildung, Lastverteilung und Anordnung der einzelnen Fahrgerüste zueinander.



11 Verbundplatte: Injektionsklebeanker im Kappenbereich
© Autobahndirektion Südbayern

3.3 Betonarbeiten

Die Rand- und Mittelkappen werden ersetzt. Aufgrund der Aufkantungen im Überbauquerschnitt lehnt sich die Kappenausbildung an den Bestand an. Der Anschluss an den Überbau erfolgt mittels Injektionsklebeankern. Um Beschädigungen an den Spanngliedern der Verbundplatte beim Herstellen der Verankerung zu verhindern, ist vorab eine Ortung der Spannglieder durchzuführen.

3.4 Sonstige Arbeiten

Mit Austausch der Lager am Widerlager München ist auch eine Änderung des Systems von zwei querfesten Lagern auf ein querfestes und ein allseits bewegliches Lager vorgesehen.

Im Zuge der Instandsetzungsmaßnahme werden darüber hinaus Abdichtung und Beläge vollständig erneuert, Schutz- und Deckschicht kommen in Gussasphalt zur Ausführung.

Die Realisierung aller Instandsetzungsmaßnahmen ist für den Zeitraum von März 2015 bis Oktober 2017 terminiert.



12 Einbau der Schutzschicht aus Gussasphalt
© Autobahndirektion Südbayern

4 Zusammenfassung

Das Beispiel der Mühlbachtalbrücke Schwaiganger zeigt, dass durch eine Nachrechnung unter Ausschöpfung aller Möglichkeiten, die die Nachrechnungsrichtlinie anbietet, die notwendige Tragfähigkeit für ein Brückenbauwerk nachgewiesen werden kann bzw. sich die notwendigen Verstärkungsmaßnahmen minimieren lassen. Voraussetzung für solche Nachrechnungen sind fachkundige Ingenieurbüros und die enge Zusammen-

arbeit mit dem Prüfeningenieur. Letztlich war aber entscheidend, dass aufgrund des geringen Schwerlastverkehrs auf der Autobahn A 95 im Bereich der Brücke das Ziellastniveau BK 60 zugrunde gelegt werden konnte.

Autor:
Ministerialrat Dipl.-Ing. Karl Goj
Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium
des Innern, für Bau und Verkehr, München

Literatur

- [1] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (Hrsg.): Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie). Berlin, Mai 2011.
- [2] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (Hrsg.): Richtlinie für die Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), 1. Ergänzung. Berlin, April 2015.

Bauherr

Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, Bonn,
vertreten durch die Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern, für Bau und Verkehr, München
vertreten durch die Autobahndirektion Südbayern, München

Entwurf

Ingenieurbüro Grassl GmbH, München

Nachrechnung

Ingenieurbüro Grassl GmbH, München

Prüfeningenieur

Dr.-Ing. Robert Hertle, Gräfelfing

Gutachterliche Stellungnahme (Fahrbahnplatte)

Prof. Fischer Ingenieure GmbH, München

Ausführung

Max Bögl Stiftung & Co. KG, Neumarkt
Kurz Korrosions- und Oberflächenschutz GmbH, Cunewalde
Max Bögl Stahl- und Anlagenbau GmbH & Co. KG, Neumarkt
Quick Bauprodukte GmbH, Schwerte
Max Bögl Verkehrstechnik GmbH, Neumarkt



**Tragende Ideen.
Visionäre Baukunst.**

Bau . Dienstleistung . Innovation . Betrieb
www.max-boegl.de

Brückenbau . Hochbau . Schlüsselfertiges Bauen
Betonfertigteile . Stahl- und Anlagenbau . Verkehrswegebau
Tunnelbau . Ver- und Entsorgung . Umwelttechnik
Fahrwegtechnologie . Logistik . Windenergie



MAX BÖGL

Fortschritt baut man aus Ideen.

Stahl- und Anlagenbau GmbH & Co. KG
Postfach 11 20 · 92301 Neumarkt
Telefon +49 9181 909-10307
Telefax +49 9181 909-10439
info@max-boegl.de

Planung und Errichtung der neuen Erdberger Brücke samt Abfahrten Ausbau und Teilerneuerung des Autobahnknotens Prater

■ ■ ■ von Brigitte Müllneritsch

Der Knoten Prater stellt mit der Verknüpfung der A 23 Autobahn Südosttangente Wien und der A 4 Ost Autobahn einen der wichtigsten Knoten im hochrangigen Straßennetz der Ostregion dar. Sein Herzstück ist die Erdberger Brücke, eine außergewöhnliche Schalenkonstruktion von 130 m Länge, errichtet in den Jahren 1970–1972. Diese wird jetzt unter Aufrechterhaltung aller Fahrstreifen und aller Verkehrsbeziehungen im Knoten Prater neu gebaut, eine Herausforderung mitten in der Großstadt, umgeben von einer U-Bahn-Linie, der Schifffahrt am Donaukanal und anderen innerstädtischen Verkehrsbändern. Im Vorfeld wurden zwei Entflechtungstragwerke links und rechts der Erdberger Brücke errichtet, die während der Bauphasen zu ihrer Erneuerung einen Teil des Verkehrs der A 23 Autobahn Südosttangente Wien aufnehmen und nach ihrer Fertigstellung für eine Verbesserung des Verkehrsflusses im Knoten Prater sorgen sollen.

1 Überblick

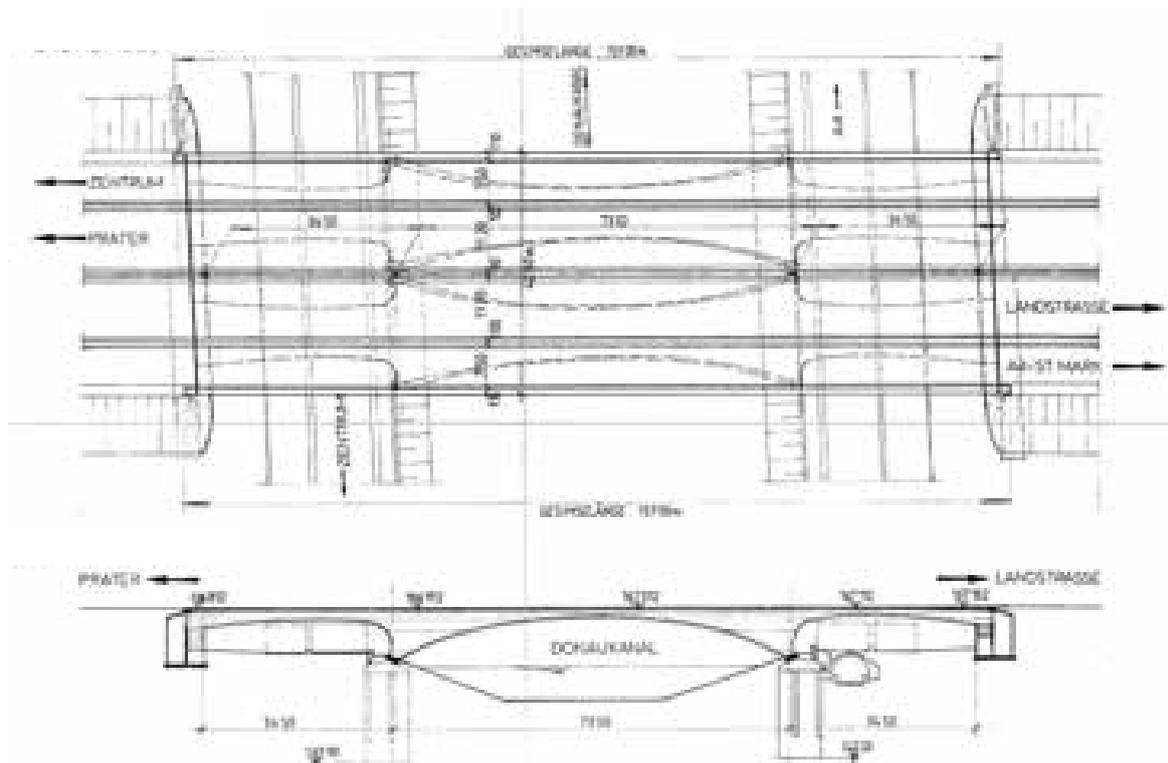
1.1 Allgemeines

Die Erdberger Brücke, erbaut in den Jahren 1970–1972, ist nun mit mehr als 40 Jahren am Ende ihrer Lebensdauer angelangt und muss zur Gänze neu errichtet werden. Eine Sanierung der außergewöhnlichen Schalenkonstruktion ist unter Berücksichtigung der vorliegenden Rahmenbedingungen weder technisch noch wirtschaftlich sinnvoll. Daher war nach Durchführung umfangreicher Untersuchungen sowie statischer Nachrechnungen die Entscheidung für den Neubau der Erdberger Brücke zu treffen. Zum Errichtungszeitpunkt wurde mit der heutigen Verkehrsbelastung von ca. 190.000 Kfz/d alleine auf der Erdberger Brücke nicht gerechnet, die zunehmende Belastung durch Streusalz hat ebenfalls ihren Beitrag zum jetzt vorliegenden Schadensbild geleistet. Da die Verkehrsbelastungen im gesamten Knotenbereich sehr hoch sind und insbesondere auch die Verbindungsbereiche zu den einzelnen Richtungen täglich eine große Verkehrslast tragen, kommt es in den Hauptverkehrszeiten zu Überlastungen.

Oberstes Ziel der Planungen war daher die Aufrechterhaltung aller Verkehrsbeziehungen während der gesamten Bauzeit. Um alle Fahrstreifen auf der A 23 Autobahn Südosttangente Wien aufrecht erhalten zu können, wurden links und rechts der Erdberger Brücke Entflechtungstragwerke errichtet, über welche einerseits ein Teil der geradeaus führenden Fahrstreifen und andererseits die Abfahrten von der A 23 auf die A 4 führen. Die beiden Tragwerke verbleiben nach Gesamtfertigstellung der Bauarbeiten im Bestand, das heißt, auch zukünftig führen die Abfahrten auf die A 4 über diese Tragwerke. Dies trägt zur Entschärfung der Verflechtungssituation auf der A 4 im Bereich des Knotens Prater bei und bedeutet eine sinnvolle und wirtschaftliche Weiternutzung der aufwendig errichteten Entflechtungsbauwerke.



1 Verkehrsströme nach Gesamtfertigstellung
© ASFINAG Baumanagement GmbH



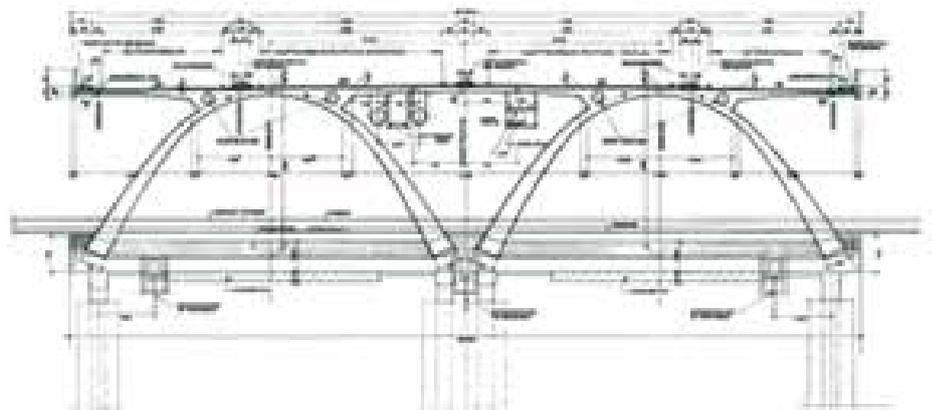
2 3 Grundriss und Längsschnitt der alten Erdberger Brücke
© ASFINAG Baumanagement GmbH

1.2 Voruntersuchungen

Im Jahr 2008 begann die ASFINAG, die Schalenkonstruktion der Erdberger Brücke umfassend zu untersuchen, um den erforderlichen Sanierungsumfang zu ermitteln. Dabei wurde neben einer detaillierten Aufnahme des vorhandenen Riss- und Schadensbildes eine Reihe von Bohrkernen zur Feststellung des Betonzustandes und der tatsächlichen Asphaltstärkediicken gezogen sowie Erkundungen im Bereich der Fundamente durchgeführt. Zur Verifikation der angenommenen Belastung wurde eine Bridge-Weigh-in-Motion-Messung angesetzt, welche Angaben über die realen Achslasten, Bruttogewicht, Geschwindigkeit und Achsabstand der Fahrzeuge zur Folge hatte.

Unter Berücksichtigung des aktuellen Schadensbildes und auf Basis der zum Errichtungszeitpunkt gültigen Normenlage wurde das Tragwerk von zwei Ziviltechnikerbüros voneinander unabhängig nachgerechnet. Die Ergebnisse flossen in eine Wirtschaftlichkeitsanalyse ein, die entgegen der ursprünglichen Annahme, eine Instandsetzung mit Ertüchtigungsmaßnahmen der Brücke durchzuführen, einen Neubau als wirtschaftlichste Variante ergab.

Gleichzeitig stellte sich aufgrund der Ergebnisse der Untersuchungen heraus, dass für eine Verkehrsaufrechterhaltung auf dem Schalentragswerk bis zum Abbruch konservierende bzw. verstärkende Maßnahmen durchzuführen sind. Diese wurden umgehend umgesetzt und umfassten unter anderem die Verstärkung der Fußpunkte der Brücke, die Rückverankerung der Wiederlagermauern sowie die Verstärkung der Bögen mittels CFK-Lamellen.



4 (Historischer) Querschnitt der alten Erdberger Brücke
© ASFINAG Baumanagement GmbH



5 Entflechtungsbauwerk: Errichtung der V-Stützen
© ASFINAG Baumanagement GmbH

1.3 Planung

Nach Vorliegen des Ergebnisses der Wirtschaftlichkeitsanalyse begann die ASFINAG intensiv an der Einreichplanung zu arbeiten: Ziel war eine Neuerrichtung der Brücke unter Aufrechterhaltung aller Fahrstreifen und Relationen. Gleichzeitig wurden die Einreichunterlagen für die Materien Wasserrecht und Schifffahrt, das Wiener Baumschutzgesetz, Naturschutzgesetz, Forstrecht und Eisenbahnrecht ausgearbeitet. Das Bundesdenkmalamt überprüfte eine Unterschutzstellungswürdigkeit der Erdberger Brücke, indem Faktoren wie Authentizität, Einmaligkeit, Vorbildwirkung, städtebaulicher Einfluss und kulturelle Bedeutung betrachtet wurden. Ergebnis war eine hervorzuhebende formale Qualität der Brückenkonstruktion, jedoch keine Unterschutzstellungswürdigkeit, da die unumgänglichen Ertüchtigungsmaßnahmen ihren Gesamtcharakter ungünstig verändert hätten. Die Planung für den Neubau konnte daher weiterverfolgt werden.

2 Vorbereitende Maßnahmen

Das Jahr 2013 wurde genutzt, um bauvorbereitende Maßnahmen im zukünftigen Baufeld umzusetzen. Da das Projektgebiet gemäß den Luftbildauswertungen aus dem Zweiten Weltkrieg von Bombenangriffen betroffen war, mussten für sämtliche Grabungs- und Fundierungsarbeiten im Vorfeld Kampfmittelsondierungen durchgeführt werden bzw. bei den Arbeiten direkt Feuerwerker vor Ort sein. Um die mit Funden von Blindgängern einhergehenden Verzögerungen und Behinderungen des Bauablaufes zu minimieren, war schon frühzeitig ein Großteil der Sondierungen abgewickelt. Aufgrund der beengten Platzverhältnisse neben dem Donaukanal ist der Donaukanalradweg in diesem Bereich während der Bauarbeiten gesperrt. Die für die Umleitungsstrecke erforderlichen baulichen Maßnahmen wurden ebenfalls im Zuge der vorbereitenden Maßnahmen fertiggestellt. Bei den umfangreichen Leitungsumlegungen zur Baufeldfreimachung wurde neben zahlreichen Daten- und Elektroleitungen auch eine Wasserleitung umgelegt, welche bisher auf der Erdberger Brücke über den Donaukanal verlief. Für die neue Wasserleitung wurde ein Düker unter dem Donaukanal errichtet.

3 Entflechtungsbauwerke

3.1 Hauptbaumaßnahmen

Am 10. März 2014 haben die Hauptbaumaßnahmen mit der Errichtung der Entflechtungsbauwerke Ost und West, der Errichtung von zwei Brückentragwerken über den Bereich des Bahnhofes Erdberg der Wiener Linien und der Erdbergstraße sowie der Errichtung von Stützmauern und der Adaptierungen bestehender Rampen begonnen. Besonderes Augenmerk wurde hier auf die Arbeiten im Bereich des Donaukanals gelegt, denn die Aufrechterhaltung des Schifffahrtsbetriebes am Donaukanal musste jederzeit gewährleistet sein. Ein Brückenbauwerk im Bereich der Wiener Linien wurde unter Aufrechterhaltung des Verkehrs zuerst um einen Fahrstreifen verbreitert und im Anschluss seine andere Hälfte erneuert. Die neue Konstruktion wurde als Stahlverbundtragwerk realisiert. Die anderen Brücken sind als mehrfeldrige Spannbetonstrukturen konzipiert, wobei der Abschnitt über dem Donaukanal als Hohlkastenquerschnitt und die Felder über der A 4 als Plattenbalkenquerschnitt ausgeführt werden.



6 Einbau von Glasschaumgranulat
© ASFINAG Baumanagement GmbH

3.2 Glasschaumgranulat

Im Baubereich liegt unter anderem der U-3-Bahnhof Erdberg der Wiener Linien. Hier befindet sich neben den Gleisanlagen auch ein betrieblicher U-Bahn-Verbindungstunnel, der mit der Unterfahrung des Donaukanals die U-Bahn-Linien 2 und 3 verbindet. Der Umbau des Knotens Prater erfolgt daher unter Berücksichtigung der Bauwerke der Wiener Linien. Dafür wird in einigen Bereichen ein spezielles, sehr leichtes Schüttmaterial aus Glasschaumgranulat verbaut. Das verhindert eine zusätzliche Belastung der Bauwerke der Wiener Linien. Um einen sach- und fachgerechten Einbau dieses Glasschaumgranulates sicherstellen zu können, wurde ein Probefeld errichtet. Dabei konnten die optimalen Einbaubedingungen für das Material festgelegt werden.

4 Erneuerung der Erdberger Brücke

4.1 Innovatives Abbruchkonzept

Das ursprüngliche Konzept für den Abbruch der alten Erdberger Brücke enthielt einen abschnittswisen Rückbau, der geraume Zeit in Anspruch genommen hätte.

Seitens der bauausführenden Arbeitsgemeinschaft wurde ein alternatives Konzept angeboten, wodurch eine Bauzeitverkürzung von zehn Monaten möglich wurde. Dabei wurde der ca. 20 m lange Brückenteil über dem Donaukanal mit Hilfe eines Stelzenpontons, das diesen abstützte, abgebrochen. Während dieses Zeitraumes war der Donaukanal für die Schifffahrt gesperrt.

Im ersten Arbeitsschritt wurden die durch eine Mittelplatte verbundenen Schalenträgerwerke durch Schnitte getrennt. Am Stelzenponton wurde ein Containeraufbau errichtet, welcher den abzubrech-

den Brückenbereich stützte. Links und rechts des Pontons wurden Schuten platziert, um zu verhindern, dass Abbruchmaterial in den Donaukanal fällt. Mittels Abbruchzangen wurde der Brückenabschnitt zerkleinert und anschließend abtransportiert. Der Rest des Schalenträgerwerkes der Richtungsfahrbahn Nord wurde im Zuge einer Teilsperre der A 4 Ost (von Freitag 20 Uhr bis Sonntag 15 Uhr) abgebrochen. Zum Schutz der Fahrbahn der A 4 wurde eine Sandbett-schüttung aufgebracht.



7 Abbruch der alten Brücke mittels Stelzenponton
© ASFINAG Baumanagement GmbH



8 Errichtung des neuen Brückentragwerks
© ASFINAG Baumanagement GmbH

4.2 Neuerrichtung der Brücke

Da der Höhenunterschied zwischen dem Gerüst für die Neuerrichtung der Erdberger Brücke und der A 4 Ost nur 4,40 m beträgt, wurde ein umfangreiches Höhenkontrollsystem installiert, das Lkws mit großer Höhe schon auf den Zulaufstrecken vorab umleiten soll. Im Nahbereich des Tragwerkes wurden zudem verschiebbare Rambalken angeordnet, die solche

Lkws aufhalten sollen. Diese Maßnahmen dienen dem Schutz der am Gerüst tätigen Arbeiter.

Im Lauf des Jahres 2015 wurde die erste Hälfte der neuen Erdberger Brücke fertiggestellt und am 20. Dezember 2015 für den Verkehr freigegeben. Im Januar 2016 wurde die zweite Hälfte, die Richtungsfahrbahn Süd, wieder mit Hilfe des Stel-

zenpontons abgebrochen und wird in weiterer Folge im Laufe des Jahres 2016 neu gebaut. Im Anschluss folgt die Fahrbahnsanierung der Rampenbereiche, die Gesamtfertigstellung ist für Ende 2016 geplant. Im Jahr 2017 werden dann noch Rekultivierungs- und Bepflanzungsmaßnahmen durchgeführt.



9 Neue Erdberger Brücke im Bauzustand
© ASFINAG Baumanagement GmbH

4.3 Gestaltung der Bauwerke

Besonderes Augenmerk wurde auch auf die Gestaltung der neu zu errichtenden Brücken über die A 4 Ost Autobahn und über den Donaukanal gelegt.

Vor allem das Thema »Tor zur Stadt« von der A 4, der Flughafenautobahn, aus betrachtet, wurde bei ihrer gestalterischen Ausformung berücksichtigt. Daher wurden die Stützen im Bereich des Donaukanals V-förmig, mit nach oben hin verjüngendem Querschnitt ausgeführt. Für die Brückenunterseite wurde ein spezielles Schalbild zur Ausbildung der Sichtbetonoberfläche gewählt. Mit der Wahl des neongelben Spritzschutzes erfolgte eine Abrundung ihrer Gesamterscheinung.

5 Technische Daten

Die Durchführung der Gesamtbaumaßnahmen weist folgende technische bzw. Mengen- und Materialdaten auf:

- Dammschüttungen: ca. 49.000 m³
- Erdbewegungen: ca. 60.000 m³
- Beton: ca. 77.000 t
- Asphalt: ca. 50.000 t
- Konstruktiver Stahlbau: ca. 290 t
- Glasschaumgranulat: ca. 7.000 m³
- Großbohrpfähle: ca. 7.000 m
- Mikropfähle: ca. 2.300 m

Autorin:
Dipl.-Ing. Brigitte Müllneritsch
ASFiNAG Baumanagement GmbH,
Wien

Bauherr
ASFiNAG Baumanagement GmbH, Wien

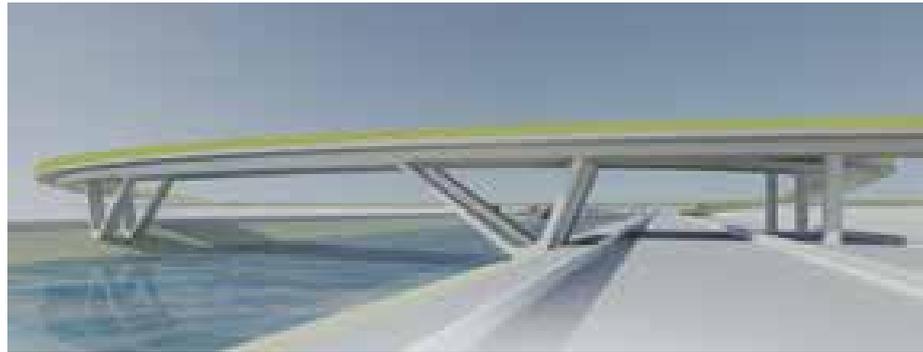
Generalplanung
Ingenieurbüro ste.p ZT GmbH, Wien
Ingenieurbüro Öhlinger + Partner ZT GmbH, Wien
PCD ZT GmbH, Wien

Örtliche Bauaufsicht
Tecton Consult Baumanagement ZT GmbH, Wien

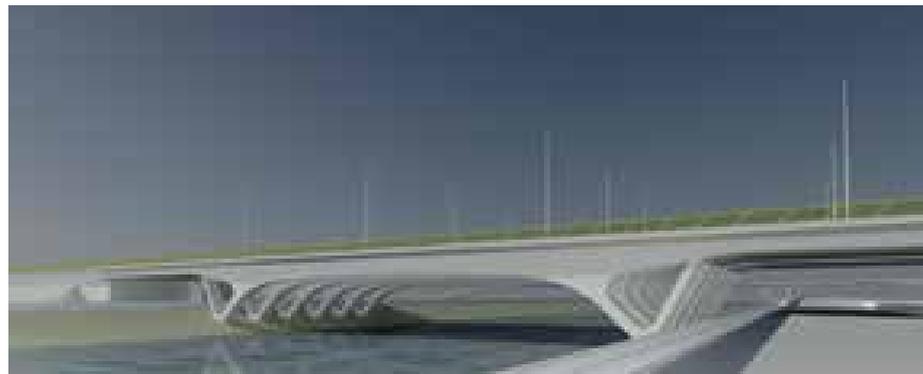
Architektonische Beratung
Architekt Dipl.-Ing. Dieter Wallmann, Wien

Statische Nachprüfung
Werner Consult ZT GmbH, Wien
Ingenieurteam Bergmeister GmbH, Wien

Ausführung
Porr Bau GmbH, Wien
Habau Hoch- und Tiefbaugesellschaft mbH, Wien



10 Gestaltung der Entflechtungsbauwerke
© ASFiNAG Baumanagement GmbH



11 Gestaltung der neuen Erdberger Brücke
© ASFiNAG Baumanagement GmbH



Vienna Consulting Engineers ZT GmbH

SIEGER – Österreichischer Staatspreis Consulting 2015
VCE Generalplaner

Botlekbrücke – die größte Hubbrücke der Welt
Rotterdam, Niederlande





© Danny Cornelissen

www.vce.at

Teil der höchsten befahrbaren Straße Deutschlands Renkertobelbrücke am Riedbergpass

■ ■ ■ von Markus Hengst

Die Renkertobelbrücke ist Teil des vorletzten Ausbauabschnitts der Kreisstraße OA 9. Sie bildet den einzigen Anschluss der Gemeinde Balderschwang an das Oberallgäu und ist die wichtigste Verbindung der österreichischen Enklave Kleinwalsertal mit dem Bundesland Vorarlberg. Die Brücke ist am höchsten befahrbaren Pass Deutschlands auf 1.400 m ü. NN gelegen und wird voraussichtlich im Sommer 2016 nach zweieinhalbjähriger Bauzeit dem Verkehr übergeben werden. Im Folgenden werden der Planungsprozess und die Bauausführung dieses anspruchsvollen Projekts in alpinem Gelände vorgestellt.

1 Einleitung

Die Kreisstraße OA 9 beginnt in Fischen an der Bundesstraße B 19, führt über Obermaiselstein zum Riedbergpass und nach Balderschwang mit anschließendem Grenzübergang nach Österreich. Einerseits ist sie die einzige Verbindung der Gemeinde Balderschwang und der zugehörigen Skigebiete mit dem Oberallgäu, andererseits stellt sie die schnellsten direkten Wege von der österreichischen Enklave Kleinwalsertal und dem Land Vorarlberg in Österreich nach Hittisau und Bregenz dar. Die OA 9 ist somit eine wichtige Verkehrsader für das Oberallgäu (Bild 1).

Ihr schlechter baulicher Zustand infolge der andauernden Hangrutschungen, ihre geringen Fahrbahnbreiten zwischen 4,50 m und 5,50 m, die sehr großen Steigungen zwischen 10 % und 16 % und die teilweise unübersichtliche Trassierung erforderten eine Instandsetzung bzw. einen Ausbau über ca. 16 km, der kontinuierlich in 15 Bauschnitten bis zum Jahr 2018 von Obermaiselstein bis zur österreichischen Staatsgrenze abschlossen sein wird.

Der hier behandelte Bauabschnitt 10 umfasst im Wesentlichen den Ausbau der Kreisstraße OA 9 auf einem ca. 1.400 m langen Teilstück, das am Passhöhepunkt

auf ca. 1400 m Höhe liegt. Die Kreisstraße OA 9 führt im Bereich der bestehenden Renkertobelbrücke in einer 180°-Schleife im nördlichen Talgrund über den Renkertobel und liegt dort in einer tiefen Wanne. In direkter Nachbarschaft zweigt die Zufahrt zum Skigebiet Grasgehren ab, und unmittelbar vor der Brücke befindet sich der untere Parkplatz des Skigebiets.

Die existierende Brücke wurde im Jahr 1962 errichtet. Der Überbau mit einer Spannweite von 35,50 m wurde als nicht vorgespannte einsteigige Plattenbalkenbrücke mit Hohlkörpern erstellt und nach den damals anzuwendenden Richtlinien für die Brückenklasse 30 bemessen. Im Jahr 1995 wurde er mit 2 x 2 externen Spanngliedern verstärkt, welche in je einem Stahlrohr über zwei Umlenkungen unterhalb des Überbaus geführt sind und in einem nachträglich hergestellten Endquerträger im Bereich der Widerlager enden. Die Fahrbahnbreite zwischen den Schrammborden misst 5,50 m. Infolge der geringen Tragfähigkeit des Überbaus wurde die Befahrbarkeit auf Fahrzeuge bis maximal 16 t reduziert. Die letzte Bauwerkauptprüfung im Jahr 2013 ergab eine Bauwerksnote von 3,3.



1 Lage des Projekts
© www.maps.here.com

2 Randbedingungen

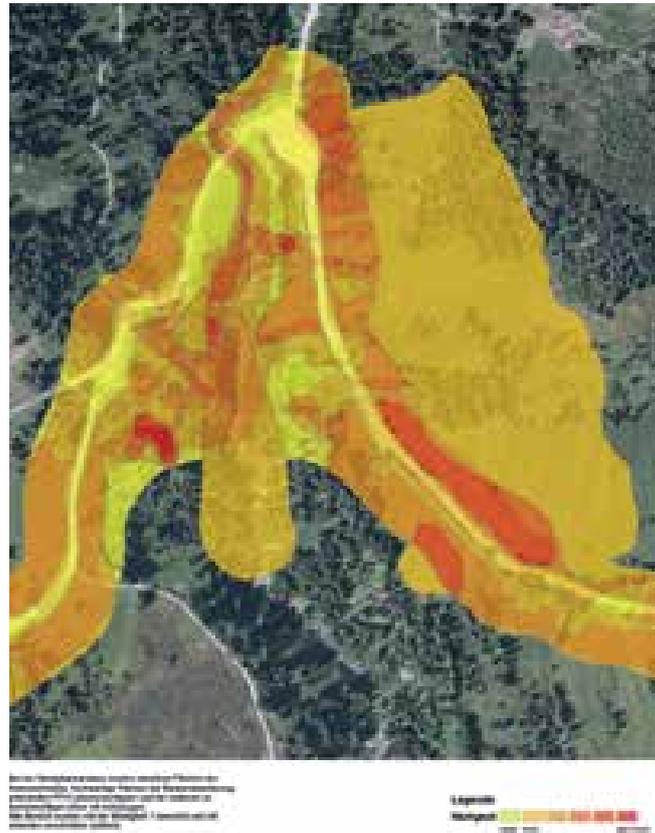
Die Kreisstraße OA 9 verläuft in alpinem Gebiet zwischen Obermaiselstein und Balderschwang in einer Höhenlage von 850 m bis 1.420 m ü. NN. Die Sommer am Riedbergpass sind kurz, starke Schneefälle bis in den Juni hinein und ab Oktober sind keine Seltenheit. Das Zeitfenster für Bauarbeiten in diesem Gebiet ist daher durchschnittlich auf sechs bis sieben Monate begrenzt.

Auf der Nordseite des gesamten Passes schließt eine Bergkette an, die bis zu einer Höhe von 1.700–1.800 m ansteigt. Diese sehr langen Steilhänge verlieren oft ihre Standsicherheit durch meterhohe Schneelagen, Schichtenwasser und Erosionen. Das Oberflächenwasser wird sehr schnell und mit einem großen Energiepotential in die Tiefe abgeführt, so dass an den Bauwerken, Durchlässen und der Straße immer wiederkehrende Schäden eintreten.

Das gesamte Passareal ist als Landschaftsschutzgebiet eingestuft und deshalb bei Baumaßnahmen besonders sensibel zu behandeln. Eingriffe in die Natur sind bei den Ausbaumaßnahmen zu minimieren. Die Trassierung der Passstraße soll sich daher am Bestand orientieren.

Für den Bauabschnitt 10 wurden sowohl ein ökologisches Fachgutachten zur Aufnahme der schützenswerten Pflanzen- und Tierarten als auch eine FFH-Verträglichkeitsstudie erstellt. Bild 2 zeigt die Wertigkeitsanalyse des untersuchten Gebiets.

Aus den ökologischen Untersuchungen ergab sich, dass beim Bau der neuen Renkertobelbrücke die Eingriffe in den Tobel zu minimieren und Baustraßen im Tobel grundsätzlich zu vermeiden waren. Durch die zu wählende Baumethode sollte der Eingriff in die Natur möglichst minimiert werden.



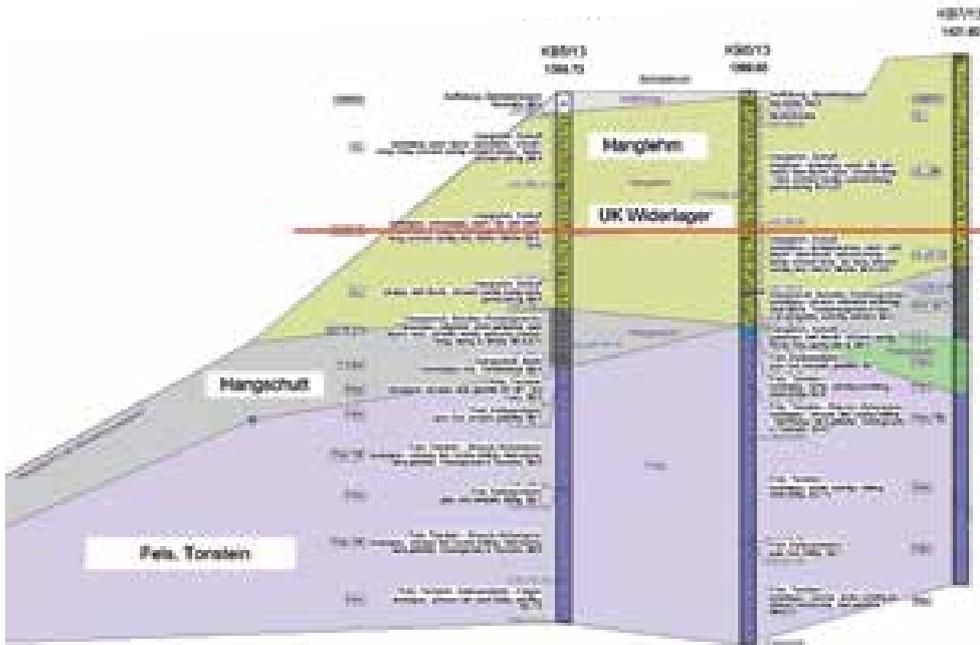
2 FFH-Wertigkeitsanalyse
© Lars Consult

3 Geologie

Der Bauabschnitt 10 liegt im weitläufigen tektonisch-geologischen Grenzbereich Flysch (Kreide) bzw. Feuerstätter Decke (Tertiär), deren Felslagen die Basis der Baugrundsichtung bilden.

Der Renkertobel beginnt im eiszeitlich geprägten Talkessel zwischen dem Riedberghorn und dem Balgen, verläuft von hier in südlicher Richtung. Der Tobel schneidet im Bereich der neuen Brücke tief in den Untergrund ein, mit der Folge steiler Hangflanken, die nach Osten und Westen zum Tobelgrund hin abfallen. Der Höhenunterschied zwischen den Kanten der Hangflanken und dem Tobelgrund beträgt zwischen 15 m und 22 m, die direkte Neigung der Hangflanken erreicht je nach Standort bis zu 80°.

Mit fortschreitender Planung wurden mehrere Baugrunderkundungen durchgeführt: Zunächst wurden Bodenerkundungen im Bereich der vorhandenen Passstraße getätigt. Nach Festlegung der Lage der neuen Renkertobelbrücke wurden mehrere Erkundungsbohrungen je Widerlagerseite aufgeföhrt. Im Bereich der geplanten Widerlager werden die Felslagen von mehreren Bodenschichtungen überlagert. Unterhalb der dünnen Mutterbodenlage liegen Schichten mit Hanglehm in einer Dicke 6–10 m, die sich aus schwach tonigen bis tonigen, gering bis schwach sandigen, lokal sandigen Schluffen zusammensetzen. Unterhalb der Hanglehme wurden mitteldicht bis dicht gelagerte Schichten mit Hangschutt in einer Mächtigkeit von 1–4 m angetroffen. Die Felshorizonte sind lokal im oberen Schichtbereich stark zersetzt und entfestigt (»Felsersatzzone«) sowie dicht bis sehr dicht gelagert.



3 Geologisches Profil am Widerlager Obermaiselstein
© Schweikert Geotechnik Ingenieurgesellschaft GmbH

Die Felsschichten der Feuerstätter Decke werden von gebankten Kalksandsteinen sowie von schiefrigen Tonsteinlagen gebildet. Die kompakten, harten Kalksandsteine und die zum größten Teil mürben Tonsteine sind aufgrund der tektonischen Beanspruchungen überwiegend stark geklüftet. Die schiefrigen Tonsteinlagen erscheinen dünnblättrig und zerfallen lagenweise kleinstückig. Die Schichten der Feuerstätter Decke sind tektonisch stark gefaltet. Dementsprechend wurden mit den Bohrungen Kluft- und Schichtflächen festgestellt, welche die oben beschriebenen, stark variierenden Raumlagen widerspiegeln. Hauptkluftrichtungen konnten mit den Aufschlüssen nicht festgestellt werden.

Weiterhin wurden labile Rutschbereiche vorgefunden. Das langsame, kriechende Abgleiten der Erdmassen hat seinen Ursprung in starken Hangneigungen und der starken Durchfeuchtung der lehmigen Böden, die dabei ihre Scherfestigkeit verlieren. Die Erdmassen bewegen sich auf Gleitbahnen, die bis zum Fels reichen können. Das geologische Profil im Bereich des Widerlagers Obermaiselstein ist in Bild 3 veranschaulicht.

Auf jeder Widerlagerseite wurden Inklinometer an den Hangkanten zu den steilen Tobelflanken hin eingebaut, um die Hangbewegungen während der Herstellung der Widerlager messen zu können.

Um den Einfluss der zum Teil starken Klüftung und der stark variierenden einaxialen Druckfestigkeiten des anstehenden Fels im Bereich der Pfahlgründungen und unterhalb der geplanten Pfahlsohlen überprüfen zu können, wurde je eine dynamische Pfahlprobelastung mit einem Fallgewicht von 10 t an den Widerlagern Obermaiselstein und Balderschwang durchgeführt. Die Probepfähle hatten einen Durchmesser von 88 cm und eine Länge von 20 m bzw. 18 m.

4 Planungsprozess

Aufgrund des schlechten Straßenzustands, der geringen Tragfähigkeit der bestehenden Renkertobelbrücke und der beengten Platzverhältnisse der Grasgehrenzufahrt im Umfeld des vorhandenen Bauwerks sollte eine Neuordnung des Passbereichs mit einer geänderten Lage der neuen Renkertobelbrücke gefunden werden.

Es wurden umfangreiche Trassierungsalternativen der Passstraße untersucht und vier konzeptionelle Lagen festgelegt (Bild 4). Grundsätzlich stand der Planungsprozess von Anfang an in einem politischen Spannungsfeld zwischen den oft deutlich unterschiedlichen Interessen der beteiligten bzw. genehmigenden Behörden, der Anlieger und des Auftraggebers.



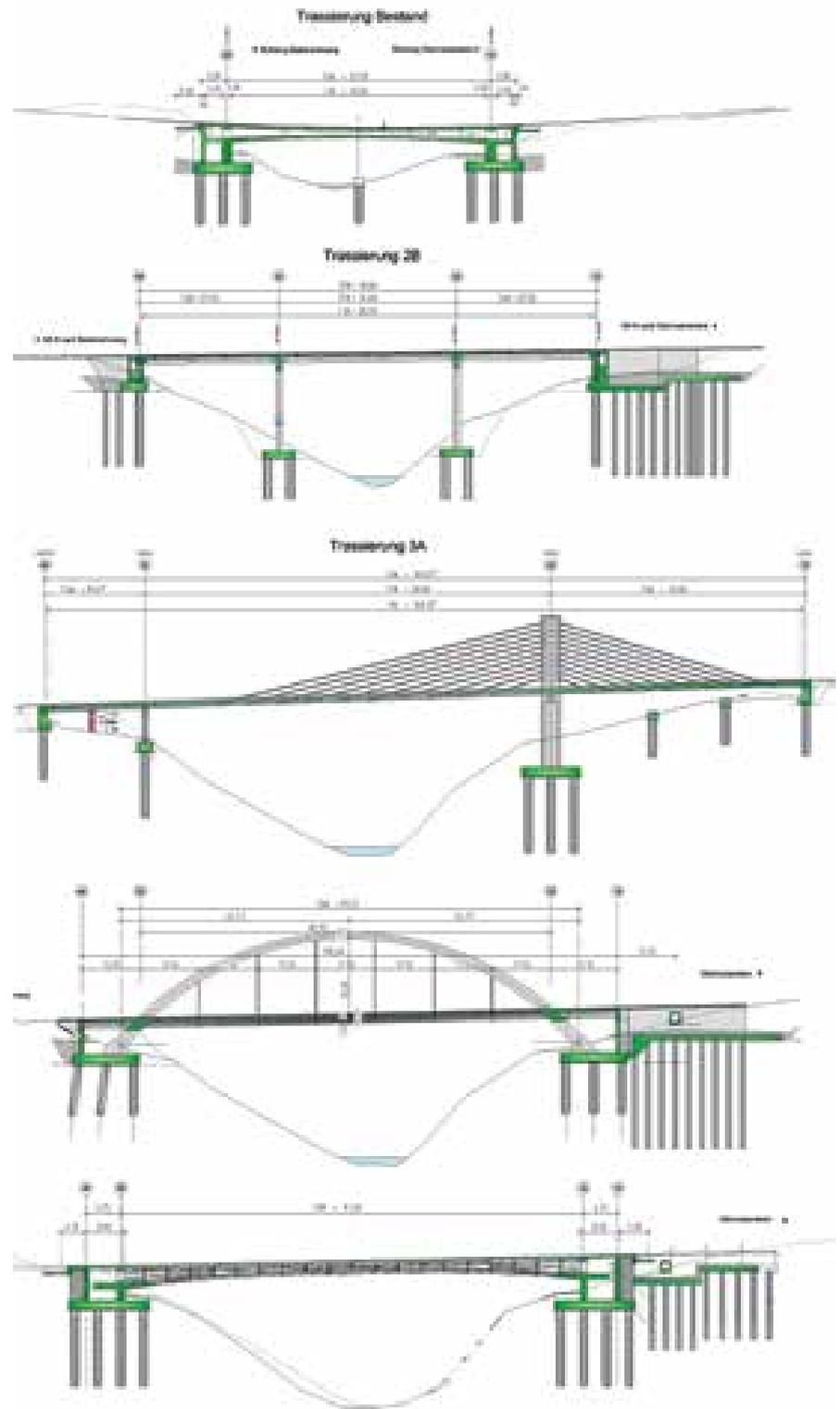
4 Trassierungskonzepte
© Ingenieurbüro IWA GmbH

Daher wurden zu den einzelnen Trassierungskonzepten nach umfangreicher Bauwerksvariantenuntersuchung mehrere Alternativen für jede Trassierung ausgearbeitet, um die Entscheidung für das Konzept und die gewählte Brückenvariante so transparent wie möglich darstellen zu können. Endgültig wurden für die unterschiedlichen Trassierungskonzepte fünf verschiedene Brückenalternativen auf nahezu Entwurfstiefe inklusive umfangreicher Vorstatiken und kompletter Massenermittlung und Kostenberechnung entwickelt (Bild 5) und mittels einer umfassenden Entscheidungsmatrix unter Einbeziehung aller Randbedingungen miteinander verglichen.

Aus den vorliegenden Alternativen wurde das Trassierungskonzept 3 mit dem größten Abstand zur bestehenden Renkertobelbrücke ausgewählt, da sich mit ihm die Neugestaltung des Anschlusses an das Skigebiet Grasgehren am nachhaltigsten lösen ließ. Die geschwindigkeitshemmenden Radien beiderseits der Brücke wirken sich zudem positiv auf die Verkehrssicherheit aus.

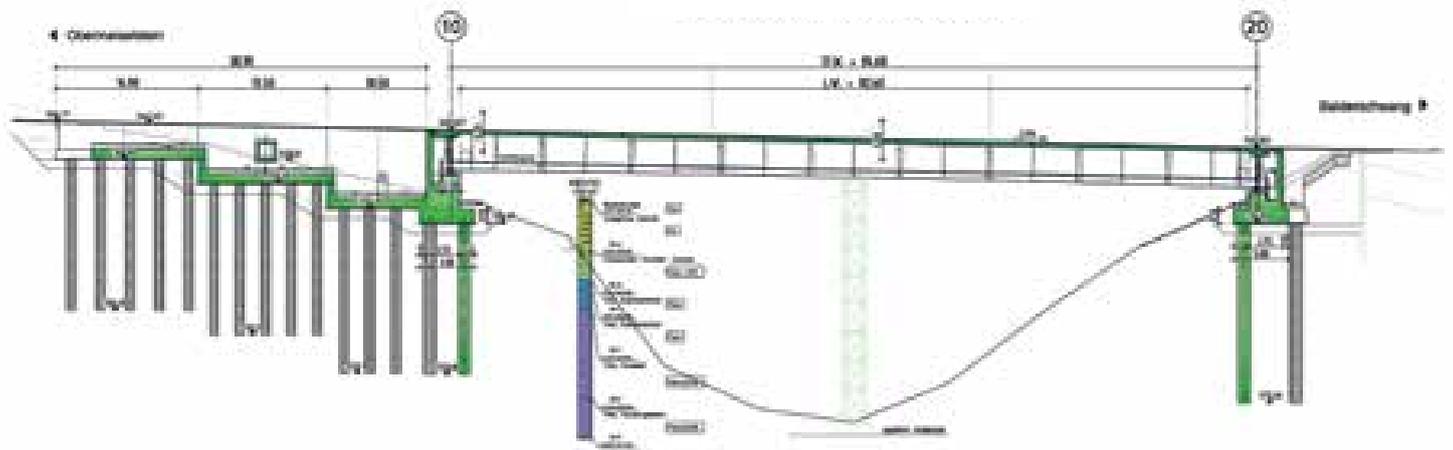
Bei den untersuchten Brückenalternativen fiel die Entscheidung zugunsten einer Verbundlösung als einfeldrige Rahmenbrücke mit einem einzelligen Stahl-Beton-Verbundhohlkasten und einer lichten Weite von 89 m. Der oben offene Stahltrug sollte im Freivorbauverfahren über den Tobel realisiert und nachträglich mit der Ortbetonfahrbahnplatte ergänzt werden.

Nach Einbau der Inklinometer an beiden Widerlagern wurden die Probepfähle hergestellt und die Pfahlprobepbelastungen vorgenommen, wobei schon umfangreiche Erdbewegungen an der Tobelkante erforderlich wurden. Die Auswertungen dieser Inklinometermessungen zeigten Bodenverformungen sowohl in den Hanglehm- und Hangschutt- als auch in darunterliegenden Felsschichten auf, besonders auf der Seite des Obermaiselsteiner Widerlagers. Eingehende Untersuchungen in Zusammenarbeit mit dem geotechnischen Sachverständigen, der bereits zu der Variantenentscheidung miteinbezogen worden war, führten zu dem Schluss, dass sich die Zwischenräume der variablen Klüfte durch die Baumaßnahme entspannen und sich durch Verformungen ein neues Gleichgewicht einstellt. Dem Bau der integralen Rahmenbrücke mit einer solch großen Stützweite konnte nicht weiter zugestimmt werden, da sich maximale Verformungen in einem derartigen Fels nicht vorhersagen und somit die Zwangskräfte in der Rahmenbrücke rechnerisch nicht erfassen lassen.



5 Bauwerksalternativen
© Konstruktionsgruppe Bauen AG

Erneute Variantenuntersuchungen für das Bauwerk führten dann unter Beibehaltung der bereits ausgewählten Trassierung zum Bauwerksentwurf, der im Folgenden erläutert wird.

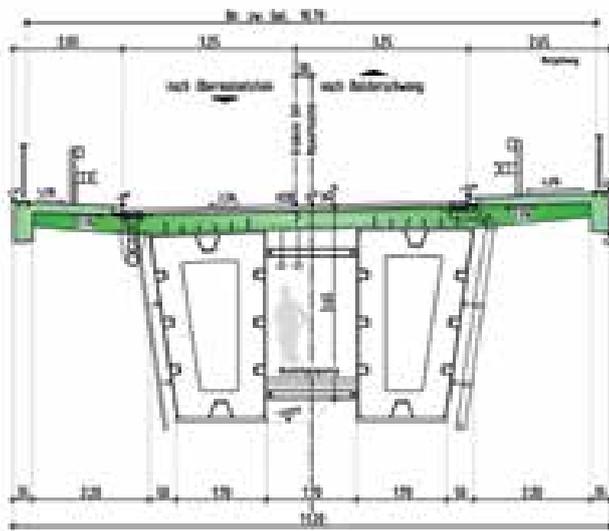


6 Bauwerksentwurf: Längsschnitt
© Konstruktionsgruppe Bauen AG

5 Bauwerksentwurf

Das Prinzip des vorherigen Entwurfs einer einfeldrigen Stahl-Beton-Verbundbrücke wurde beibehalten, die Einspannung des Überbaus in die Widerlager jedoch aufgegeben und durch Anordnung von Lagern an beiden Widerlagern ersetzt. Bild 6 zeigt den Längsschnitt.

Die Stützweite des Einfeldträgers beträgt 84,60 m, und er besitzt eine konstante Längsneigung von 2,20 % in Richtung Widerlager Balderschwing. Der Überbau wird von zwei Stahlhohlkästen mit einer Ortbetonfahrbahnplatte gebildet. Dies hat mehrere Vorteile: Zum einen sind bei dichtgeschweißten Stahlhohlkästen geringere Instandhaltungskosten im Vergleich zu einem klassischen einzelligen Hohlkasten infolge des nur an den Außenflächen erforderlichen Korrosionsschutzes zu erwarten. Zum anderen ergaben sich Vorteile in der Herstellung, da ganze Schüsse antransportiert und daher auch Längsschweißstöße, die beim einzelligen Hohlkasten infolge der größeren Querschnittsabmessungen erforderlich geworden wären, vermieden werden konnten. Damit reduzierte sich der zeitliche Aufwand zur Herstellung des Überbaus deutlich, was bei den kurzen Sommern auf der Passhöhe ein wesentliches Kriterium ist. Die Gesamtquerschnittshöhe beträgt in Feldmitte 4,00 m und wurde an den Überbauenden auf 4,20 m leicht vergrößert, um einen optischen Durchhang zu vermeiden. Die beiden Stahlhohlkästen besitzen einen trapezförmigen Querschnitt. Der jeweils innere Steg ist vertikal, die äußeren Stege wurden aus optischen Gründen mit einer Neigung von ca. 1:15 versehen. Im Abstand von 4,20 m sind Querschotte mit einer Durchstiegsöffnung angeord-



7 Querschnitt
© Konstruktionsgruppe Bauen AG

net. Die beiden Stahlhohlkästen sind über die beiden Endquerträger biegesteif sowie mit je zwei horizontalen Aussteifungselementen im Bereich der Ober- und Untergerüste in Abständen von 8,40 m zug- und druckfest miteinander verbunden. Zwischen den beiden Stahlhohlkästen verläuft ein Besichtigungssteg. Die Überbaubreite zwischen den Geländern beträgt 10,70 m, die Breite zwischen den Schrammborden 6,50 m. Die südliche Kappenbreite misst 2,05 m bis zum Gelände. Auf der nördlichen Seite wurde ein Notgehweg mit einer Breite von 1,40 m angeordnet, so dass sich eine Kappenbreite von 2,65 m bis zum Gelände ergibt. Die Dicke der Ortbetonfahrbahnplatte zwischen den beiden Stahlhohlkästen ist 35 cm und vergrößert sich zum Anschnitt der Kragarme hin auf 40 cm.

Die Fahrbahn hat eine konstante Querneigung von 2,50 %, beide Kappen weisen eine Querneigung nach innen von 4 % auf (Bild 7 und Bild 8).



8 Stahlhohlkasten von innen
© Konstruktionsgruppe Bauen AG

Die Entwässerung der Fahrbahn erfolgt über vier Brückeneinläufe auf der tiefen Seite und eine Längsleitung, die am Widerlager Balderschwang an die Straßenentwässerung angeschlossen wird.

Drei weitere Brückeneinläufe wurden zusammen mit einer 30 cm breiten Gussasphaltrinne auf der höherliegenden Fahrbahnseite angeordnet, um zu verhindern, dass Schmelzwasser von der nördlichen Kappe über die Fahrbahn fließt und bei absinkenden Temperaturen zu Glatteis führt. Die Entwässerung dieser Brückeneinläufe ist über Freifalleitungen in den Renkertobel gelöst, wobei die Leitungen bis unterhalb der Unterkante des Überbaus reichen, um die Verunreinigung des Stahlüberbaus mit tausalzhaltigem Schmelzwasser zu vermeiden. Die Tropftüllen werden ebenfalls mit Leitungen bis unterhalb des Überbaus geführt.

Der Überbau ist an beiden Enden auf begehbaren Kastenwiderlagern gelagert, die über jeweils fünf Bohrpfähle mit einer Länge von 16 m auf der Obermaiselsteiner Seite und 19 m auf der Balderschwanger Seite gegründet wurden. Die Unterkante der Bohrpfähle liegt knapp über dem Tobelgrund.

Auf der Widerlagerseite Obermaiselstein wurde aus geotechnischen und naturschutzrechtlichen Gründen anstatt einer Dammschüttung ein Trogbauwerk gewählt. Der Damm hätte nicht ohne Vorschüttung und großflächige Entwässerung hergestellt werden können. Des Weiteren bestand die Forderung, den Grundriss der permanenten Struktur im Anschluss an das Widerlager gering zu halten, um so den Flächenverbrauch zu minimieren.

Der Trog wurde auf Bohrpfählen mit $d = 88$ cm gegründet und entsprechend dem vorhandenen Geländeverlauf dreifach abgestuft. Er ist monolithisch mit dem Widerlager Obermaiselstein verbunden und bietet ihm somit zusätzliche Sicherheit gegen mögliche Verformungen des Felsuntergrunds. Zur Gewährleistung der Durchgängigkeit wurde ein Durchlass für Kleintiere mit einer Öffnung von 1,50 m x 1,50 m geplant.

Für die Lagerung des Überbaus wurden Kalottenlager gewählt. Die längsfesten Lager sind am Widerlager Obermaiselstein, die längsverschieblichen am Widerlager Balderschwang angeordnet. Zusätzlich zur Auslegung der Lagerwege nach DIN EN 1337 mussten an den längsverschieblichen Lagern bzw. der Übergangskonstruktion Verschiebungen und Verdrehungen aus den möglichen Verformungen des Felsuntergrunds eingerechnet werden. Diese zusätzlich zu berücksichtigenden Verschiebungen in Brückenlängsrichtung betragen 100 mm je Widerlager, außerdem musste eine Verdrehung des Widerlagers Balderschwang um seine Querachse von 5 mrad in Ansatz gebracht werden.

6 Bauausführung

Die Herstellung des Überbaus wurde im Taktschiebeverfahren geplant. Die Vormontage der Stahlhohlkästen erfolgte auf der höchsten Ebene des Trogs hinter dem Widerlager Obermaiselstein und der Einschub somit in einer um ca. 1,80 m überhöhten Lage. Aufgrund des geringen Abstands zur ca. 8 m höher liegenden Passstraße sollte er mit Hilfe eines Vorbauschnabels durchgeführt werden. Am Rand des Renkertobels, direkt in Feldmitte des Überbaus, wurde eine abgespannte Hilfsstütze mit einer Höhe von 26 m angeordnet. Die Baugruben für die Widerlager sollten mit einem Trägerbohlverbau gesichert werden.

In einer Vorabmaßnahme im Frühling 2014 wurde die Passstraße auf der Widerlagerseite Balderschwang in Richtung Westen verlegt, so dass die Baustelle im Bereich des neuen Widerlagers zweispurig umfahren werden konnte. Weiterhin wurden die Baustraßen auf beiden Widerlagerseiten bereits teilweise hergestellt. Zur Sicherung und Entwässerung der Böschungen wurden Stütz- bzw. Drainagescheiben aus Schotter im Abstand von 4–5 m und zusätzlich 3–4 m tiefe Schottergräben an den Böschungsfüßen realisiert.

Der gesamte Bauablauf wurde aufgrund der klimatischen Bedingungen in drei Abschnitte aufgeteilt. Die Erstellung der Pfahlgründungen und der Pfahlkopfplatte sollte im Jahre 2014 beendet werden.

Die Errichtung des Überbaus bis zur Oberkante Ort betonfahrbahnplatte und der Widerlager samt Hinterfüllung inklusive des Trogs auf der Obermaiselsteiner Seite sollten bis Ende 2015 abgeschlossen sein. Die restlichen Arbeiten wären dann bis zum Sommer 2016 auszuführen gewesen.

Die Veröffentlichung der Ausschreibung erfolgte am 16. Mai 2014. Der Submissionstermin für die Angebote wurde auf den 24. Juni 2014 festgelegt, die Auftragserteilung an die Baufirma Josef Hebel GmbH & Co. KG, Memmingen, erging am 26. Juli 2014. Das Angebot der Firma Josef Hebel beinhaltete zwei Sondervorschläge, die auch zur Ausführung kamen. Zum einen erfolgte das Taktschieben des Überbaus ohne Vorbauschnabel, was jedoch eine Ballastierung des Überbaus Obermaiselstein während gewisser Bauzustände erforderte. Des Weiteren wurden die Trägerbohlverbauten an beiden Widerlagern durch offene Baugruben ersetzt.



9 Herstellung der Bohrpfähle am Widerlager Obermaiselstein
© Konstruktionsgruppe Bauen AG

Die Bauarbeiten begannen mit dem Widerlager Obermaiselstein, das wegen der deutlich größeren Abmessungen den kritischen Weg für den ersten Bauabschnitt im Jahre 2014 darstellte. Zunächst wurde die Baugrube entsprechend den Abtreppungen des Troges auf der Oberkante der Pfahlkopfplatte ausgehoben, wobei die Böschungen gemäß der Vorabmaßnahme ebenfalls mit Schotterstützscheiben und Schottergräben an den Böschungsfüßen entwässert und gesichert wurden. Danach erfolgte die Herstellung der Bohrpfähle, beginnend mit der direkt am Tobelabbruch stehenden Pfahlreihe unterhalb der Widerlagerwand, um eine Störung der rutschgefährdeten Hangschichten durch die Einbringung der weiter hangaufwärts gelegenen Bohrpfähle zu minimieren. Während der Herstellung der Widerlagerpfähle wurden die Hänge permanent vermessen und gleichzeitig regelmäßige Inklinometermessungen durchgeführt. Darüber hinaus wurde ein Notfallplan für das Verhalten bei einer eventuellen Hangrutschung im Bereich des Bohrgeräts ausgearbeitet. Die Herstellung der Bohrpfähle konnte jedoch ohne Komplikationen beendet werden (Bild 9). Danach schlossen sich der weitere Baugrubenaushub bis auf die Unterkante der Pfahlkopfplatte und deren Realisierung an. Die Arbeiten für das Widerlager Balderschwang verliefen analog. Pünktlich mit dem ersten Schneefall wurde Bauabschnitt 1 Anfang November 2014 fertiggestellt.

Die Arbeiten für Bauabschnitt 2 begannen Mitte April 2015 mit der Montage der Verschiebeeinrichtung auf der obersten Ebene des Troges Obermaiselstein. Die beiden Stahlhohlkästen wurden in fünf Abschnitte mit Längen von 14,60–18,60 m im Werk der ZSB Zwickauer Sonderstahlbau GmbH vorgefertigt und mit dem endgültigen Korrosionsschutz versehen. Der Transport der einzelnen Abschnitte von Obermaiselstein zum Einbauort ließ sich infolge der großen Steigungen der

Passstraße bis zu 16 % nur bei absolut trockener Fahrbahn und zwei Zugmaschinen durchführen. Das Abladen, Drehen und Verschwenken der Stahlteile vom Transporthänger in die Einbauposition erfolgten mit einem hierfür errichteten Schwerlastkran von der eigens dafür gesperrten Passstraße (Bild 10). Für weitere Hebearbeiten wurde ein zweiter Schwerlastkran über die gesamte Herstellzeit vorgehalten.

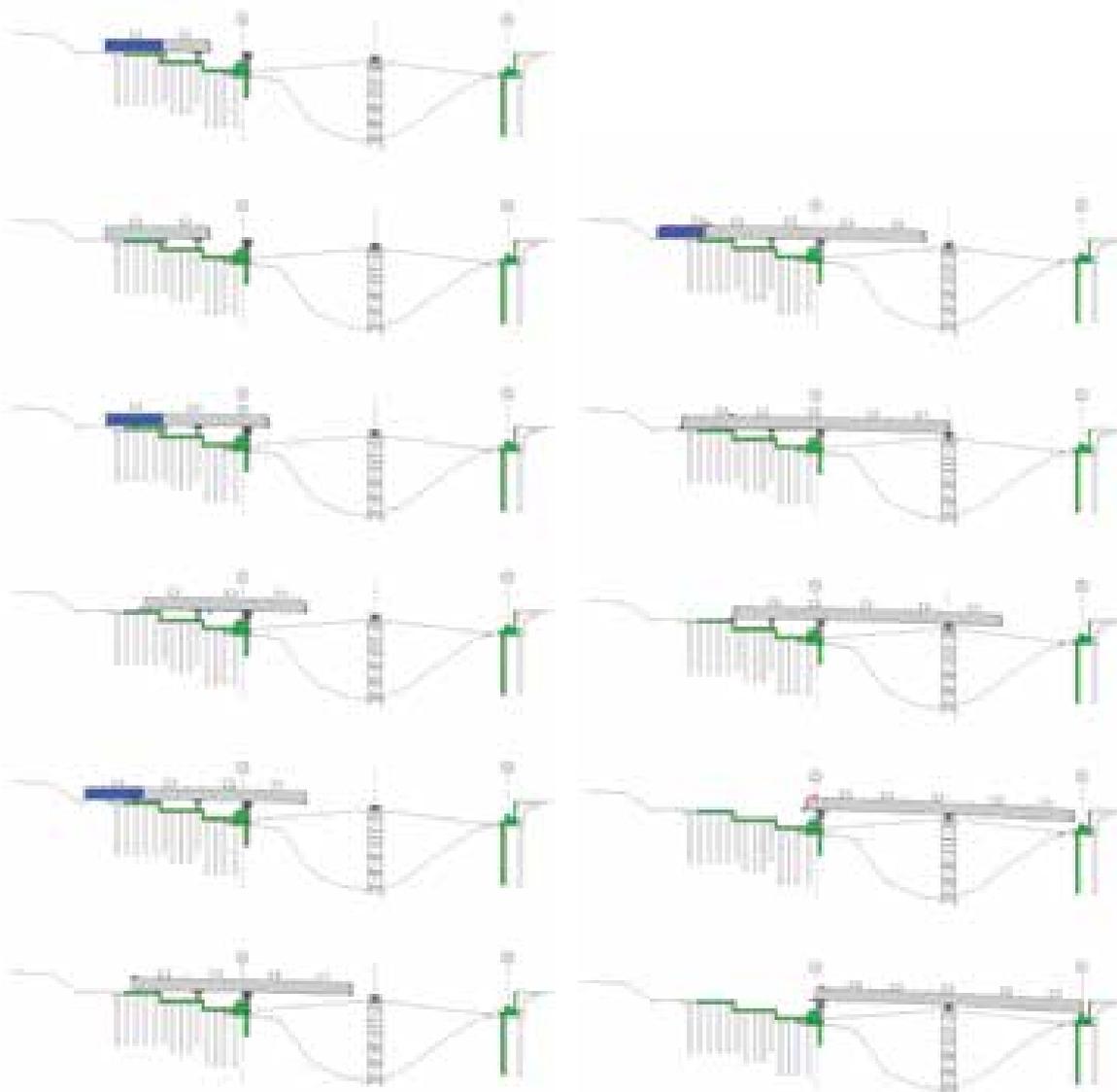


10 Einheben der Stahlhohlkästen
© Konstruktionsgruppe Bauen AG

Zunächst wurden die beiden ersten vier Segmente angeliefert, miteinander verschweißt und um eine Position vorgeschoben. Die Schweißarbeiten erfolgten aus klimatischen Gründen in einer Schutzeinhausung (Bild 11). Danach wurden je zwei Segmente eingebaut und verschoben. Die Aufgliederung der einzelnen Verschiebezustände ist in Bild 12 zu sehen.



11 Baustelle im Juni 2015
© Konstruktionsgruppe Bauen AG



12 Abfolge beim Taktschieben
© ZSB Zwickauer Sonderstahlbau GmbH



13 Endverschub des Überbaus
© Eva Bartussek

Für das Auffahren des Überbaus sowohl auf die Hilfsstütze als auch auf das Widerlager Balderschwang wurde eine Ballastierung von 40 t je Stahlhohlkasten aufgebracht. Zusätzlich wurde der Überbau beim Auffahren auf das Widerlager Balderschwang mit Hilfe eines Schwerlastkrans unterstützt und angehoben (Bild 13).

Die Hilfsstütze in Feldmitte gründete auf einem Ortbeton-Flachfundament, das mit Hilfe eines Schreitbaggers und Andienung durch den Turmdrehkran auf der Seite Obermaiselstein am Rand des Renkertobelbachs errichtet wurde (Bild 14). Für die abschnittsweise Realisierung der Stahlfachwerkkonstruktion wurden die Stützenfüße zur Aufnahme der Windbelastung biegesteif mit dem Fundament verbunden. Nach Einbau der vier Litzenspannglieder mit je neun Litzen wurde

die Einspannung am Stützenfuß wieder gelöst. Die Abspannungen der Hilfsstütze verliefen nahezu horizontal. Die sich kreuzenden Spanngliedpaare wurden auf der Hilfsstütze an einem quer auskragenden Stahlträger und an den anderen Enden an hinter den Widerlagerwänden angeordneten und ebenfalls in Querrichtung auskragenden Stahlträgern verankert. Die Vorspannung erfolgte von den Widerlagern aus (Bild 15).



14 Herstellung des Hilfsstützenfundaments
© Konstruktionsgruppe Bauen AG



15 Hilfsstütze nach Errichtung
© Konstruktionsgruppe Bauen AG

Nach Fertigstellung des Verschiebs wurden die Auflagerkräfte an beiden Überbauenden mit Hilfe von hydraulischen Pressen den gerechneten Kräften des temporären Zweifeldträgers angeglichen. Danach erfolgte die Ausführung der Ort-betonfahrbahnplatte in drei Abschnitten. Zunächst wurde das mittlere Drittel der Fahrbahnplatte betoniert, danach die beiden äußeren Abschnitte. Die beiden Kragarme wurden unter Einsatz einer Konsolschalung hergestellt. Zwischen den beiden Trägern wurden Betonfertigteilplatten eingesetzt.

Nach einer Aushärtungszeit der Ort-betonfahrbahnplatte von mindesten 15 Tagen wurde die Hilfsunterstützung in Feldmitte deaktiviert und ausgebaut. Parallel zu dem Ausbau der Hilfsstütze durch seitliches Verschieben, dem abschnittweisen Entfernen der Stahl-segmente und dem Ausheben der Flach-gründung erfolgte das Abstapeln des Überbaus.

Nach Anordnung der permanenten Lager konnten sowohl die seitlichen Widerlager- und Kammerwände als auch die Trogwände und der Kleintierdurchlass hergestellt und die Arbeiten des zweiten Bauabschnitts im November 2015 mit der Hinterfüllung der Widerlager und des Troges Obermaiselstein erfolgreich beendet werden.

Autor:
Dipl.-Ing. Markus Hengst
Konstruktionsgruppe Bauen AG,
Kempten

Bauherr
Landratsamt Oberallgäu, Sonthofen

Entwurf und Ausführungsplanung
Konstruktionsgruppe Bauen AG, Kempten

Verkehrsplanung
Ingenieurbüro IWA GmbH, Kempten

Geotechnik
Schweikert Geotechnik Ingenieurgesellschaft GmbH,
Bad Wurzach

Ökologisches Fachgutachten
Lars Consult, Gesellschaft für Planung
und Projektentwicklung mbH, Memmingen

Prüfingenieure
Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt.-Ing. Martin Mensinger, München
Smoltczyk & Partner GmbH, Stuttgart (Geotechnik)

Baubausführung
Josef Hebel GmbH & Co. KG, Memmingen
oberall bau GmbH & Co. KG, Durach
ZSB Zwickauer Sonderstahlbau GmbH, Zwickau
Kehl GmbH, Kirchheim an der Teck

Innovative Brückenabläufe



Um Aquaplaning oder Glatteisbildung auf Brücken zu vermeiden, muss Oberflächenwasser schnell und wirkungsvoll abgeführt werden. Dafür sorgen Brückenablaufsysteme von ACO Tiefbau – nicht nur auf der Köhlbrandbrücke in Hamburg.

ACO Tiefbau Vertrieb GmbH, Am Ahlmannkai, 24782 Büdelsdorf, www.aco-tiefbau.de

**ACO. Die Zukunft
der Entwässerung.**



Analyse personeninduzierter Schwingungen Geh- und Radwegbrücke Puch bei Villach

■ ■ ■ von Hannes Kari, Michael Reiterer, Michael Vospernig



1 Luftbild mit Wegerelation, Landschaft und Brücke
© ÖBB-Infrastruktur AG

Schlanke und ungewöhnlich anmutende Fußgängerbrücken werden heute sehr oft konzipiert. Mit der Brücke von Puch bei Villach ist ein in puncto Gestaltung besonderer Entwurf realisiert worden. Internationale Erfahrungen mit seilgespannten Stegen haben nun mehrfach gezeigt, dass infolge des geringen Eigengewichts und des statischen Systems bzw. der Lage der Tragseile es zu unerwünschten personeninduzierten Schwingungen kommen kann, wie zum Beispiel bei der sogenannten Millennium Bridge in London. Aus diesem Grund wurde in der Planungsphase der Brücke Puch eine dynamische Analyse der personeninduzierten Schwingungen als notwendig erachtet. Auf Ergebnissen der Voruntersuchungen basierend, erfolgte der Einbau von Schwingungstilgern, und nach Fertigstellung der Gesamtkonstruktion wurden dynamische Abnahmemessungen durchgeführt.

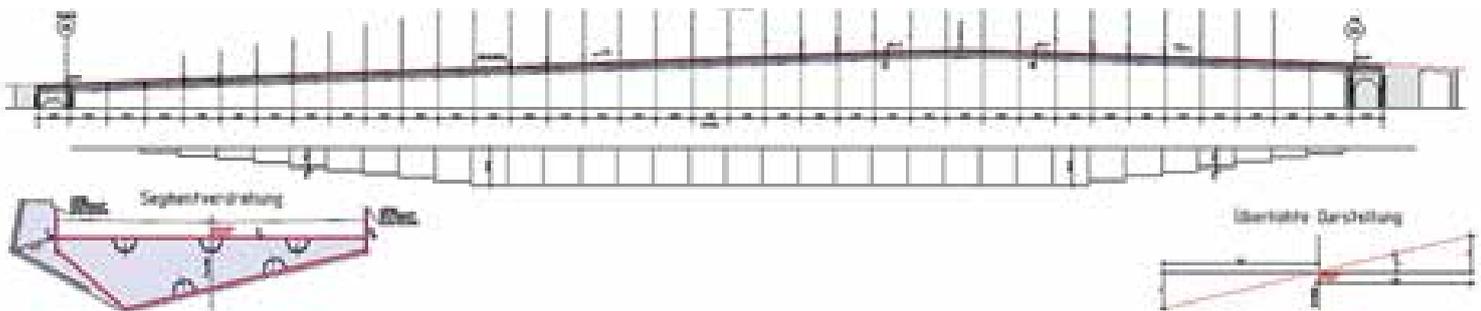
1 Einleitung

Stählerne Fußgängerbrücken mit abge-spannten Tragsystemen sind von jeher architektonisch und konstruktiv beliebt. Sie stellen jedoch für die Planung und Ausführung besondere Herausforderungen dar.

Die verkehrstechnische Aufgabe war, einen möglichst kurzen Weg zur Eisenbahnhaltestelle Puch bei Villach in Kärnten und damit zur Tauernstrecke der ÖBB zwischen Scharzach St. Veit und Villach über die Drau als barrierefreien Zugang zu schaffen (Bild 1).

Grundriss	kreisförmig mit $R = 85\text{ m}$
Nivellette Tragwerk	variabel bis maximal 4 % Steigung
Längsträger	dreieckiger Stahlhohlkasten mit Aufbeton
Stützweite	104,50 m
Widerlager	Stahlverbundteile mit Dübel, C20/25/BS1C
Pylon	Höhe 40,50 m, Wanddicke 35 mm, $d = 900\text{--}1.000\text{ mm}$
Materialgüte Stahlbau	S355 J2+N (Pylon) und S 460 NL
Tragseil	101 cm ²
Hänger	31 einseitig angeordnete Hänger, $d = 20\text{--}24,40\text{ mm}$ mit Galfan [®] -Beschichtung
Korrosionsschutz	System S14, gemäß RVS 15.05.11,
Schwingungsdämpfer	3 Stück von Maurer, Masse $3 \times 750\text{ kg} = 2.150\text{ kg}$, entspricht ca. 2 % der kinetisch äquivalenten Brückenmasse, Abstimmfrequenz $f_r = 1,42\text{ Hz}$
Baukosten	1,70 Mio. €

2 Kenndaten des Bauwerks
© ÖBB-Infrastruktur AG



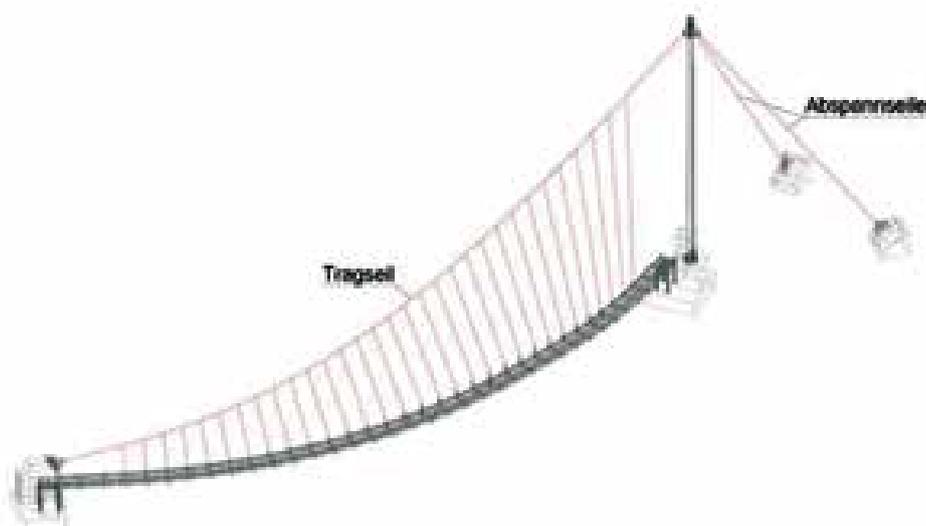
3 4 Längsschnitt und Querschnitt mit Angaben für die Elementverdrehung
© ÖBB-Infrastruktur AG

Aufgrund der sehr niedrig hängenden Hochspannungsleitung am rechten Flussufer wurde die ursprünglich gerade Hängebrücke als im Grundriss kreisförmig gebogene Struktur mit einem Pylon und einem asymmetrisch liegenden Tragseil vom Büro Horn + Partner neu konzipiert. Die geometrisch und gestalterisch ungewöhnliche Lösung eröffnet auf ganz besondere Weise den Blick in die Landschaft.

2 Gestaltung und Konstruktion

In dieser von hohen Bergen umgebenen und wenig besiedelten Landschaft ist die Formgebung mit den ausgeprägten Streckträgern und dem vertikal stehenden Pylon wohl eine klare selbstbewusste Antwort auf ein dominantes Umfeld. Die Hänger mit den 20–24 mm messenden und Galfan®-beschichteten Seilen sind so fein, dass man sie beinahe nicht erkennen kann, und verleihen der Brücke mit dem Pylon, der nahe der Tragfläche positioniert ist, eine äußerst kompakte und geordnete Struktur. Der etwas unruhig anmutende Höhenverlauf der Brücke ist auf die Anlageverhältnisse und die geforderte Höhe im Bereich der Fahrinne für die Schifffahrt des Staubereiches der Drau notwendig.

Die konstruktive Umsetzung ist aufgrund der gegebenen geometrischen und statischen Rahmenbedingungen als sehr komplex zu betrachten, da die beengten Platzverhältnisse an beiden Enden des Brückendeckträgers Einspannungen erfordern und der Pylonfuß direkt an einem Widerlager leicht exzentrisch zur Tragfläche situiert wurde (Bild 5).



5 Darstellung des statischen Systems
© ÖBB-Infrastruktur AG

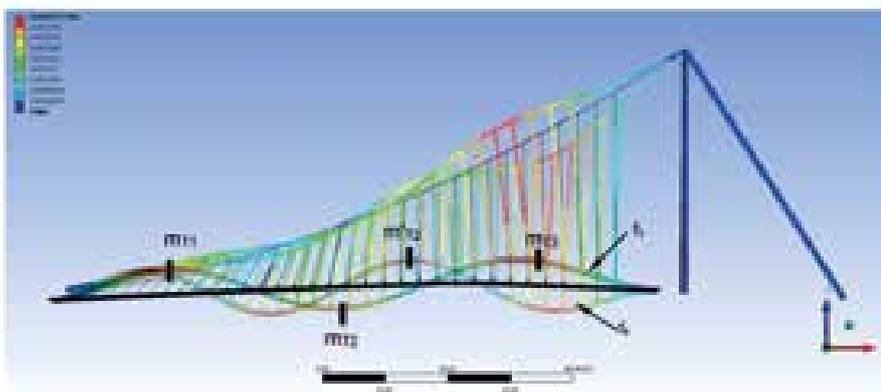


6 Brückenträger mit in der Höhe variablen Verankerungen
© Hannes Kari

Die Idealform einer Hängebrücke dieses Typs beschreibt einen einseitig aufgehängten bogenförmigen Träger mit zentrisch positioniertem Pylon, analog der Stadthafenbrücke von Sassnitz [1]. Infolge des geschwungenen Brückenbandes mit weiter fortsetzendem Durchlaufträger erhält das Gesamtsystem eine eher weiche horizontale Lagerung.

Die zum Kastenquerschnitt exzentrische Verankerung der Hänger, die an den Steifen neben dem Geländer fixiert sind, erfordern aufgrund der gewählten Tragseilgeometrie eine in der Höhe variabel liegende Verankerung (Bild 6). Die vollen Einspannungen des Brückenträgers an den Enden provozieren zusätzlich im Bereich der Brückendenen einen Abfall der Kräfte in den Hängern, welche in der Folge zur Schwingungsanregung durch Wind neigen.

Internationale Erfahrung mit seilgespannten Fußgängerbrücken haben mehrfach gezeigt, dass infolge des geringen Eigengewichts und des statischen Systems bzw. Lage der Tragseile es zu unerwünschten personeninduzierten Schwingungen kommen kann, wie zum Beispiel bei der sogenannten Millennium Bridge in London. Die Brücke in Puch erschien durchaus ein schwingungsempfindlicher Typus zu sein. Durch eine dynamische Analyse sollten die unerwünschten Effekte in der Planungsphase bereits erfasst und durch mögliche Schwingungsdämpfer im Endzustand beseitigt werden können.



7 Darstellung der numerisch ermittelten Schwingungsformen: Eigenfrequenzen $f_3 = 1,369$ Hz und $f_4 = 2,140$ Hz; Positionen der geplanten Tilgerkammern m_{T1} bis m_{T3}
© ÖBB-Infrastruktur AG

3 Dynamische Analyse

3.1 Numerische Simulation

Als Grundlage für die dynamische Analyse der personeninduzierten Schwingungen wurde vom Büro Revotec zt gmbh in der Planungsphase ein räumliches numerisches Modell der Brücke erstellt. Das Tragwerk und der Pylon wurden mit Schalenelementen und die Hänger mit Seilelementen modelliert. Der Aufbeton wurde in zwei Varianten abgebildet, einmal als mitschwingende Masse ohne Verbund und einmal als Volumenmodell mit statisch-konstruktiven Eigenschaften im Verbund mit dem Deckblech. Die Eigenfrequenzen und zugehörigen Schwingungsformen wurden numerisch, nicht-linear mittels modaler Analyse ermittelt.

Belastungsfall TC 2	$a_{\max, \text{Rechnung}} = 0,15 \text{ m/s}^2$ (für Schwingungsform f_3)
Belastungsfall TC 2	$a_{\max, \text{Rechnung}} = 0,40 \text{ m/s}^2$ (für Schwingungsform f_4)
Belastungsfall TC 3	$a_{\max, \text{Rechnung}} = 0,60 \text{ m/s}^2$ (für Schwingungsform f_4)

8 Maßgebende berechnete Lastfälle und zugehörige Ergebnisse
© Revotec zt gmbh



9 Schwingungstilger nach Anlieferung
© Revotec zt gmbh

Für die Grundschiwingung des Brückendecks in vertikaler Richtung ergibt sich die Eigenfrequenz $f_{1,V} = 0,584$ Hz. Die höheren Schwingungsformen sind $f_{2,V} = 0,783$ Hz, $f_{3,V} = 1,369$ Hz und $f_{4,V} = 2,140$ Hz für die Variante ohne Verbund. In horizontaler Richtung und damit quer zu ihrer Längsachse ist die Brücke aufgrund der im Grundriss gekrümmten Konstruktionsart sehr steif. Die erste Eigenfrequenz mit zugehöriger horizontaler Schwingungsform ergibt sich zu $f_{1,H} = 2,528$ Hz. Dank des geschlossenen dreieckigen Stahlhohlkastenquerschnitts ist die Torsionssteifigkeit ebenfalls sehr hoch, und die Torsionseigenfrequenz ergibt sich zu $f_{1,T} = 5,116$ Hz. Die Untersuchung der personeninduzierten Schwingungen erfolgte gemäß dem »Leitfaden für die Bemessung von Fußgängerbrücken«, der sogenannten Hivoss-Richtlinie [2]. In diesem Dokument sind die nachstehend angeführten kritischen Brückeneigenfrequenzen für Personenanregung verzeichnet:

- bei Vertikal- und Längsschwingungen $1,25 \text{ Hz} \leq f_i \leq 2,30 \text{ Hz}$,
- bei Schwingungen horizontal quer $0,50 \text{ Hz} \leq f_i \leq 1,20 \text{ Hz}$.

In Bezug auf die Geh- und Radwegbrücke Puch sind demnach die dritte und vierte Eigenfrequenz $f_{3,V} = 1,369$ Hz und $f_{4,V} = 2,140$ Hz als kritisch einzustufen. Für diese beiden Eigenfrequenzen wurde eine rechnerische Prognose der bei Personenanregung zu erwartenden Schwingbeschleunigungen angefertigt. In Bild 7 sind die zu den beiden Eigenfrequenzen $f_{3,V}$ und $f_{4,V}$ zugehörigen vertikalen Schwingungsformen über den Verlauf der Brückenlänge dargestellt. Gemäß [2] wurden unterschiedliche Belastungsszenarien (Verkehrsklassen TC 1 = Gruppe aus 15 Personen, TC 2 = 0,20 Personen/m² und TC 3 = 0,50 Personen/m²) betrachtet und die rechnerisch ermittelte Schwingungsantwort mit dem

zulässigen Grenzwerten entsprechend der gewählten Komfortklasse (CL 1 < 0,50 m/s², CL 2 < 1,00 m/s² und CL 3 < 2,50 m/s²) verglichen. Unter Ansatz der zeitlich harmonischen Flächenlast $p(t)$ nach [2] am numerischen Modell und der Wahl der Lehr'schen Dämpfung mit $\zeta = 0,40$ % für das schwingungsanfällige Stahltragwerk haben sich die in Bild 8 aufgelisteten maximalen Schwingungsantworten des Brückendecks ergeben. Die numerischen Berechnungen der zu erwartenden Schwingungsantworten der Brücke haben ergeben, dass die Komfortklasse CL 1 bei dem Belastungsfall TC 3 überschritten wird. In [2] wird diese Überschreitung zwar theoretisch zugelassen, es wurde jedoch in Abstimmung mit dem Bauherrn entschieden, dass die Planung und der Einbau von insgesamt drei Schwingungstilgern bei der Geh- und Radwegbrücke Puch erfolgen sollen. In Bild 9 in einer dieser Schwingungstilger dargestellt.

Obwohl die Berechnung bei der vierten Schwingungsform eine höhere Beschleunigungsantwort lieferte, wurde wiederum in Kooperation mit dem Bauherrn entschieden, dass die drei Schwingungstilger auf die dritte Eigenfrequenz der Brücke $f_3 = 1,369$ Hz abgestimmt werden sollen. Der Grund hierfür liegt in der höheren Wahrscheinlichkeit der Anregung dieser Eigenfrequenz durch langsam gehende Personengruppen. Für den Einbau der Schwingungstilger wurden die Tilgerkammern m_{T1} , m_{T2} , $m_{T2'}$ und m_{T3} baulich realisiert.



10 »Long Stroke Vibration Exciter« zur Schwingungsanregung
© Revotec zt gmbh

4 Schwingungsmessungen

4.1 Allgemeines

Die Schwingungsmessungen wurden vom Ziviltechnikerbüro Revotec nach Fertigstellung der Brücke am 30. und 31. August 2015 durchgeführt.

4.2 Eigenfrequenzmessungen

Die Brückeneigenfrequenzen wurden mit der ambienten und kraftherregten Messmethode ermittelt. Für die kraftherregten Messungen wurde ein sogenannter Long Stroke Vibration Exciter verwendet, mit dem definierte Erregerkräfte und -frequenzen in die Brücke eingetragen sowie ein Frequenzsweep im Bereich von 0,40–10 Hz durchgeführt wurde (Bild 10). Aus den Eigenfrequenzmessungen haben sich die in Bild 11 angegebenen Brückeneigenfrequenzen ergeben.

Der Vergleich der messtechnisch ermittelten Brückeneigenfrequenzen mit den vorab errechneten Werten liefert eine sehr gute Übereinstimmung. Insbesondere die für die optimale Wirkung der drei installierten Schwingungstilger maßgebende bzw. zu bedämpfende dritte Brückeneigenfrequenz stimmt mit $f_3 = 1,42$ Hz bis auf 4 % mit dem rechnerischen Wert überein.

Eigenfrequenz	MESSUNG	RECHNUNG	ABWEICHUNG
f_1 - vertikal	0,56 Hz	0,58 Hz	-3 %
f_2 - vertikal	0,77 Hz	0,78 Hz	-1 %
f_3 - vertikal	1,42 Hz	1,37 Hz	+4 %
f_4 - vertikal	2,27 Hz	2,14 Hz	+6 %
f_6 - horizontal	2,71 Hz	2,53 Hz	+7 %
f_8 - vertikal	3,27 Hz	3,08 Hz	+6 %
f_{10} - horizontal	4,47 Hz	4,40 Hz	+2 %

11 Vergleich der gemessenen mit den rechnerisch ermittelten Eigenfrequenzen © Revotec zt gmbh

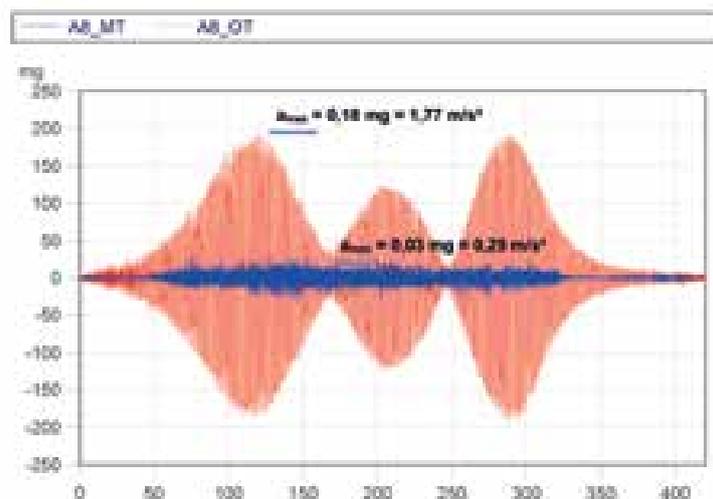
4.2 Beschleunigungsmessungen

Die Messungen der Brückendeckbeschleunigungen bei Anregung mit einer Personengruppe, bestehend aus 15 Personen, wurden ohne und mit aktivierten Schwingungstilgern durchgeführt. Die Beschleunigungssensoren wurden in Brückenmitte installiert. Die Personengruppe wurde dabei im Gleichschritt mit einer Schrittfrequenz von 85,20 Schritten pro Minute, was einer Resonanzanregung der Brückeneigenfrequenz $f_3 = 1,42$ Hz entspricht, über die gesamte Brückenspannweite geführt (Bild 12).

Der Zeitverlauf der messtechnisch ermittelten Schwingbeschleunigung in Bild 13 zeigt den Vergleich der Brückendeckbeschleunigungen bei Anregung mit der Personengruppe ohne und mit Wirkung der drei Schwingungstilger. Man erkennt, dass sich ohne aktivierte Schwingungstilger eine maximale Beschleunigung von $a_{max} = 1,77$ m/s² ergibt. Bei aktivierten Schwingungstilgern reduziert sich die maximale Beschleunigung auf ein verbleibendes Minimum von nur mehr $a_{max} = 0,29$ m/s². Die Reduktion der maximalen Beschleunigungsantworten beträgt demnach 85 %, und die optimale Wirkung der Schwingungstilger gilt damit als messtechnisch nachgewiesen.



12 Überqueren der Brücke im Gleichschritt © Revotec zt gmbh



13 Vergleich der Schwingungen bei Anregung ohne (rot) und mit (blau) aktivierten Tilgern © Revotec zt gmbh

Die Hivoss-Richtlinie gibt für die Belastungskategorie TC1, entspricht einer Gruppe aus 15 Personen, eine zulässige vertikale Brückendeckbeschleunigung in der Komfortklasse CL1 (maximaler Grad des Komforts) von $a_{\text{grenz}} = 0,50 \text{ m/s}^2$ an. Mit den aktivierten Schwingungstilgern wurde bei Anregung der Brücke im Gleichschritt eine maximale vertikale Beschleunigung von $a_{\text{vorh}} = 0,29 \text{ m/s}^2$ messtechnisch ermittelt. Das Kriterium zur Gewährleistung des maximalen Grades des Komforts ist daher erfüllt und die Gebrauchstauglichkeit für die Geh- und Radwegbrücke Puch damit in vollem Umfang gewährleistet.

Autoren:**Dipl.-Ing. Dr. Hannes Kari**

ÖBB-Infrastruktur AG,

Wien

Dipl.-Ing. Dr. Michael Reiterer**Dipl.-Ing. Michael Vospernig**

Revotec zt gmbh,

Wien

Literatur

- [1] Schlaich, M.; Baus, U.: Fußgängerbrücken. Basel, 2007, S. 114–115.
- [2] Reserach Found for Coal and Steel (Hrsg.): Hivoss (RFS2-CT-2007-00033). Human induced Vibrations of Steel Structures. Design of Footbridges, Background Document, Aachen, 2007.

Bauherr

ÖBB-Infrastruktur AG, Regionalleitung Süd, Klagenfurt

Entwurf und Tragwerksplanung

Horn & Partner ZT GmbH, Klagenfurt

Baudynamik

Revotec zt gmbh, Wien

Prüfingenieur

Dipl.-Ing. Dipl.-Ing. Rudolf Brandstötter, Salzburg

BauausführungMassivbau Gesellschaft m.b.H., Ebenthal in Kärnten
Urbas Stahl- und Anlagenbau Ges. m.b.H., Völkermarkt


TEAMS WORK.

Weil Erfolg nur im Miteinander entstehen kann. Die TORKRET GmbH ist auf die ingenieurtechnische und konservierende Instandsetzung von Ingenieur- und Verkehrsbauwerken, Parkbauten sowie Gewerbe- und Wohnimmobilien spezialisiert. Als Mitglied der Ed. Züblin AG, Deutschlands Nummer eins im Hoch- und Ingenieurbau, verdanken wir unseren Erfolg dem Ideenreichtum und Engagement von rund 15.000 Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern, die als ein großes Team auch komplexe Bauvorhaben termingerecht und zum besten Preis realisieren.

Ob bei der Ertüchtigung von Bauteilen, der innovativen Gestaltung von Oberflächen mit dem TORKRET Relief®-Verfahren oder der behutsamen Rekonstruktion und dem Schutz historischer Bausubstanz durch unsere geprüften Restauratorinnen und Restauratoren – wir glauben an die Kraft des Teams. Und daran, dass genau das den Unterschied ausmacht, um Außergewöhnliches entstehen zu lassen.

www.torkret.de

Torkret GmbH, Langemarckstr. 39, 45141 Essen, Tel. +49 201 2943-0, essen@torkret.de



Herausforderungen im Umgang mit dem Bestand Verbreiterung der Hochstraße Elbmarsch

■ ■ ■ von Gregor Gebert



1 Deutschlands längste Straßenbrücke: Hochstraße Elbmarsch mit Anschlussstelle Hamburg-Waltershof
© Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer Hamburg

Die 1974 fertiggestellte Hochstraße Elbmarsch in Hamburg ist mit einer Länge von 3,80 km Deutschlands längste Straßenbrücke. Das Bauwerk soll im Zuge der achtstreifigen Erweiterung der Autobahn A 7 verbreitert werden. Bereits bei seiner Errichtung in den 1970er Jahren war eine solche Verbreiterung als Option berücksichtigt worden. Auf Grundlage umfangreicher Untersuchungen des Bauwerkszustandes und der Nachrechnungen aller -teile konnte die Verbreiterung dieser Hochstraße als Vorzugsvariante bestätigt werden. Die vorhandene Brücke bleibt bis 2045 in Betrieb und wird innenseitig durch neue Überbauteile auf neuen Gründungen ergänzt. Die Alternative wäre ihr Komplettabbruch samt Neubau gewesen, verbunden mit erheblich höheren Kosten und gravierenden Beeinträchtigungen des Verkehrs. Vorgestellt wird der Entwurf der Verbreiterung, wobei auch die Risiken beim Umgang mit dem Bestand thematisiert werden.

1 Einleitung

Das Bauen im Bestand bestimmt zunehmend das Brückenbaugeschehen in Deutschland. Hierbei gilt es zum einen den bedeutenden volkswirtschaftlichen Wert der vorhandenen Infrastruktur zu erhalten und zum anderen auf neue Nutzungsanforderungen zu reagieren. Mit der Ressource Baubestand muss dabei aus finanziellen, verkehrlichen und kapazitiven Gründen sorgsam umgegangen werden. Es gilt das Potential existierender Bauwerke bezüglich ihrer Weiternutzung zu prüfen und auszuschöpfen. Ein Beispiel für den damit verbundenen Abwägungsprozess »Ersatzneubau versus Erhaltung« ist die Verbreiterung der 1974 fertiggestellten Hochstraße Elbmarsch. Im Ergebnis umfassender Voruntersuchungen konnte bestätigt werden, dass das Bauwerk erhaltenswürdig ist und bis zum Ablauf der Nutzungsdauer im Jahr 2045 in Betrieb bleiben kann. Die 3,80 km lange Hochstraße Elbmarsch gilt als Deutschlands längste Straßenbrücke. Sie befindet sich südlich des Elbtunnels im Gebiet des Hamburger Hafens und umfasst mit der Anschlussstelle Hamburg-Waltershof die wichtige Verknüpfung zur Köhlbrandbrücke (Bild 1). Das Bauwerk wird im Zuge der Erweiterung der A 7 um je einen und damit auf vier Fahrstreifen pro Richtungsfahrbahn verbreitert, die Gesamtbreite der Über-

bauten vergrößert sich so von 17,75 m auf 22,35 m. Bemerkenswert ist, dass dieses Szenario bereits bei der Herstellung des originären Bauwerks berücksichtigt wurde. Aufgrund des vorgehaltenen Raums zwischen beiden Überbauten kann die Verbreiterung nach innen ohne zusätzlichen Grunderwerb erfolgen. Des Weiteren wurden die konstruktiven Voraussetzungen für die Verbreiterung geschaffen.

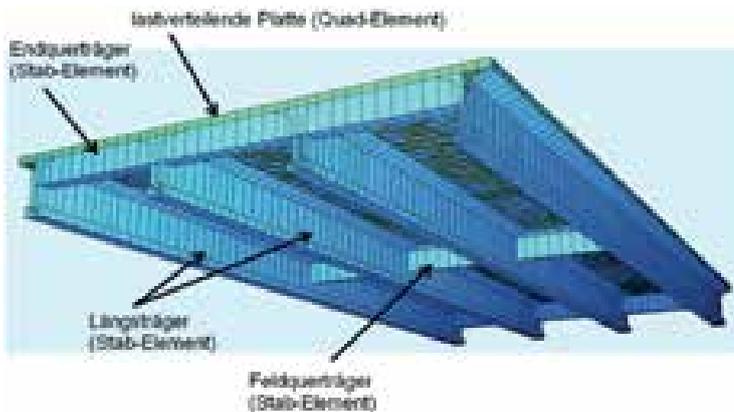
2 Das Bestandsbauwerk

Das Spannbeton-Bauwerk umfasst insgesamt 109 Felder, die Breite der Überbauten beträgt jeweils 17,75 m. Zwischen beiden Überbauten besteht eine 10,50 m breite Lücke (Bild 2). Die Regelstützweite misst zwischen ca. 32 m und 35 m, die maximale Stützweite ca. 59 m. Das Längssystem ist eine Kette von Einfeldträgern: Immer drei Felder sind über schlaff bewehrte Federplatten gekoppelt, so dass sich in Längsrichtung jeweils ca. 100 m lange Abschnitte ergeben, die zusammenwirken. Zwischen den Abschnitten sind mehrschaulufige Fahrbahnübergangskonstruktionen angeordnet.

Die Überbauten sind vierstegige Plattenbalken (Bilder 3 und 4). Die vorgespannten Hauptträger wurden in einer Feldfabrik gefertigt und mit einem Verlegegerät montiert. Danach erfolgte die Ergänzung der Querträger und der Fahrbahnplatte mit anschließender Quervorspannung. Die Unterbauten bestehen jeweils aus drei Einzelstützen in Verlängerung der Tiefgründungen. Im Auflagerbereich des Überbaus sind die Stützen durch einen Kopfbalken verbunden. Neben der beschriebenen Regelbauweise gibt es noch Sonderbereiche, wie zum Beispiel jenen der Anschlussstelle Waltershof mit einem verbreiterten Querstreifen für die Aus- und Einfahrten.



2 Bestehendes Bauwerk samt »Lücke« in der Mitte
© DEGES



3 Finite-Elemente-Modell des vorhandenen Überbaus
© Materialprüfanstalt für das Bauwesen Braunschweig



4 Auflagerbereich inklusive Querträgern
© DEGES

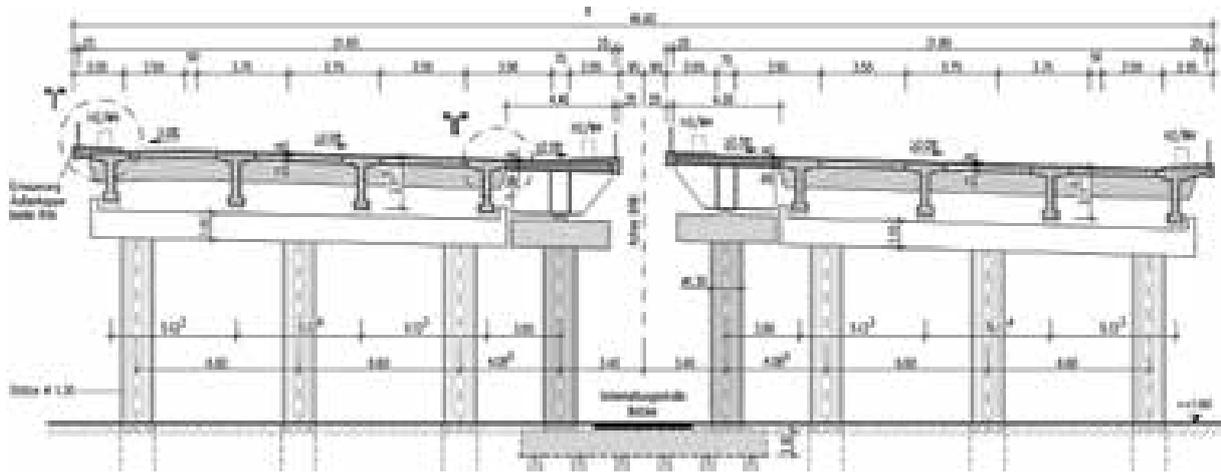
3 Durchgeführte Voruntersuchungen

Der Bauwerkszustand wurde mit großer Sorgfalt analysiert. Hierzu gehörten die Auswertung der Bauwerksprüfungen, Materialuntersuchungen, die Nachrechnung aller Teilbauwerke sowie die Beurteilung der Restnutzungsdauer. Die Untersuchungen ergaben, dass sich das Bauwerk, entsprechend der Lebensdauer von mittlerweile 40 Jahren, in einem guten Zustand befindet. Die vorhandenen Schäden können durch Instandsetzungsmaßnahmen behoben werden bzw. sind unkritisch für die weitere Nutzung. Auch die Nachrechnung gemäß Nachrechnungsrichtlinie brachte ein positives Ergebnis. Das angestrebte Ziellastniveau Lastmodell LM1 gemäß DIN-Fachbericht

ließ sich nachweisen, was für ein Bauwerk aus den 1970er Jahren bemerkenswert ist, da seine Bemessung für die geringeren Lasten der Brückenklasse 60 erfolgte.

Die Berechnungen zur Restnutzungsdauer haben ergeben, dass die angestrebte Nutzung bis 2045 mit großer Wahrscheinlichkeit möglich ist. Voraussetzung hierfür ist, dass sich die vorgespannten Längsträger in ungerissenem Zustand befinden, was derzeit der Fall ist. Sollten aber Veränderungen festgestellt werden, so ist eine Verstärkung der betroffenen Längsträger durch externe Spannglieder realisierbar, dies jedoch erst im Bedarfsfall. Um mehr Kontrolle über den Bau-

werkszustand im Laufe der Restnutzungsdauer zu erhalten, ist die Installation eines Monitoringsystems vorgesehen. Im Rahmen einer Wirtschaftlichkeitsuntersuchung wurden abschließend die Varianten »Innenseitige Verbreiterung« und »Kompletter Neubau« verglichen. Auch dabei konnte der Erhalt des Bestandes als Vorzugslösung bestätigt werden. Durch die weitere Nutzung der vorhandenen Überbauten ergeben sich deutlich niedrigere Kosten gegenüber einem Neubau, und die verkehrlichen Auswirkungen sind ebenfalls geringer, da sich das vorhandene Bauwerk weiter für die Verkehrsführung nutzen lässt.



5 Regelquerschnitt des verbreiterten Überbaus
© Ingenieurgesellschaft K 20

4 Entwurf der Verbreiterung

4.1 Generelle Konzeption

Der bestehende Überbau wird durch eine Stahlverbundkonstruktion (Bild 5) ergänzt. Voraussichtlich erst 2045 soll das originäre Bauwerk im Zuge der Zweitmaßnahme durch einen Neubau ersetzt werden, der als gleichartige Stahlverbundkonstruktion ausgebildet wird. Die Verbreiterung wird daher so konzipiert, dass sie als Teil des späteren Gesamtquerschnitts weitergenutzt werden kann. Wesentlich für die Wahl einer Verbundkonstruktion ist die Gewichtsreduzierung für die existierenden Gründungen im Hinblick auf die Zweitmaßnahme. Ein weiterer Grund sind die geringeren Zwangskräfte aus Schwinden gegenüber einer Spannbetonlösung, was vorteilhaft ist für die Bemessung der Fuge zum Bestand. Im Rahmen der Entwurfsplanung erfolgten weitere Optimierungen, die im Folgenden erläutert werden.

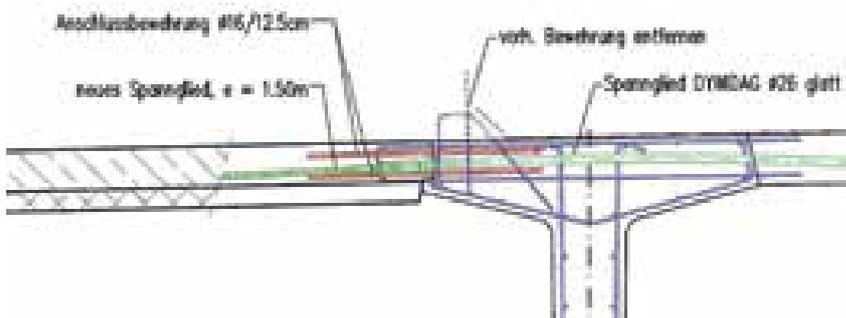
4.2 Optimierung Querschnitt

Der Neubauteil wird über die Verbundplatte monolithisch mit dem Bestand verbunden (Bild 6). Die Quervorspannung der vorhandenen Fahrbahnplatte erfolgte mit Einstabspanngliedern im Abstand von 50 cm. Die Spannstäbe verfügen über ein Endgewinde, an welches sich der Verbreiterungsteil ankoppeln lässt. Im Rahmen der Materialuntersuchungen konnte nachgewiesen werden, dass die Gewinde auch nach 40 Jahren noch voll funktionstüchtig sind (Bild 7). Die statischen Berechnungen haben darüber hinaus ergeben, dass nur jedes dritte Spannglied angespannt werden muss, um die Nachweise für die Längsfuge zu erfüllen. Ein wichtiger Punkt ist, dass die Zwangsbeanspruchungen aus unterschiedlichem Verformungsverhalten von Neubauteil und Bestand so weit begrenzt werden, dass die Schubnachweise in der Verbundfuge eingehalten sind. Hierzu erfolgten Optimierungen in zweierlei Hinsicht: Zum einen wird der Neubauteil so bemessen, dass er weitgehend verformungsaffin zum Bestand ist. Des Weiteren erwies es sich als vorteilhaft, die Stützweite der Fahrbahnplatte bis zum Anschluss an den Bestand möglichst groß auszubilden,

da Zwangsbeanspruchungen dann über Querbiegung der Fahrbahnplatte abgebaut werden können. Im Ergebnis dieser Optimierung hat sich gezeigt, dass die Ausführung mit einem schmalen, luftdicht verschweißten Kastenträger statisch vorteilhaft ist: siehe auch Bild 5. Zugleich hat ein solcher Trägertyp gegenüber einer Ausführung mit zwei offenen Hauptträgern Vorteile bei der Montage und hinsichtlich des Korrosionsschutzes.

4.3 Optimierung Längssystem

Das bestehende Längssystem ist eine Kette von Einfeldträgern, wobei jeweils drei Felder in Längsrichtung gekoppelt sind. An den Stützen lagern immer zwei Einfeldträger auf, der entsprechende Zwischenraum ist aber nur schlecht bzw. nicht zugänglich. Außerdem hat dieses System den Nachteil, dass die doppelte Anzahl von Lagern benötigt wird, da die Träger direkt aufgelagert werden: siehe auch Bild 4. Ein Kritikpunkt der Verbreiterungsvariante war, dass ein nicht mehr zeitgemäßes System für den Neubauteil übernommen und damit auch für die Zweitmaßnahme 2045 festgeschrieben wird.



6 Ausbildung der Längsfuge zwischen Bestand und Neubauteil
© Ingenieurgesellschaft K 20



7 Freigelegte Koppelstelle der Querspannglieder
© Materialprüfanstalt für das Bauwesen Braunschweig

Für den Neubau war daher eine Reduzierung der Fugen anzustreben. Naheliegender war es, drei Felder, das heißt immer die Abschnitte zwischen den ca. alle 100 m vorhandenen Übergangskonstruktionen, zu einem Durchlaufträger zu verbinden. Voraussetzung ist, dass die Verformungsfiguren zwischen Einfeld- und Durchlaufträger so affin sind, dass die Beanspruchungen in der Plattenfuge beherrschbar bleiben. Durch Vergleichsrechnungen konnte dies bestätigt werden, so dass eine wesentliche Verbesserung bezüglich der Dauerhaftigkeit erreicht wird. Des Weiteren kann die erforderliche Stahlmenge reduziert werden, da das Dreifeldsystem steifer ist als eine Einfeldträgerkette.

4.3 Optimierung Unterbauten

Der Neubauteil wird auf separaten Unterbauten, unmittelbar neben den Bestandsachsen gegründet. Hier stellten sich Fragen bezüglich der Setzungsverträglichkeit zwischen Alt- und Neubau und dabei insbesondere auch die Frage, inwieweit Differenzsetzungen über die Längsfuge aufzunehmen sind. In diesem Zusammenhang war ebenso zu klären, ob eine Kopplung des neuen mit dem bestehenden Kopfbalken statisch erforderlich ist. In enger Abstimmung mit dem Baugrundgutachter wurden hierzu umfangreiche Vergleichsrechnungen angestellt. Im Ergebnis hat sich gezeigt, dass die Setzungsverträglichkeit vorhanden ist und dass auf die technisch aufwendige Kopplung der Kopfbalken verzichtet werden kann.

5 Risiken beim Bauen im Bestand

Das Bauen im Bestand und insbesondere die Weiternutzung vorhandener Bauteile bergen größere Risiken, als dies bei einem kompletten Ersatzneubau der Fall wäre. Die Kopplung von alten und neuen Überbauten stellt besondere Anforderungen bezüglich der Setzungs- und Verformungsverträglichkeit. Aufgrund der erheblichen Dimension der Maßnahme – die Verbreiterung erfolgt auf 2 x 3,80 km Länge – sind detaillierte Überlegungen erforderlich, um solche Risiken zu minimieren. Ein ca. 100 m langes Teilstück der Verbreiterung soll daher als Pilotmaßnahme vorab realisiert werden. Die hierbei gewonnenen Erkenntnisse können dann in die Ausschreibung der großen Maßnahme einfließen. Die Risiken lassen sich dadurch erheblich reduzieren und ein Höchstmaß an Kosten- und Terminalsicherheit erreichen. Die Pilotmaßnahme wird später als Bestandteil des Gesamtbauwerks genutzt.

6 Fazit

Die Hochstraße Elbmarsch ist schon aufgrund ihrer Länge ein herausragendes Beispiel für den Umgang mit dem Bestand und die damit verbundenen Fragestellungen zur Erhaltenswürdigkeit vorhandener Bausubstanz. Die Komplexität dieser Aufgabe wird durch die Verknüpfung mit der Verbreiterung des Bauwerks nochmals erhöht.

Ingenieurtechnische Innovation ist heute beim Bauen mit dem Bestand im Regelfall mehr gefordert als beim Neubau. Während für den Neubau »einfach« das aktuell gültige technische Regelwerk anzuwenden ist, ergeben sich beim Bauen mit dem Bestand spezifische Fragestellungen, die durch das Regelwerk nicht ausreichend abgedeckt sind. Oder dessen Anwendung führt zu unwirtschaftlichen Entscheidungen, wie dem vorzeitigen Abbruch einer Konstruktion, weil man damit immer auf der sicheren Seite liegt und Diskussionen umgeht. Mit der Nachrechnungsrichtlinie ist hier zwar ein wichtiges Instrument geschaffen worden, dennoch werden Fragestellungen bleiben, die besondere Überlegungen und damit ein hohes Maß an Ingenieurkompetenz und Erfahrung bedingen.

Die Pilotmaßnahme soll ab 2017 realisiert werden, die Verbreiterung danach ab 2019. Die Umsetzung des Entwurfs in die Praxis bringt dann die langgeführte Diskussion über die Zukunft der Hochstraße Elbmarsch zum Abschluss.

Autor:

Dipl.-Ing. Gregor Gebert
DEGES Deutsche Einheit
Fernstraßenplanung und -bau GmbH,
Berlin

Bauherr

Bundesrepublik Deutschland

Auftragsverwaltung

Freie und Hansestadt Hamburg, vertreten durch
Behörde für Verkehr, Wirtschaft und Innovation

Projektdurchführung

DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanung
und -bau GmbH, Berlin

Bauwerksentwurf

Ingenieurgemeinschaft K 20:
Ingenieurbüro Grassl GmbH, Hamburg
Schübler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH, Hamburg
Bung AG, Berlin

STARK KONZIPIERT. STARK KONSTRUIERT.
CAMPUS-BRÜCKE MAINZ.



Schübler-Plan



Berlin, Düsseldorf, Frankfurt am Main,
Dortmund, Dresden, Erfurt, Halle an der Saale, Hamburg, Hannover, Karlsruhe,
Köln, Leipzig, Ludwigshafen, München, Neustrelitz, Nürnberg, Potsdam, Stuttgart,
Khartoum, Warschau
www.schuessler-plan.de

Anlass, Planung und Ausführung Ertüchtigung der »Alten Mainbrücke Zellingen«

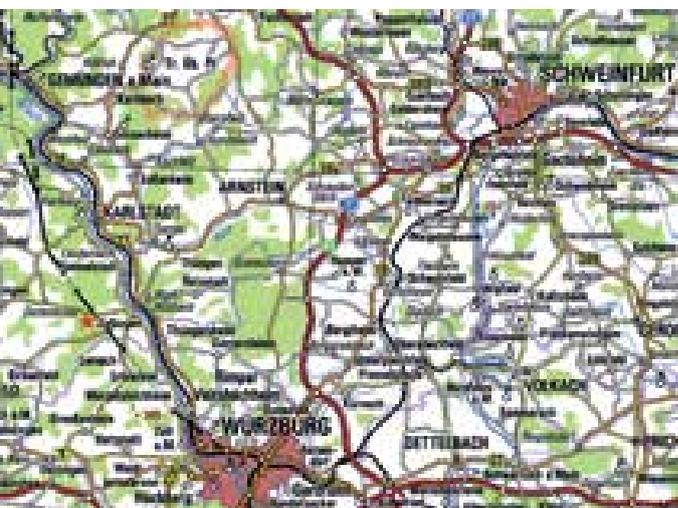
■ ■ ■ von Stephan Sonnabend, Martina Goldstein

Im Jahre 1884 wurde zur Schaffung einer festen Mainquerung die »Alte Mainbrücke Zellingen« errichtet. Wegen ihres schlechten Bauwerkszustandes musste sie 2006 für den Straßenverkehr gesperrt werden. Außerdem forderte das Wasserstraßen-Neubauamt Aschaffenburg eine zeitgemäße Sicherung des Bauwerkes gegen Schiffstoß. Im nachfolgenden Aufsatz wird erläutert, auf welche Weise dies erfolgte. Darüber hinaus werden die erforderlichen Maßnahmen zur Instandsetzung und damit zum Erhalt des Bauwerkes dargelegt. Im Juni 2015 wurde die Brücke planmäßig wieder für den Rad- und Fußgängerverkehr freigegeben.

1 Zur Bauwerkshistorie

Die Gemeinde Zellingen liegt nördlich von Würzburg im Schnittpunkt von wichtigen links- und rechtsmainischen Verkehrswegen (Bild 1). Im 19. Jahrhundert gab es zwischen den Gemeinden Zellingen und Retzbach nur eine Mainfähre, die in den 1880er Jahren unter anderem 170.000 Personen und 5.500 Fuhrwerke jährlich übersetzte. Insbesondere der Bahnhof Retzbach an der 1854 eröffneten Main-Spessart-Bahn sorgte für einen starken Verkehrszuwachs [1]. Bereits 1877 stimmte die Zellingener Gemeindeverwaltung für den Bau eines festen und somit witterungsunabhängigen Mainübergangs. Das königliche Bezirksamt in Karlstadt verweigerte aber die Genehmigung des Bauvorhabens, da es die Finanzierung als nicht gesichert ansah. Darauf wurde 1880 in der Gemeinde Zellingen ein Brückenbaukomitee

gebildet, und 1881 forderte die Gemeindeverwaltung Zellingen nochmals den Bau einer Mainbrücke. Den erneuten Antrag akzeptierte das Bezirksamt im Oktober 1883, und die königliche Regierung von Unterfranken genehmigte ihn noch im November desselben Jahres. Die Baukosten in Höhe von rund 206.000 Mark wurden durch ein Bankdarlehen in Höhe von 170.000 Mark, die Einnahmen aus einem Sonderholztrieb in Höhe von 30.000 Mark und einen staatlichen Zuschuss gedeckt. Das Darlehen sollte durch die Brückenzolleinnahmen bedient werden. Im Dezember 1883 wurde der Bauplatz abgesteckt und bereits am 9. November 1884 folgte die Einweihung der Mainbrücke. Auf den Bildern 2 und 3 sind die Bauarbeiten zur Erstellung der Mainbrücke zu erkennen.



1 Örtliche Lage des Marktes Zellingen
© Bayerische Vermessungsverwaltung/www.geodaten.bayern.de



2 Gründung des mittleren Pfeilers im Mai 1884
© Markt Zellingen



3 Montage der Eisenkonstruktion im September 1884
© Markt Zellingen

Am 27. März 1945 sprengte die Wehrmacht während ihres Rückzugs drei der vier Brückenfelder. Bereits am 9. November 1947 war der Wiederaufbau, im Wesentlichen unter Verwendung des teilweise aus dem Main geborgenen Stahlaltmaterials, abgeschlossen. Nach der Errichtung der neuen Mainbrücke Retzbach-Zellingen im Zuge des Baus der Zellingener Ortsumgehung im Jahr 1993 verminderte sich die Bedeutung der alten Mainbrücke für den Regionalverkehr. Demzufolge ging nach Fertigstellung der gesamten Ortsumgehung im Jahre 1996 die alte Mainbrücke in die Baulast des Marktes Zellingen über.

2 Ertüchtigungsbedarf

Im Ergebnis einer statischen Nachrechnung und unter Berücksichtigung des schlechten Bauwerkszustandes wurde die Brücke 2006 für den Straßenverkehr gesperrt. Eine genauere Bauwerksuntersuchung hinsichtlich der vorhandenen Baustahlqualität unter Hinzuziehung der Technischen Universität München, Institut für Metallbau, Prof. Dr. Martin Mensinger, ergab, dass das Stahlhaupttragwerk wesentlich weniger durch Korrosion geschädigt ist, als nach erstem Blick zu vermuten war. Die vorhandene Betonfahrbahnplatte war allerdings so stark geschädigt, dass sie zwingend ersetzt werden muss. Nachdem eine durchgeführte Bürgerbefragung zum Ergebnis gekommen war, dass auch in Zukunft an gleicher Stelle eine Brücke vorhanden sein sollte, wurde das Ingenieurbüro Büchting + Streit AG von der Marktgemeinde Zellingen beauftragt zu überprüfen, ob eine Sanierung der Alten Mainbrücke möglich sei.



4 Erscheinungsbild vor der Sanierung
© Büchting + Streit AG

In Bild 4 ist die Mainbrücke im damaligen Zustand zu sehen. Auch im Hinblick auf die oben dargelegte Bauwerkshistorie ist sie ein markantes Wahrzeichen der Marktgemeinde Zellingen.

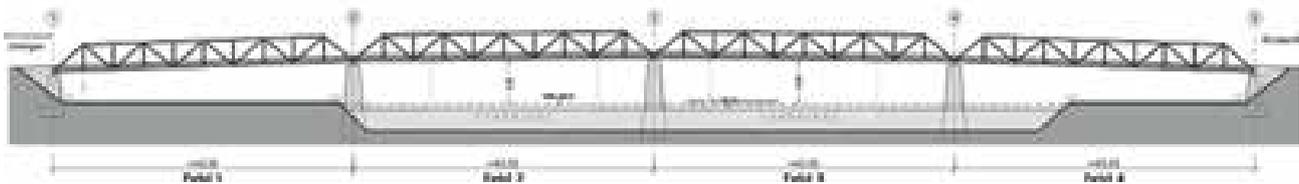
In den Bildern 5 und 6 sind der Korrosionsbefall und die schlechte Qualität der vorhandenen Betonfahrbahnplatte gut zu erkennen.



5 Korrosionsschäden am Stahlhaupttragwerk
© Büchting + Streit AG



6 Betonschäden an der Stahlbetonfahrbahnplatte
© Büchting + Streit AG



7 Bauwerkslängsschnitt
© Büchting + Streit AG

3 Ertüchtigungskonzept

3.1 Bestandkonstruktion

Das von Büchting + Streit AG zu erarbeitende Ertüchtigungskonzept sollte neben der Sanierung des vorhandenen Bauwerksbestandes den Schutz der Mainbrücke gegen Schiffstoß sicherstellen. Die Alte Mainbrücke Zellingen ist eine stählerne Fachwerkbalkenkonstruktion mit parallelen Gurten in Trapezform, die oberhalb der Fahrbahn angeordnet sind. Sie besitzt vier Öffnungen mit Stützweiten von je 43,00 m. In Längsrichtung besteht die 172,00 m lange Brücke aus vier Einfeldträgern. Der zugehörige Bauwerkslängsschnitt ist in Bild 7 zu sehen. Die ursprüngliche Fahrbahn ist 4,70 m breit, beidseitig von ihr befinden sich ca. 0,50 m breite Schrammborde. Der nach dem Zweiten Weltkrieg nachträglich seitlich angeordnete Rad- und Gehweg ist 1,50 m breit. Sämtliche drei Brückenpfeiler sind flach im Main gegründet.

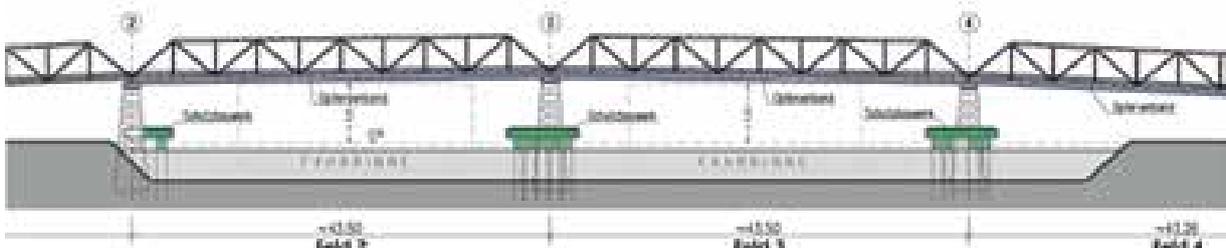
3.2 Schiffstoßsicherung

Hinsichtlich der Sicherung gegen Schiffstoß mussten im Wesentlichen die drei nachfolgenden Punkte beachtet werden. Dies sind der Schutz des Überbaues gegen ein Anfahren von Schiffen, die Sicherstellung einer lichten Mindestdurchfahrthöhe für den Schiffsverkehr und der Schutz der Bauwerkspfeiler gegen direkten Schiffstoß. Der Bestandsüberbau kann keinen direkten Schiffsanprall abtragen. Das von Büchting + Streit AG erarbeitete Sicherungskonzept sah deshalb vor, die durch Schiffsanprall gefährdeten Überbaubereiche durch untergehängte Opferverbände zu schützen. Diese Opferverbände sorgen dafür, dass die anzusetzende Schiffstoßlast auf den Opferverband wirkt und für den Bestandsüberbau nicht wirksam wird. Durch die untergehängten Opferverbände vermindert sich das zur Verfügung stehende Lichtraumprofil für die Mainschifffahrt. Deshalb sah das Sicherungskonzept vor, die betroffenen Einfeldträger des Überbaues so weit anzuheben, dass

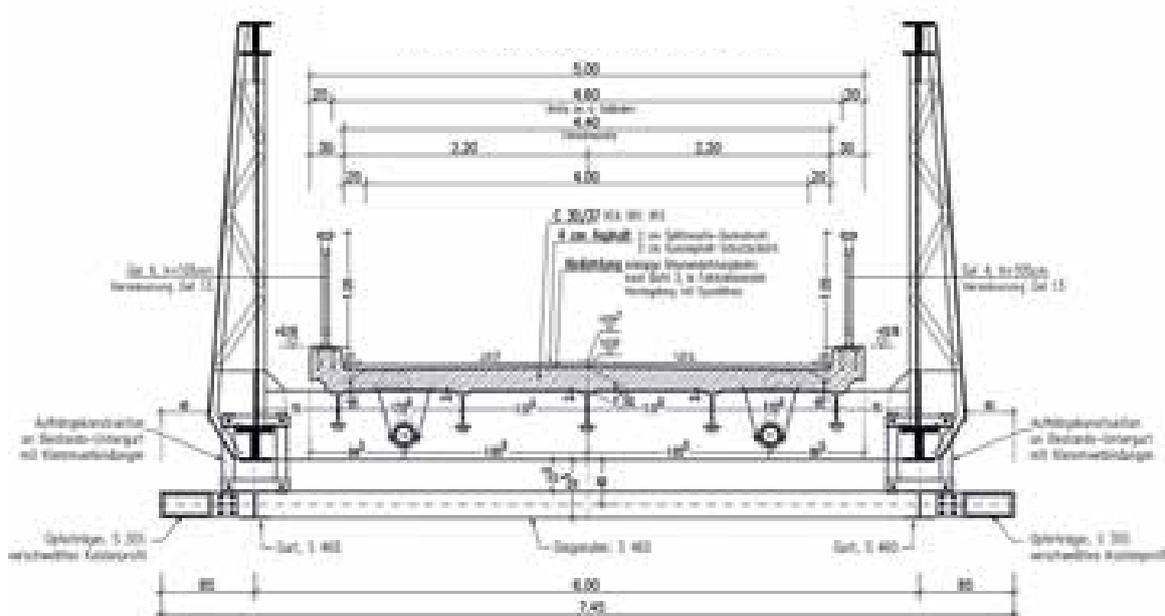
sich keine Verschlechterung der lichten Durchfahrthöhe gegenüber dem Bauwerksbestand ergibt. Unter Weiterverwendung der historischen Bauwerkslager werden die vorhandenen Pfeiler entsprechend aufgehöhht und mit einer neuen Betonauflegerbank versehen. Außerdem wird über die neue Auflagerbank der Schiffstoß aus dem Opferverband in die Bauwerkspfeiler abgeleitet. Die Bestandspfeiler werden so weit wie möglich unter Berücksichtigung der anzusetzenden Schiffstoßlasten statisch nachgewiesen. Diejenigen von ihnen, bei denen dieser statische Nachweis nicht gelingt, werden durch unabhängige, vorgesetzte Schutzbauwerke gegen Schiffsanprall gesichert. In Bild 8 ist die prinzipielle Ausbildung der Schutzbauwerke für die Pfeiler in einer Draufsicht dargestellt, und in Bild 9 sind in einer Seitenansicht die geplanten Opferverbände zu erkennen. Mit diesem Gesamtkonzept lässt sich eine Schiffstoßsicherung der historischen Alten Mainbrücke herstellen.



8 Ausbildung der Schutzbauwerke
© Büchting + Streit AG



9 Seitenansicht der Opferverbände
© Büchting + Streit AG



10 Regelquerschnitt
© Büchting + Streit AG

3.3 Sanierung des Bauwerk

Die Bestandswiderlager und -pfeiler sind nahezu schadensfrei. Sie sollen mit Ausnahme der mit der Anhebung der Überbauten verbundenen Anpassungsmaßnahmen im direkten Auflagerbereich unverändert wiederverwendet werden. Dies gilt nach Instandsetzung des Korrosionsschutzes auch für die Weiterverwendung der Bauwerkslager. Die Stahlbetonfahrbahn ist durch Tausalze massiv geschädigt und muss komplett erneuert werden. Dies betrifft ebenso die Übergangskonstruktionen und die gesamte Bauwerksentwässerung. Nach Rückbau der Stahlbetonfahrbahn ist die Stahltragkonstruktion in Gänze zugänglich und kann somit komplett von der vorhandenen Stahlkorrosion befreit werden. Anschließend wird ein moderner Korrosionsschutz aufgebracht, einzelne lokale Schadstellen werden durch Montage von Ergänzungsblechen instand gesetzt. Bei früheren Sanierungsmaßnahmen hatte man durch Aufbringen von Spritzbeton das Eigengewicht der vorhandenen Fahrbahntafel deutlich erhöht. Außerdem wurde die Tragfähigkeit des Stahltragwerkes hinsichtlich Verkehrslasten durch das Anhängen des bereits oben erwähnten seitlichen Geh- und Radweges weiter gemindert. Die Belastung aus jenem zusätzlich abzutragenden Eigengewicht war bereits größer als die zulässige Verkehrsbelastung der Stahltragkonstruktion. Diese Überbeanspruchung führte in der Nachrechnung von 2006 zur Sperrung der Brücke für den Kraftfahrzeugverkehr.

Bei der Festlegung der Abmessungen der neuhergestellten Stahlbetonfahrbahnplatte und der Wahl der neuen Brückennutzung war die Tragfähigkeit der historischen Konstruktion daher der begrenzende Faktor, wobei sie durch das Eigengewicht des angehängten Opferverbandes zusätzlich beansprucht wird. Deshalb muss das Gewicht der neuen Stahlbetonfahrbahnplatte einschließlich der vorgesehenen Verkehrslasten so bestimmt werden, dass die Gesamtbeanspruchung des Tragwerkes gegenüber den ursprünglichen Einwirkungen nicht vergrößert wird.

Unter Beachtung dieser Randbedingungen wurden drei Querschnittsvarianten, zwei als Straßenbrücke und eine als Fußgängerbrücke, erarbeitet und dem Markt Zellingen zur Entscheidung vorgelegt. Die Weiternutzung der Brücke als Straßenbrücke wurde in der Gemeinde kontrovers diskutiert. Etwa 3 km flussabwärts gelegen, befindet sich die Neue Mainbrücke Zellingen, so dass eine zusätzliche Straßenbrücke nicht zwingend erforderlich ist. Eine weitere Nutzung durch Pkws beinhaltet zudem Nachteile hinsichtlich einer angestrebten Verkehrsberuhigung des historischen Ortskernes und führt, bedingt durch die geringe mögliche Fahrbahnbreite der Alten Mainbrücke, zu Konfliktpotential mit querendem Fußgänger- und dem zunehmenden Fahrradverkehr aus den beidseits des Mains verlaufenden Fahrradwegen.

3.4 Festlegung der Entwurfsvariante

In einer Wirtschaftlichkeitsbetrachtung wurde aufgezeigt, dass eine Ertüchtigung der Alten Mainbrücke klare wirtschaftliche Vorteile gegenüber einem eventuellen Rückbau und anschließendem Pfeilerfreiem Neubau einer Mainquerung hat.

Im Rahmen einer nochmaligen Bürgerbefragung entschied sich der Markt Zellingen für eine Weiternutzung des Altbestandes als Rad- und Fußgängerbrücke. Der damit gewählte Fahrbahnplattenquerschnitt ist in Bild 10 dargestellt.

4 Umsetzung

4.1 Allgemeines

Nachfolgend wird insbesondere hinsichtlich der erforderlichen Schiffstoßsicherung die Detailumsetzung des Entwurfes näher erläutert. Nach erfolgter Ausschreibung erhielt die Baugesellschaft Adam Hörnig, Aschaffenburg, den entsprechenden Bauauftrag. Am 11. Juli 2015 wurde die »Alte Mainbrücke Zellingen« im Rahmen eines Bürgerfestes als Rad- und Fußgängerbrücke wieder in Betrieb genommen.

4.2 Schiffstoßsicherung

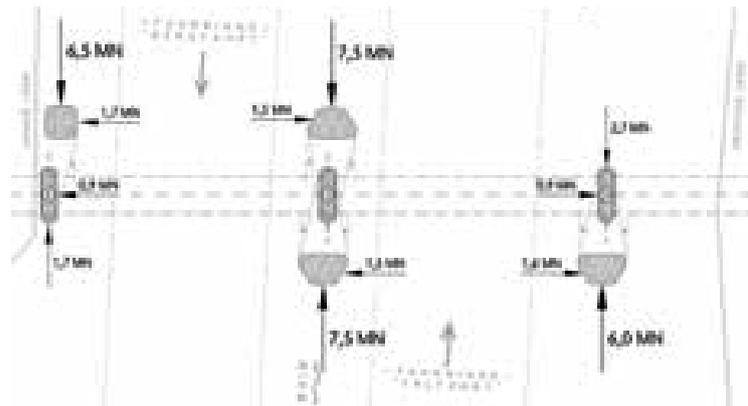
4.2.1 Theoretische Grundlagen

Die theoretischen Grundlagen und Vorschriftenwerke zum Schiffsanprall sind bereits in [2] übersichtlich dargestellt. Ebenso ist dort ein umfangreiches Literaturverzeichnis zu finden, auf dessen Wiederholung hier verzichtet wird.

4.2.2 Anzusetzende Schiffstoßlasten

Die anzusetzenden Schiffstoßlasten waren in DIN 1055-9 in Abhängigkeit der Wasserstraßenklasse geregelt. Der vorliegende Abschnitt des Mains liegt hierbei in der Wasserstraßenklasse Vb. Ergänzende Angaben finden sich in [3] und [4].

Damit beträgt die nach Norm anzusetzende statische Ersatzlast auf den Überbau $F = 1,00 \text{ MN}$. Für die Pfeilerbemessung ergeben sich statische Ersatzlasten von $FF_{\text{dyn}} = 10,00 \text{ MN}$ für den Frontal- und $FL_{\text{dyn}} = 4,0 \text{ MN}$ für den Flankenstoß. Diese Beanspruchungen können durch die Bestandspfeiler nicht abgetragen werden. Für die Schiffstoßsicherung der Alten Mainbrücke Zellingen wurde deshalb, wie beim Nachweis von Bestandsbauwerken üblich, ein Einzelfallgutachten für die anzusetzenden Schiffstoßlasten bei der Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe in Auftrag gegeben. Dieses Gutachten [5] berücksichtigt die speziellen Randbedingungen, die bei dem jeweiligen Bauwerk vorliegen. Dies sind im Wesentlichen die geometrische Situation in der Draufsicht, die örtliche Fließgeschwindigkeit des Mains, die bisherige Anprallhäufigkeit und die Fahrtrichtung der Schiffe. Da aus Entwurfsgründen eine externe Sicherung der Pfeiler gegen Flankenstoß unerwünscht war, wurde in Ergänzung zu den Schiffstoßlasten abgefragt, welche Geometrie Schutzbauwerke gegen Frontalstoß haben müssen, um gleichzeitig einen Flankenstoß auf die Bestandspfeiler auszuschließen; Bestandspfeiler liegen im Stoßschatten des Schutzbauwerkes. Auf Basis jener Angaben erfolgte die Festlegung der erforderlichen Schutzbauwerke. In Bild 11 sind sie und die anzusetzenden Stoßlasten dargestellt.



11 Anzusetzende Schiffstoßlasten
© Büchting + Streit AG

4.2.3 Schutzbauwerke

Bei der Festlegung der Lage der Schutzbauwerke mussten folgende Randbedingungen beachtet werden: Aus gestalterischen Gründen sollten sie klar von den Bestandspfeilern abgesetzt sein, um diese optisch so wenig wie möglich zu beeinflussen. Diese Notwendigkeit ergibt sich auch aus der Forderung, dass sie bei einem angenommenen Schiffstoß nicht gegen die Bestandspfeiler stoßen. Außerdem sollte ihre Geometrie so ausgebildet sein, dass sie die zur Verfügung stehende Schifffahrtsrinne so wenig wie möglich einengen, aber gleichzeitig einen Flankenstoß auf die Bestandspfeiler verhindern. Das ergab die in Bild 11 dargestellte Anordnung.

Die Schutzbauwerke bestehen aus ausbetonierten Stahlrohren DN 914, die in Bohrungen DN 120 eingestellt werden.

Damit sind sie in dem an der Flusssohle anstehenden Fels eingespannt. Um ein Zusammenwirken sämtlicher Stahlrohre bei einem Schiffstoß zu gewährleisten, werden die Stahlrohre am Kopf mittels einer Stahlbetonplatte miteinander verbunden. Die Anzahl der Stahlrohre wurde in Abhängigkeit von der zu berücksichtigenden Schiffstoßlast gewählt. Bedingt durch die Stauhaltung im Main, schwankt der schiffbare Wasserstand nur gering (60 cm), so dass die Dicke der Pfahlkopfplatte als Anstoßpunkt für den Schiffstoß auf eine Höhe von 1,00 m begrenzt werden konnte. In Bild 12 sind die fertiggestellten Schutzbauwerke zu sehen.



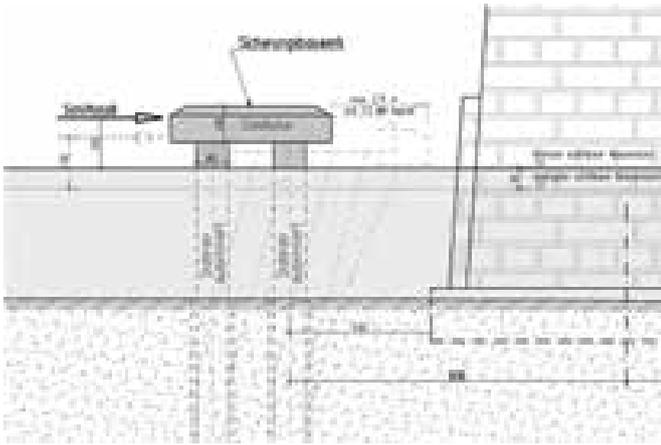
12 Schutzbauwerke nach Fertigstellung
© Büchting + Streit AG

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

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

Beraten | Planen | Prüfen | Begutachten





13 Rechnerische Verformungsfigur
© Büchting + Streit AG

Die Schutzbauwerke wurden dynamisch mit dem Programmsystem Sofistik bemessen. In Bild 13 ist eine sich ergebende Verformungsfigur beim Schiffstoß abgebildet. Die Energie des Schiffstoßes wird durch die Energie der sich verformenden Schutzbauwerke ausgeglichen, so dass das Schiff zum Stehen kommt, bevor es den Pfeiler berührt.

4.2.4 Opferverband

Grundsätzlich sind nicht nur die Brückenfelder oberhalb der Schifffahrtrinnen gegen Schiffstoß zu sichern. Je nach Ausbildung der Uferbereiche muss auch davon ausgegangen werden, dass ein Schiff auf das Ufer »aufreitet« und sogar »im Trocken« gegen den Überbau stößt. Bei der Alten Mainbrücke Zellingen ist nur das Uferfeld auf der Zellinger Seite durch den vorhandenen Uferpfeiler gegen einen solchen Anprall gesichert. Das heißt, die beiden Flussfelder und das Uferfeld auf der Retzbacher Seite sind gegen Schiffstoß zu sichern.

Die Schiffstoßsicherung des Überbaues erfolgt, wie bereits oben erläutert, durch Anordnung eines Opferverbandes. Der Opferverband wird unter den bestehenden Überbau gehängt und ragt seitlich über ihn hinaus. Damit ist gewährleistet, dass ein Schiff immer zunächst gegen den Opferverband stößt und nicht gegen den Bestandsüberbau. Die vertikale Aufhängung wird dabei so weich ausgebildet, dass der Schiffstoß alleinig über den steifen Opferverband zu den Auflagerbänken der Unterbauten abgetragen wird. Die Unterbauten sind für die Abnahme der Schiffstoßlast dimensioniert. In Bild 14 ist der fertig montierte Opferverband zu sehen. Gut zu erkennen ist die außen angeordnete Stoßstange, die zunächst primär angestoßen wird. Je nach Stärke des auftretenden Schiffstoßes braucht nur diese Stoßstange bzw. dieser Opferträger nach einem Anprall ersetzt zu werden.

4.2.5 Anheben des Überbaues

Beim vorliegenden statischen Längssystem mit vier voneinander unabhängigen Einfeldträgern ist ein Anheben des Überbaues problemlos möglich. Auf Wunsch der Wasserschiffahrtsdirektion Schweinfurt wurden die Überbauten nicht nur um 55 cm, das Maß der Höhe des untergehängten Opferverbandes, angehoben, sondern zur Verbesserung der Durchfahrtshöhen im Hochwasserfall zusätzlich um weitere 25 cm. Das Gesamtanhebemaß in den Flussfeldern betrug damit 80 cm. Bei der vorgesehenen Verwendung des Bauwerkes als Rad- und Fußwegbrücke ergeben sich auch im Hinblick auf die Trassierung keine Einschränkungen. In den Endauflagerachsen an den Widerlagern wurden die Überbauten nur um 10 cm angehoben, so dass ein nahezu unveränderter Übergang zum Anschlussstraßenbestand gegeben ist.

4.3 Sanierung des Bestandes

In Bild 15 ist das Entfernen der Stahlbetonfahrbahnplatte gut zu erkennen. Der Rückbau erfolgte im Zeitraum der planmäßigen Schiffahrtssperre für die Schleusenrevision am Main, der Betonabbruch mit einem Abbruchmeißel. Das Rückbaugut fiel im Flussbereich direkt in einen unten angeordneten Schubleichter.

Bei der Sanierung des Stahltragwerkes gab es nahezu keine statischen Besonderheiten. Vereinzelt stark von Korrosion betroffene Bauteile wurden entweder unter Berücksichtigung des vorhandenen Stahlrestquerschnittes neu nachgewiesen oder durch Beilegen von Stahllaschen verstärkt.

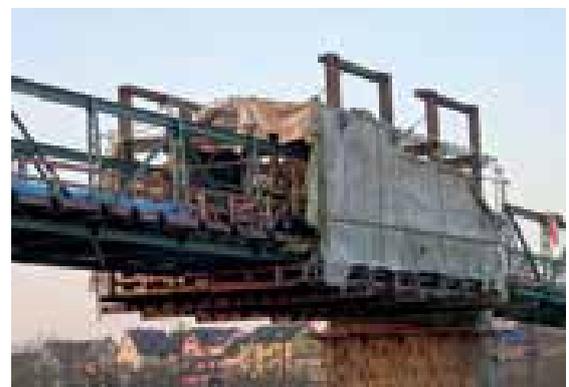
In Bild 16 ist das verfahrbare Korrosionsschutzgerüst zu erkennen. Das Gerüst wurde außerdem für das Ein- und Ausschalen der Stahlbetonfahrbahnplatte genutzt. Bild 17 zeigt die neu erstellte Stahlbetonfahrbahnplatte.



14 Montage des Opferverbandes
© Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG



15 Rückbau der Fahrbahnplatte
© Büchting + Streit AG



16 Verfahrbares Korrosionsschutzgerüst
© Büchting + Streit AG



17 Fahrbahnplatte (kurz) nach Fertigstellung
© Büchting + Streit AG



18 Alte Mainbrücke nach Abschluss der Baumaßnahme
© Hochreither Vorndran Ingenieurgesellschaft mbH

5 Schlussbemerkungen

Mit der erfolgreichen Sanierung und Ertüchtigung der Alten Mainbrücke Zellingen gegen Schiffstoß wurde gezeigt, dass sich auch leichte, historische Stahlbrücken wirtschaftlich gegen Schiffstoß sichern lassen. Damit konnte ein markantes, geschichtsträchtiges Wahrzeichen des Marktes Zellingen erhalten werden. Auf den Bildern 18 ist die Alte Mainbrücke Zellingen nach erfolgter Sanierung und Ertüchtigung zu sehen.

Zwar wäre ein Komplettrückbau mit anschließendem pfeilerfreiem Neubau im Sinne der ungehinderten Mainschifffahrt erstrebenswert gewesen. Gerade aber auch im Hinblick auf knappe Finanzmittel in den Kassen der öffentlichen Hand ist es im ökonomischen Interesse, den Bauwerksbestand weitestgehend zu pflegen und zu bewahren.

Autoren:
Dipl.-Ing. Stephan Sonnabend
Dipl.-Ing. Martina Goldstein
Büchting + Streit AG,
München

Literatur

- [1] Alte Mainbrücke Zellingen.
URL: <https://de.wikipedia.org/w/index.php>
- [2] Keuser, M.; Goj, R.; Lenner, R.: Verstärkung historischer Brücken über den Main unter besonderer Berücksichtigung des Schiffsanpralls; in: Bautechnik, Heft 7, 2015, S. 469–478.
- [3] Kunz, C.: DIN 1055, Teil 9. Außergewöhnliche Einwirkungen und probabilistische Verfahren; in: Der Prüfingenieur, Oktober 2006, S. 53–63.
- [4] Kunz, C.: Schiffsanprall auf Brücken nach DIN 1055-9, BAW-Brief Nr. 1, Hrsg. v. Bundesanstalt für Wasserbau, März 2006, S. 1–5.
- [5] Ermittlung von Schiffstoßlasten für die Str. Brücke Zellingen, Main-km 235,41, Bundesanstalt für Wasserbau, BAW-Nr. A395 100 10101. März 2012, S. 1–19.

Bauherr
Markt Zellingen

Entwurf und Tragwerksplanung
Büchting + Streit AG, München

Prüfingenieur
Dr. Heinrich Hochreither, Aschaffenburg

Bauüberwachung
Hochreither Vorndran Ingenieurgesellschaft mbH,
Margetshöchheim

Überwachung Korrosionsschutz
Ingenieurbüro Bernd Koller, Nürnberg

Baubausführung
Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG,
Aschaffenburg



ADAM HÖRNIG
BAUGESELLSCHAFT mbH & Co. KG

Brückenbau
Ingenieur Hochbau
Schlüsselfertig-Bau
Spezialtiefbau
PPP-Projektentwicklung
Bauwerkssanierung



Mainbrücke Zellingen Bauwerkserhalt und Brückenerhaltung mit Schiffsanprallschutz

www.hoernig.de

Ganzheitliches Entwerfen im Brückenbau Konstruktive Formbildung als ingenieure Aufgabe

■ ■ ■ von Michael Kleiser

Dem entwerfenden Ingenieur ist oft nicht bewusst, dass er in seiner Verantwortung als Einzelplaner oder im Team mit Architekten mit seiner Wahl und Dimensionierung der Bauteilformen, deren Querschnitten und ihrem Zusammenfügen zu einem gesamten Bauwerk Wahrnehmungsmuster beim Betrachter auslöst und dadurch unweigerlich gestalterisch tätig wird. Insbesondere im öffentlich finanzierten Infrastrukturbereich und hier speziell im Brückenbau ist er in der Regel gefordert, zweckmäßige und wirtschaftliche Konzepte zu entwickeln. Durch die Wechselwirkung von Form und Ausdruck ist jedoch eine erweiterte ingenieure Herangehensweise notwendig, welche die gestaltgebenden, kreativ-erfinderischen und -spielerischen Komponenten mit einschließt. Dieser Artikel soll Einblicke in den elementaren Zusammenhang von konstruktiver Formbildung und ästhetischer Qualität anhand von Beispielen vermitteln, um Ingenieure zu ermutigen, sich der Verantwortung eines ganzheitlichen Verständnisses zu stellen. Des Weiteren soll den Ingenieursausbildungsstätten die Wichtigkeit einer interdisziplinären Lehre aufgezeigt werden, nicht zuletzt um dem Ingenieur wieder zu einer umfassenderen Geltung im Planungsprozess zu verhelfen.

1 Einleitung

Das Einbeziehen von ästhetischen Aspekten im Infrastrukturbau wird mittlerweile unter Bauherren weithin als Beitrag zur öffentlichen Akzeptanz begrüßt und eingefordert. Vitruvs wegweisende Grundanforderungen *Firmitas*, *Utilitas* und *Venustas* (Festigkeit, Nützlichkeit und Schönheit) für die antike Architekturkonzeption gelten heute noch und werden oft, manchmal sogar inflationär, zitiert [1]. Um eine angemessene Gestaltung an den österreichischen Autobahnen und deren Brücken im Planungsprozess regelhaft zu berücksichtigen, erstellte die ASFiNAG eine Gestaltungsrichtlinie mit dem Begleitdokument

Als authentische Vorbilder gelten Strukturen aus der Natur, die unter der Vorgabe voller Funktionserfüllung durch natürliche Formfindungs- und Optimierungsprozesse ihre äußere Form entwickeln (Bild 1 und 2).

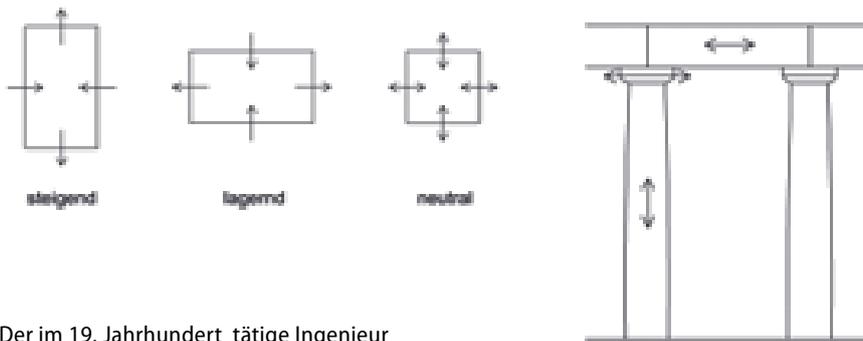
Der Zusammenhang zwischen natürlicher Formauthentizität und vom Betrachter empfundener ästhetischer Qualität wird durch die Wahrnehmungs- bzw. Gestaltpsychologie bestätigt. Es ist durch Untersuchungen nachgewiesen, dass Menschen bei bestimmten Formen die Vorgänge von Tragen und Lasten registrieren und abhängig von den Proportionen unterschiedliche Eindrücke entstehen [4].



1 2 Strukturen aus der Natur als Vorbilder für Formauthentizität
© StarfredCreation/fotolia (links) sowie © Dieter Schütz/Pixelioh

»Leitkonzept Brücke« [2]. Als Entwurfsgrundsatz wird darin unter anderem die gestaltbildende Einheit von Form und Konstruktion gefordert, was auch unter dem Begriff konstruktive Ästhetik oder konstruktive Formbildung verstanden wird und wie folgt näher definiert ist: »Eine Brücke muss authentisch wirken, was sich in der Ablesbarkeit der Kraftabtragung in der Konstruktion und der Form widerspiegeln soll.« [3]

Beispielhaft verweist der Architekt und Designer Wolfgang von Wersin auf die verschiedenen Ausdrucksmöglichkeiten von Rechtecken, die als »Träger von Kräfteimpulsen oder durch bestimmte Bewegungstendenzen« auf den Betrachter dynamische Reize auslösen [5]. Dieser Umstand war schon den Baumeistern in der Antike bewusst. Als Beispiel gilt die einfache dorische Säule mit dem Kapitell als »liegendem« lastverteilendem Bauteil und der speziell geformten Entasis, welche die Funktion der Kräfteinleitung und des Stützens formvollendet verdeutlicht (Bild 3). Die hochgradige ästhetische Wirkung des in Form gemeißelten statischen Tragmechanismus ist hinlänglich bekannt.



3 Unterschiedliche Wirkungen von Rechteckproportionen samt Übertragung auf die dorische Säulenordnung
© Aus [5]/Michael Kleiser

Der im 19. Jahrhundert tätige Ingenieur und Hochschullehrer Reinhard Baumeister beschreibt die Schwere und Festigkeit, die zu einer entsprechenden ästhetischen Wirkung führen: »Die wahre Aufgabe ist vielmehr der freie ästhetische Schein einer Überwindung der Schwere und der Zerbrechlichkeit des Materials in sich selbst. In allen Baukonstruktionen bekämpfen einander die beiden Grundeigenschaften der festen Körper: Schwere und Cohäsion« [6]. Auch der Philosoph Arthur Schopenhauer bringt den unmittelbaren Zusammenhang zwischen der darzustellenden Mechanik und Ästhetik auf den Punkt: Der »alleinige ästhetische Stoff der schönen Architektur ist der Kampf zwischen Schwere und Starrheit« [7]. Schopenhauer schrieb dies zu einer Zeit, in der die Spaltung zwischen dem Architekten und dem Ingenieur schon eingeleitet wurde und die Gesellschaft mit der Kunst der aufkommenden neuen Eisenarchitektur noch nicht viel anzufangen wusste. Die damaligen Begriffsdualismen wie Tragen und Lasten, Schwere und Festigkeit bzw. Schwere und Starrheit werden heute als Einwirkungen und Widerstände bezeichnet, deren Ermittlung und Gegenüberstellung zu den Grundaufgaben eines Ingenieurs gehören. Aus dem direkten Zusammenhang der mechanischen Wechselwirkungen mit deren ästhetischen Ausdrucksmöglichkeiten setzt somit die gestaltende Aufgabe ein Beherrschen der Statik voraus. Ian Firth vom Ingenieurbüro Flint & Neill ergänzte dazu, dass Ingenieure in der Regel auch elegante Brücken ohne Einbindung eines Architekten planen können und dies auch tun, dass die umgekehrte Konstellation jedoch nicht angeht [8]. Der Ingenieur trifft in der Regel gemäß seiner Ausbildung die entsprechenden Material-, Dimensionierungs- und Proportionsentscheidungen einer Brücke, deren Bauteilformen eine, wie oben beschrieben, immense Wirkung auf den Menschen haben. Daraus wird abgeleitet, dass die Beschäftigung mit der Form und ihrem visuellen Ausdruck deshalb elementar im Verantwortungsbereich eines Ingenieurs liegt.

2 Ingeniöses Denken

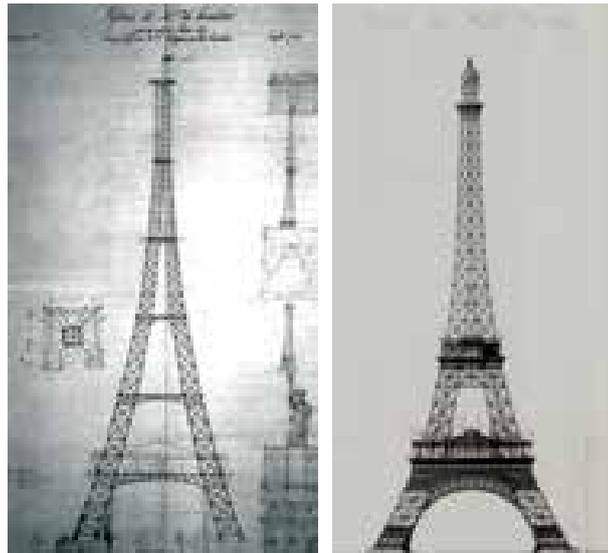
Um diese Verantwortung auch wahrnehmen zu können, ist eine ingeniöse Denkweise erforderlich, die das ingenieurtechnische Rüstzeug stets als Grundlage hat, jedoch um die spielerische, erfinderische und gestaltgebende Komponente erweitert wird, die wiederum aus ingenieurtechnischen Ansätzen hervorgeht. Paulgerd Jesberg beschreibt den Begriff »ingeniöse Tätigkeit« als »schöpferisches und gestaltendes Handeln, eine Tätigkeit, verbunden mit Scharfsinnigkeit und Beweglichkeit des Geistes, Witz und Einfallsreichtum, um den Phänomenen zu begegnen, sie zu durchschauen und die gestellten Probleme ganzheitlich zu lösen« [9]. Eine solche Aufgabe inkludiert neben der Lösung statisch-konstruktiver und funktionaler Problemstellungen im Rahmen einer angemessenen Wirtschaftlichkeit auch die kreativen, erfinderischen und gestaltgebenden Tätigkeiten, ein Bauwerk nicht nur zur Zweck-, sondern ebenso zur Sinnerfüllung aus konstruktiven Denkansätzen heraus zu entwickeln. Dort setzt der Gestaltungsspielraum für den entwerfenden Ingenieur ein. Als Basiswissen für die gestaltgebenden Aufgaben gelten die bekannten Anregungen, wie zum Beispiel Ortsbezug, Transparenz, visuelle Schlankeheit und Ordnung. Im RVS-Merkblatt 15.01.11 »Qualitätskriterien für die Planung von Brücken« sind entsprechende Empfehlungen geregelt [10]. Die ASFINAG stellt dem Brückenplaner Vorgaben und Hinweise zur objektübergreifenden Gestaltung, konstruktiven Ästhetik, Detailausbildung und zum Farb-, Material-, und Oberflächenumgang als definierte Gestaltungsziele im Leitkonzept Brücke mit entsprechenden Muss-Soll-Darf-Kriterien zur Verfügung, die vertraglich anzuwenden sind.

Umsetzbare Regeln zur konstruktiven Formbildung über Hinweise wie »Visualisieren des Kraftflusses« hinaus sind nur ansatzweise realisierbar. Dem Ingenieur bleibt daher nichts anderes übrig, als sich mit den Zusammenhängen von Form und Konstruktion intensiv zu beschäftigen und mit Ingenieurverstand sowie individuellem Geschick die statisch-konstruktiven Vorgaben mit dem visuellen Ausdruck bestmöglich in Einklang zu bringen. Als Grundlektüre gilt Eduardo Torrojas Standardwerk »Logik der Form« [11]. Auf einen aktuellen Versuch durch den Autor, authentische Formbildungen im integralen Brückenbau abzuleiten, wird an dieser Stelle hingewiesen [12]. Darüber hinaus steht es jedoch dem Ingenieur auch zu, feinfühlig mit Form und Struktur zu »spielen« [13], sofern der Spielraum, der ausbildungsgemäß vorgegeben ist, nicht verlassen wird bzw. die eigenen künstlerischen Fähigkeiten nicht überschätzt werden. Ein Überschreiten der Grenzen birgt die Gefahr einer nicht authentischen, unbeholfenen Ornamentik in sich. Gleiches gilt beim Umgang mit ästhetischen Feinabstimmungen in Form und Farbe. Darum ist es in vielen Fällen sinnvoll, Kooperationen zwischen Ingenieuren und Architekten bzw. künstlerisch Befähigten nicht abzulehnen.

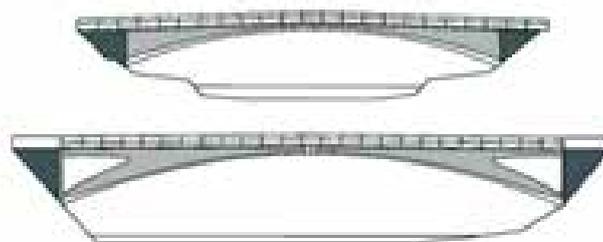
Als Beispiel für ein feinfühliges Optimieren der statischen Grundform in einem Planungsteam wird die Überarbeitung des ingenieurtechnisch richtigen, doch visuell damals nicht überzeugenden Konstruktionsentwurfs Maurice Koechlings zu der heute weltbekanntesten Konstruktion erwähnt (Bilder 4 und 5). Dabei wurde neben der Ergänzung damals üblicher Ornamentik insbesondere die konkave Außenform nur um Nuancen verändert und derart die Spannung zur Kunstform dramatisch gesteigert [14].

3 Ingeniöse Spielräume

Es werden im Folgenden Brückenbeispiele gezeigt, deren statisch-konstruktive Überlegungen formtreu realisiert wurden und die darüber hinaus spielerische Aspekte aufweisen. Der Schweizer Ingenieur Robert Maillart war einer der frühen Pioniere, der die neuen formalen Möglichkeiten des Eisenbetonbaus mit ingenüösen Mitteln erkannt hatte. Risse in den hohen Seitenwänden der Innbrücke bei Zuoz führten zur Entwicklung der offenen, für Maillarts Brücken charakteristischen Form des Dreigelenkbogens (Bild 6). Maillart versuchte bei seinem nächsten Entwurf, der Brücke über den Rhein bei Tavanasa, nicht das Konzept von Zuoz mittels Verstärkungen zu verbessern, sondern ließ die »Problemzonen« durch einen erfinderischen Kunstgriff einfach weg. Eine für das Jahr 1905 vollkommen neue, auf das Wesentliche reduzierte Form entstand aus statisch-konstruktiven Überlegungen, die zugleich



4 5 *Statisch richtige Grund- und ausgeführte Kunstform des Eiffelturms*
© www.wikipedia.org



6 7 *Innbrücke bei Zuoz (oben) und Brücke über den Rhein bei Tavanasa*
© Aus [13]



8 *Brücke über die Arve bei Vessy mit spielerisch überzeichneten Stützenformen*
© ETH Zürich

eine dem statischen System entsprechende, unmissverständliche Formauthentizität mit außergewöhnlicher Eleganz ausstrahlte. Die Brücke bei Tavanasa ist ein gutes Beispiel für die Umsetzung ingenüöser Planungsprozesse. Die Grundform des Dreigelenkbogens wurde von Maillart bei vielen seiner Konzeptionen wiederholt und verfeinert. Die spielerische Komponente zeigt sich bei der Brücke über die Arve bei Vessy, deren Stützen im Uferbereich auffällig eingekerbt wurden, vermutlich um die Abtragung der Querkkräfte über die Einspannung in überzeichnete Form auszudrücken (Bild 8).

Max Bill beschreibt treffend die ingenieure Qualität von Maillarts Brücken: »(...) vor allem seinen Brückenkonstruktionen, haftet etwas an, das sie über das rein Technische gerade durch die Intensivierung des Technischen hinaushebt. (...) Seine Formkraft ist die eines Künstlers, der mit zeitgemäßen Mitteln unter Ausnützung aller seiner Möglichkeiten immer wieder Neues hervorbringt« [15]. Jörg Schlaichs Überführungsbrücke bei Kirchheim an der Teck ist ein weiteres exzellentes Beispiel für die bildhafte Übersetzung der inneren Struktureigenschaften durch Verkörpern des Biegemomentenverhaltens unter ständiger Last (Bild 9). Durch die im ersten Augenblick überraschend gewöhnungsbedürftige, jedoch letztendlich höchst authentische und spannungsgeladene Form gelang Schlaich, bedingt auch durch Weglassen der Kappen, ein Meisterwerk puristischer Ingenieurkunst.

Über die A1 bei Schörfling wurden zwei Wegüberführungen im Netz der ASFINAG formal in Übereinstimmung mit dem Biegetragverhalten analog der Brücke Kirchheim, jedoch als einfeldriger Rahmen von KMP ZT-GmbH und Baumann + Obholzer ZT-GmbH entworfen (Bild 10). Um den stützenlosen Durchblick zu vergrößern, verlaufen die Widerlager geneigt. Durch die Spreizung des statischen Rahmens ergeben sich große Eckmomente, denen durch seitlich hochgezogene Stahlbetonwände konstruktiv begegnet und die nach außen sichtbar betont werden, um die Charakteristik des Rahmens zu verdeutlichen. Die Stahlverbundträger, die eine Errichtung unter Aufrechterhaltung des Verkehrs erlaubten, sind bei den Momentennullpunkten in den Rahmen eingehängt und polygonal zur Mitte, entsprechend dem Momentenverlauf, angewoutet. Spielerisch wird der schräge Abschluss



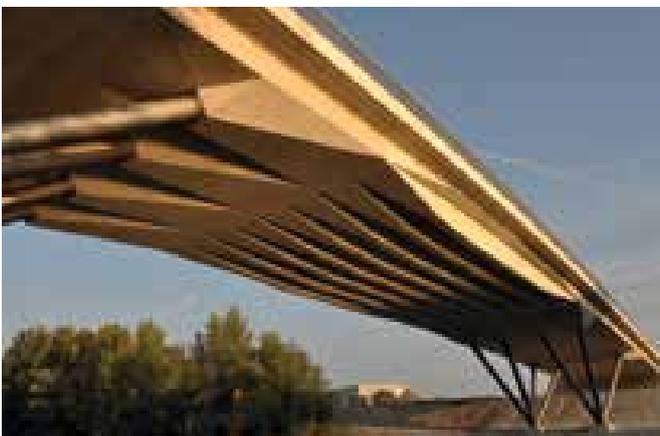
9 Autobahnüberführung bei Kirchheim an der Teck
© Michael Kleiser



10 Überführungsbauwerk über die A 1 bei Schörfling
© Michael Kleiser

schluss der Stahlbetonwände parallel mit der Widerlagerwand in der Absicht, den Verbundträger visuell zu verkeilen, abgeschlossen. Das Gefühl des sicheren Tragens und Lastens wird hier augenscheinlich. Ein klares Herausarbeiten der Zug- und Druckbereiche mit kontinuierlichen Übergängen zu den Streben wurde bei

der Seitenhafenbrücke (Bilder 11 und 12) in Wien von PCD ZT-GmbH entwickelt [16]. Der innere Schnittkraftverlauf bildet sich über sichtbare Zugstränge und Druckbögen aus, die über Konsolen in die Stahlstreben fortführen. Ein leichter polygonal gewählter Durchhang im Mittelfeld wiederum ergänzt die Formauthentizität.



11 12 Aufgelöste Zug- und Druckbereiche bei der Seitenhafenbrücke in Wien
© Michael Kleiser





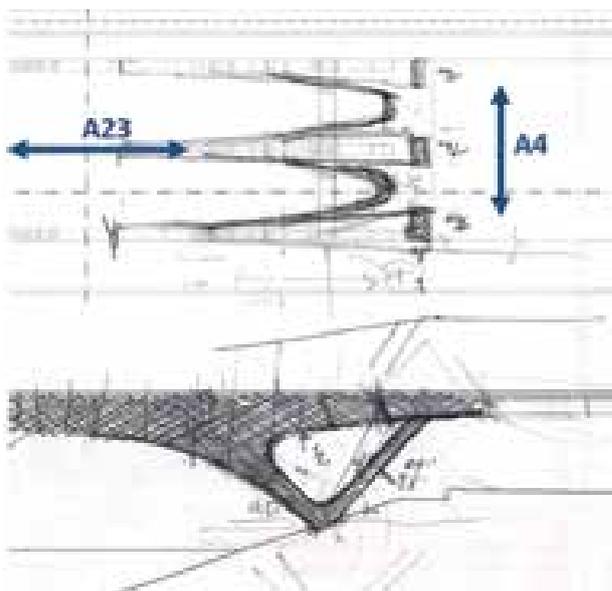
13 Arbeitsmodell der Überführung über die A 5
© Michael Kleiser

Eine neue Überführung als Einzelbauwerk entsteht derzeit im Zuge eines weiterführenden Neubauabschnittes auf der A 5 nördlich von Wien (Bild 13) durch die ASFInAG. Wieder wird analog zur Seitenhafenbrücke das Biegemoment in einen Zugstrang und einen Druckbogen zerlegt. Markant sind die sichtbaren erdseitigen Streben, welche die Horizontalkraft der Innenstreben in die Fahrbahn zurückhängen. Die Ansicht ist aus spannungsarmen, flüssigen Formkonturen in Analogie zu der Brücke bei Kirchheim ausgebildet, wobei das expressive Element des Baues im Hauptfeld im Schattenbereich verläuft. Im Herbst 2016 soll das Tragwerk fertiggestellt sein.

Ein weiteres aktuelles Beispiel einer ingeniosen Herangehensweise wird anhand der Erneuerung des Knotens Prater mit der Errichtung der Erdberger Brücke und zwei beidseitigen Entflechtungsbauwerken im Zuge der A 23 über den Wiener Donaukanal vorgestellt [17]. Durch die beengten Gründungsbedingungen erwies sich für die Erdberger Brücke ein vorgespanntes Rahmenbauwerk mit beidseitigen V-förmigen Streben als am geeignetsten. In Anlehnung an den Entwurf der Seitenhafenbrücke, die sich ca. 3 km flussabwärts befindet, wurde auch das Prinzip der erhöhten Einspannung des Mittelfeldes durch unterschiedliche Querschnittsgestaltungen der Brückenfelder gewählt. Im Mittelfeld sieht der Entwurf einen aufgelösten Plattenbalken, in den Seitenfeldern Plattenquerschnitte vor. Die Plattenbalkenstege gehen homogen in die Innenstreben über, um eine scheibenartige Bogenwirkung zu erzielen, deren Horizontalkräfte

wiederum durch die Außenstreben und das Eigengewicht der massiven Seitenfelder abgestützt werden (Bild 14). Um einerseits der erhöhten Torsionsbeanspruchung in den Plattenbalkenstegen Rechnung zu tragen und andererseits den Widerstand gegen Durchstanzen in den Seitenfeldern zu erhöhen, wurden im Grundriss die Stege seitlich angevoutet und diese Verziehung über die gesamten V-Streben bis zu den Durchstanzpunkten der Außenstreben durchgezogen (Bild 15).

Somit ergibt sich ein markanter Tragwerksbezug durch die Längsorientierung der Plattenstege im Hauptfeld zur A 23. Die Außenstreben, die infolge der Querschnittsverziebung quergerichtet sind, erzeugen hingegen eine aufgelöste Leitwandwirkung zur unterführenden A 4 (Bild 14). Die finale gestalterische Abstimmung wurde gemeinsam mit dem Tragwerksplaner, dem Architekten und dem Bauherrn vorgenommen.



14 15 16 17 Entwurfsskizzen und Visualisierungen der neuen Erdberger Brücke
© Ingenieurbüro Öhlinger + Partner ZT GmbH/Architekturbüro Dieter Wallmann/Michael Kleiser



18 Südseitiges Entflechtungsbauwerk am Knoten Prater in Wien
© Michael Kleiser

Die beiden Entflechtungsbrücken flussauf- bzw. -abwärts wurden in das Gesamtensemble des Knotens durch das Vorsehen von V-Streben aufgrund ähnlich beengter Gründungsverhältnisse entsprechend eingebunden. Durch den bogenförmigen Grundriss der beiden Brücken war ein torsionssteifer, vorgespannter Hohlkasten unumgänglich, so dass sich durch die jeweils höhere Gradienten und die schmalere Ausführung eine andere Brückencharakteristik zur Erdberger Brücke ergab. Im Gegensatz zur tieferen Erdberger Brücke, deren vertikalscheibenartiger Tragwerksaufbau den Vorgang der bogenartigen Lastabtragung abbildet, wurden die Entflechtungsbrücken als aufgeständerte Strukturen geplant, die den Charakter des Liegens und Stützens vermitteln. Die optische Verknüpfung zur Erdberger Brücke wurde wieder durch eine Querschnittsverziehung in den V-Streben gefunden, die aus dem statischen Umstand der unterschiedlichen Strebenneigungen resultierte. Die äußeren, steileren Streben nehmen aus Steifigkeitsgründen höhere Querkräfte, wie zum Beispiel aus Erdbeben, auf als die flach geneigten inneren Streben. Durch die Nachverfolgung der Kräfte wurden konsequenterweise von den äußeren zu den inneren Streben sich verjüngende Querschnitte gewählt. Dadurch konnte wieder eine Form aus statisch-konstruktiven Überlegungen entwickelt werden, die aus dem Alltäglichen heraussticht und Eleganz ausstrahlt (Bild 18).

4 Zusammenfassung

Durch den unmittelbaren Zusammenhang von der Wahl der Bauteilformen und deren Dimensionierung mit der davon ausgehenden und nicht zu unterschätzenden ästhetischen Wirkung ist der Gestaltungsspielraum bzw. der Verantwortungsbereich der beteiligten Ingenieure größer, als vielfach angenommen. Eine ingenieure Den- und Handlungsweise ist für die umfangreiche Entwurfsaufgabe aus statisch-konstruktiver Bearbeitung und kreativ-erfinderischer Formbildung erforderlich. Anhand ausgeführter Meisterwerke mit Vorbildcharakter aus der Vergangenheit und aktuellen Projekten im Autobahnnetz der ASFINAG und der Stadt Wien wird die ingenieure Herangehensweise beispielhaft gezeigt. Dieser Artikel soll einerseits Ingenieure zum ganzheitlichen Denken und Entwerfen ermutigen. Andererseits wird zu einer weiteren, tieferen interdisziplinären Ausbildung aufgerufen, da nach Überzeugung des Autors der öffentliche Infrastrukturbau eine Verschmelzung von ingenieurtechnischen und gestalterischen Planungskompetenzen zur Erreichung der Ziele einer zweckmäßigen, wirtschaftlichen und entsprechenden Ästhetik mehr denn je braucht.

Autor:
Dipl.-Ing. Michael Kleiser
ASFINAG Bau Management GmbH,
Wien

Literatur

- [1] Vitruv: Zehn Bücher über Architektur. De Architectura Libri decem. Wiesbaden, 2009.
- [2] Kleiser, M.: Gestaltungsinitiative der ASFINAG. Das Leitkonzept Brücke. In: Zeitschrift Brückenbau, Heft 1/2, 2012, S. 50–53.
- [3] Steiner, M.; Kleiser, M.: Leitkonzept Gestaltung Brücke, Hrsg. v. ASFINAG. Wien, 2012.
- [4] Seyler, A.: Wahrnehmen und Falschnehmen. Praxis der Gestaltpsychologie. Wetzlar, 2003.
- [5] von Wersin, W.: Das Buch vom Rechteck. Gesetz und Gestik des Räumlichen. Ravensburg, 1956.
- [6] Baumeister, R.: Architektonische Formenlehre für Ingenieure. Stuttgart, 1866.
- [7] Schopenhauer, A.: Die Welt als Wille und Vorstellung. Bd. 1, Kap. 43, 12. A. Frankfurt am Main, 1986.
- [8] Firth, I.: Engineering elegant bridges. The process and the outcome; in: IABSE Conference proceedings. Nara, 2015.
- [9] Jesberg, P.: Die Geschichte der Ingenieurbaukunst aus dem Geist des Humanismus. Stuttgart, 1996.
- [10] Forschungsgemeinschaft Straße Schiene Verkehr (FSV): RVS 15.01.11. Qualitätskriterien für die Planung von Brücken. Wien, 2003.
- [11] Torroja, E.: Logik der Form. München, 1961.
- [12] Kleiser, M.: Formlogik an Brücken. Authentische Formbildung an integralen Brückenenden; in: Zeitschrift Bautechnik, Heft 2, 2016.
- [13] Billington, D. P.: Robert Maillart und die Kunst des Stahlbetonbaus. Zürich, 1990.
- [14] Janberg, N.: Vier Männer und der 300 Meter Turm; in: Momentum Magazin, Februar 2014.
- [15] Bill, M.: Robert Maillart. Zürich, 1949.
- [16] Kleiser, M.; Foller, G.; Kolk, G.; Spindelböck, S.: Ganzheitlicher Entwurf als Ziel. Seitenhafenbrücke in Wien; in: Zeitschrift Brückenbau, Heft 3, 2010, S. 6–10.
- [17] Müllneritsch, B.: Ausbau und Teilerneuerung des Autobahnknotens Prater. Planung und Errichtung der neuen Erdberger Brücke samt Abfahrten; in: Zeitschrift Brückenbau, Heft 1/2, 2016, S. 88–93.

Möglichkeiten der Ertüchtigung orthotroper Fahrbahnplatten UHPC-Pilotprojekt »Bahnbrücke Beimerstetten«

■ ■ ■ von Marcel Zembrot

Die Rheinbrücke Maxau im Zuge der Bundesstraße B 10 bei Karlsruhe muss infolge Ermüdung mittelfristig ertüchtigt werden. Eine Machbarkeitsstudie hatte im Jahr 2011 ergeben, dass die Verstärkung der orthotropen Fahrbahnplatte am besten durch das Aufbringen einer dünnen Schicht aus ultrahochfestem Beton erreicht wird. Um eigene Erfahrungen mit dem sogenannten UHPC-Verfahren gewinnen zu können, wurde diese in Deutschland bislang nicht umgesetzte Verstärkungsmethode vor dem Einsatz an der Rheinbrücke Maxau an einem kleineren Bauwerk pilothaft angewandt. Die Wahl fiel dabei auf die Bahnbrücke Beimerstetten im Zuge der Landesstraße L 1239.

1 Ausgangspunkt

Die Rheinbrücke Maxau, eine Schrägseilbrücke aus Stahl, ist im Jahr 1966 mit je zwei Fahrstreifen pro Fahrtrichtung für den Verkehr freigegeben worden. Im Rahmen der damaligen Planungen wurde davon ausgegangen, dass maximal ca. 33.000 Kfz/d das Bauwerk befahren werden. Tatsächlich sind es heute an Werktagen bis zu 82.000 Kfz mit einem Schwerverkehrsanteil von ca. 9 %. Diese Verkehrsentwicklung hat bereits in den 1990er Jahren zu ersten Ermüdungsrissen an den Schweißnähten geführt. Ein in dem Zusammenhang beauftragtes Gutachten hatte 1997 zum Ergebnis, dass die Risse kein unmittelbares Standsicherheitsproblem darstellen. Auf Grundlage einer Betriebsfestigkeitsuntersuchung kam das Gutachten jedoch auch zum Ergebnis, dass das Bauwerk mit der anstehenden Umnutzung des Standstreifens als dritte Fahrspur noch eine Restnutzungsdauer von 15–20 Jahren habe.

Danach sei mit größeren Schäden zu rechnen, die unter Teil- und Vollsperrung der Brücke zu sanieren wären. Dass jene Aussagen nicht nur von theoretischer Natur waren, beweisen 600 im Jahr 2007 aufgetretene Schweißnahtrisse, die unmittelbar im Rahmen einer Sofortmaßnahme saniert werden mussten. Um zu untersuchen, wie die mit einer Dicke von lediglich 12 mm besonders relevante orthotrope Fahrbahnplatte so ertüchtigt werden kann, dass sie den künftigen verkehrlichen Beanspruchungen gewachsen ist, hatte das Regierungspräsidium Karlsruhe eine im Jahr 2011 veröffentlichte Machbarkeitsstudie in Auftrag gegeben, die insgesamt sieben Varianten zur Verstärkung der Fahrbahnplatte der Rheinbrücke Maxau darstellt. Die weiteren Betrachtungen zeigten aber, dass lediglich die folgenden vier Varianten geeignet sind, eine nicht nur punktuelle, sondern großflächige Verstärkung der Fahrbahnplatte zu bewirken: Aufbeton mit Kopfbolzenverankerung, Sandwich-Plate-System (zweites Deckblech mit Polyurethan-Zwischenschicht), Blech-aufklebungen mittels Epoxidharz sowie Aufbringen einer dünnen Schicht aus ultrahochfestem Beton. Auf Basis eines durchgeführten Vergleichs der vier Verstärkungsmethoden empfahl die Machbarkeitsstudie das UHPC-Verfahren als vorteilhafteste Alternative für die Verstärkung der Rheinbrücke Maxau zur weiteren Anwendung.

2 UHPC-Verfahren

Beim UHPC-Verfahren kommt ein besonders hochfester, mit Fasern und Stahlstäben bewehrter Beton (Ultra-High Performance Concrete) zum Einsatz, dessen Druckfestigkeiten zwei- bis dreimal höher sind als die der üblicherweise im Brückenbau verwendeten Betone. Der UHPC wird dabei als Verbundwerkstoff in einer Schichtdicke von lediglich 6,50 cm auf die Stahlfahrbahnplatte aufgebracht. Durch die steife Verzahnung von Beton und Stahl wird in Verbindung mit der zweilagigen Bewehrung in Längs- und Querrichtung eine stabilisierende Wirkung erreicht, die entscheidend die Lebensdauer der ermüdungsanfälligen Stahlbauteile und deren Verbindungsmittel in Form von Schweißnähten sowie Schraub- und Nietverbindungen erhöht.

Darüber hinaus besitzt der UHPC aufgrund seines speziellen Gefüges extrem wenige Kapillarporen und damit hervorragende dichtende Eigenschaften, die weitere Abdichtungsmaßnahmen in Form klassischer Brückenabdichtungen mit Bitumenschweißbahnen und Asphalt-dichtungsschichten entbehrlich machen.



1 Rheinbrücke Maxau (noch) vor der Ertüchtigung
© Regierungspräsidium Karlsruhe

Die Verstärkungsmaßnahme erfolgt somit im Verhältnis zum derzeitigen Fahrbahnaufbau mit Blick auf das Einbaugewicht und die Einbauhöhe nahezu neutral, was einen der wesentlichen Vorteile der UHPC-Bauweise darstellt. So können im Ergebnis mit einem Mehrgewicht von lediglich 0,50 kN/m² die Spannungen aus lokalen Einflüssen in der Fahrbahnplatte und in den Steifen um den Faktor 4–5 reduziert werden.

Ein weiterer wesentlicher Vorteil der UHPC-Bauweise besteht darin, dass die durch die Baumaßnahme verursachten Verkehrsbeeinträchtigungen deutlich geringer ausfallen, als dies bei der Umsetzung einer konventionellen Verstärkungsmethode der Fall wäre. So geht das Land derzeit davon aus, dass die Ertüchtigung der Rheinbrücke Maxau mit einer Fläche von 10.160 m² in einem Zeitraum von rund neun Monaten unter Aufrechterhaltung des Verkehrs in Form einer 4+0-Verkehrsführung sowie zusätzlich 12–16 tageweiser Vollsperrungen realisiert werden kann. Die Vollsperrungen, die während der Betonage und der ersten Abbindephase des UHPC erforderlich sind, sollen dabei zur weiteren Minimierung der Verkehrsbeeinträchtigungen möglichst am Wochenende angesetzt werden.

Die besondere Herausforderung des UHPC-Verfahrens liegt in der Bauausführung. So ist die dünne, hochbewehrte Betonschicht mit sehr geringen Toleranzen hinsichtlich der Frischbetoneigenschaften sowie der klimatischen und mechanischen Einbaubedingungen herzustellen und einzubringen. In der Folge sind nicht nur engdefinierte Einbaubedingungen auf der Baustelle zu gewährleisten, die Bauausführung verlangt insbesondere auch eine hohe Qualifikation aller in der Herstellungskette Beteiligten.

Das UHPC-Verfahren ist noch nie in Deutschland, jedoch schon mehrfach in den Niederlanden angewandt worden. Seine grundsätzliche Eignung zur Verstärkung ist somit nachgewiesen. Um jedoch konstruktive Details erproben und eigene Erfahrungen im Hinblick auf die anspruchsvolle Bauausführung gewinnen zu können, hat das Land Baden-Württemberg zusammen mit dem Bund beschlossen, es vor dem geplanten Einsatz an der Rheinbrücke Maxau an einem kleineren Bauwerk pilothaft anzuwenden. Die Wahl fiel dabei auf die Bahnbrücke Beimerstetten im Zuge der L 1239 nördlich von Ulm.



2 Bahnbrücke Beimerstetten nördlich von Ulm
© Regierungspräsidium Karlsruhe

3 Pilotprojekt Beimerstetten

Die Bahnbrücke Beimerstetten hatte sich als Pilotprojekt angeboten, da hier ohnehin eine Instandsetzungsmaßnahme geplant war und das Bauwerk in puncto Alter und Konstruktion mit der Rheinbrücke Maxau vergleichbar ist. Vor diesem Hintergrund lassen sich die dort gewonnenen Erkenntnisse in betontechnologischer Hinsicht sowie in Bezug auf die Verstärkungswirkung nahezu vollständig auf die Rheinbrücke Maxau übertragen. Unterschiede ergeben sich aus den nicht vergleichbaren Größenverhältnissen beider Projekte, die zu anderen Bauabschnitten, Bauzeiten und logistischen Rahmenbedingungen bei Materialanlieferung, Aufbereitung und Beschickung, Verdichtung sowie bei der Betonnachbehandlung führen. Diesbezüglich kann jedoch auf die mehrjährigen Erfahrungen in den Niederlanden aus großen Projekten, die der Rheinbrücke Maxau ähneln, zurückgegriffen werden. Die Straßenbauverwaltung Baden-Württemberg steht hierzu seit mehreren Jahren in engem Kontakt mit der holländischen Straßenbaubehörde Rijkswaterstaat und hat die Realisierung vergleichbarer Projekte, wie zum Beispiel zuletzt die Verstärkung der Scharbergbrug bei Elsloo im Zuge der A 76, vor Ort begleitet.



3 Vorbereitete Bewehrungslage
© Regierungspräsidium Karlsruhe

Erwartungsgemäß konnte das Pilotprojekt in Beimerstetten die positiven Erfahrungen aus den Niederlanden bestätigen. Dabei kam in Beimerstetten als hochfester Beton das Produkt Ferroplan B105 der Firma Contec International GmbH, Bad Waldsee, mit einem Stahlfasergehalt von 80 kg/m³ und einer Druckfestigkeitsklasse C90/105 zum Einsatz. Da sich die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung dieses Produkts bislang nicht auf die Herstellung tragender Bauteile im Sinne des Eurocode 2 erstreckt, wurde für die Anwendung an der Bahnbrücke Beimerstetten eine Zustimmung im Einzelfall erteilt. Zum Einbau der UHPC-Verstärkung wurde zunächst die bestehende Deck- und Schutzschicht entfernt, das Deckblech dann auf einen Reinheitsgrad SA 2½ kugelgestrahlt und unmittelbar im Anschluss mit einem Primer vorbehandelt.



4 Anordnung der Rüttelbohle
© Regierungspräsidium Karlsruhe



5 Anlieferung des hochfesten Betons
© Regierungspräsidium Karlsruhe



6 UHPC-Einbau im Schutzzelt
© Regierungspräsidium Karlsruhe

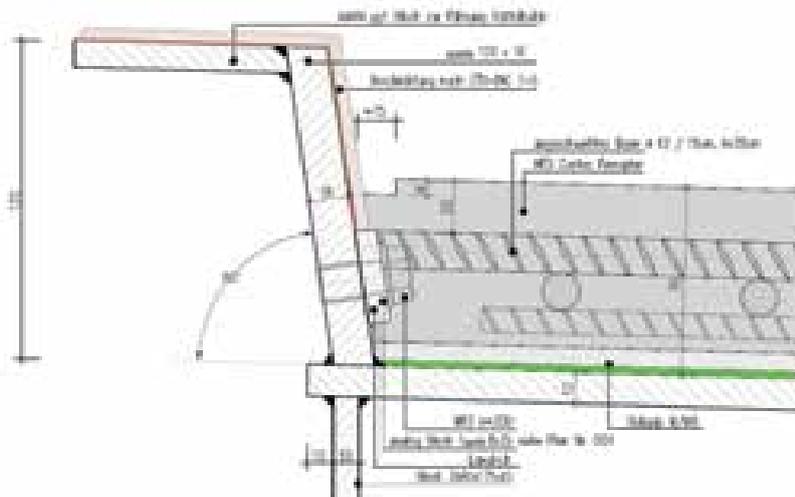


7 Betonierabschnitt nach Fertigstellung
© Regierungspräsidium Karlsruhe

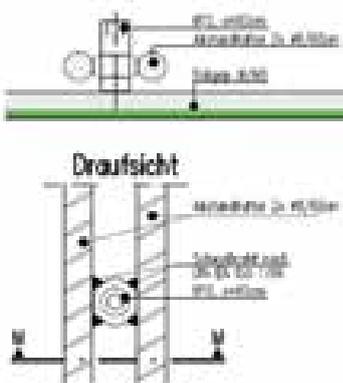
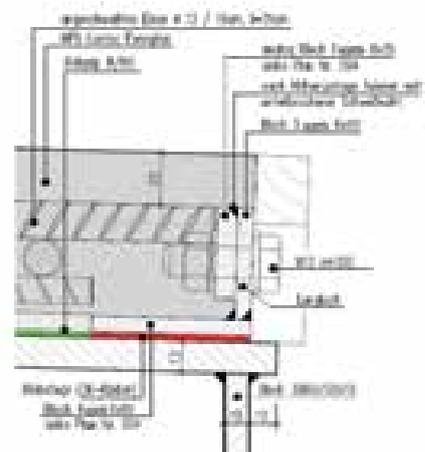
Nach dem Aufkleben der Niederhalter für die Bewehrung wurde auf das Deckblech zur Herstellung einer hohen Verbundwirkung eine 3 mm dicke Epoxidharzschicht aufgetragen und mit kalziniertem Bauxit

abgestreut. Nach dem Abhärten dieser Schicht konnte die tragende Längs- und Querbewehrung mit einem Durchmesser von 12 mm und in einem Raster von 7,50 cm angeordnet werden. Vor dem Betonieren musste die gesamte Bewehrung in der Höhe überprüft und mittels höhenverstellbarer Abstandshalter so eingestellt werden, dass die Betondeckung 20–25 mm betrug. Der hochfeste

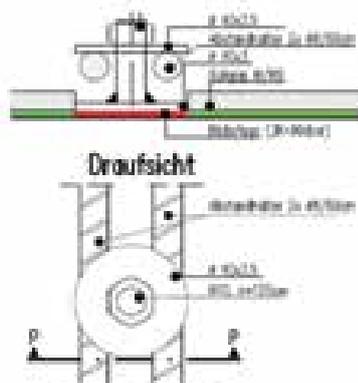
Beton wurde danach in einer Schichtdicke von 6,50 cm eingebaut und nach frühestens 36 h durch Kugelstrahlen für das Aufbringen eines Dünnschichtbelags vorbereitet. Die Ausführung eines Dünnschichtbelags in Form einer mit Bauxit abgestreuten Epoxidharzbeschichtung wurde zur dauerhaften Sicherstellung einer ausreichenden Fahrbahngriffigkeit vorgesehen.



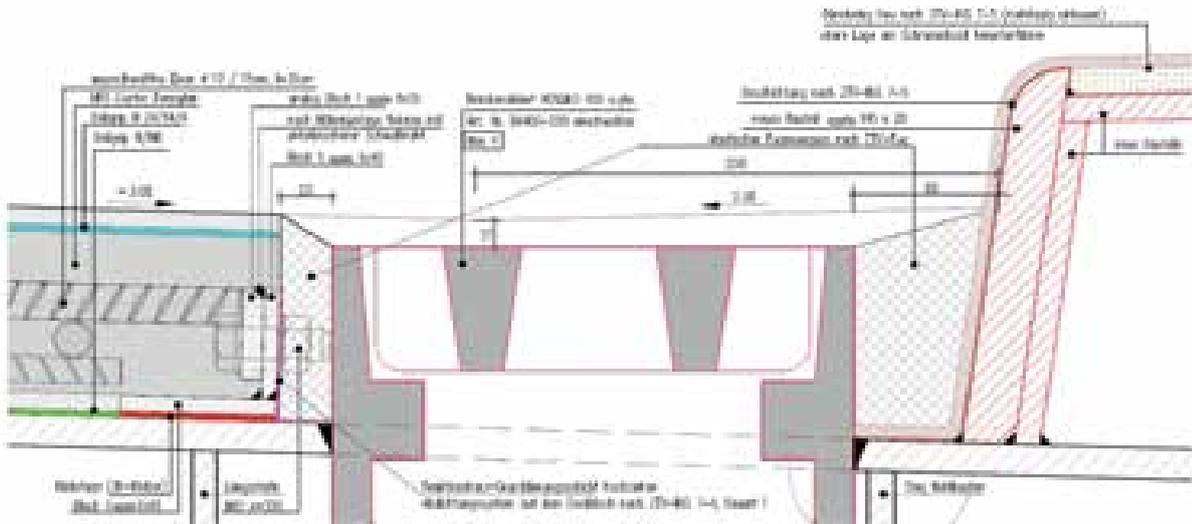
8 9 Details: Schrammbordanschluss
© Regierungspräsidium Karlsruhe



10 11 Abstands- und Niederhalter
© Regierungspräsidium Karlsruhe



Alle Arbeiten erfolgten dabei unter definierten klimatischen Bedingungen innerhalb eines Schutzzelts. Zudem wurden die Arbeiten wissenschaftlich durch die Materialprüfungs- und Forschungsanstalt Karlsruhe begleitet. Durch diese gutachterliche Begleitung ließen sich zentrale Einflussgrößen für die bauliche Umsetzung des UHPC-Verfahrens identifizieren und ein geeignetes Qualitätssicherungskonzept für nachfolgende Anwendungen entwickeln. Zudem haben Belastungsversuche an zu Schulungs- und Qualifizie-



12 Ausbildung des Brückenablaufs
© Regierungspräsidium Karlsruhe

rungszwecken hergestellten Probplatten klar bestätigt, dass das UHPC-Verfahren eine deutliche Aussteifung der Fahrbahnplatte bewirkt und somit eine Verlängerung der Restnutzungsdauer der Rheinbrücke Maxau um weitere 40–50 Jahre technisch möglich ist. Die Zielsetzungen, die mit dem im November 2014 fertiggestellten UHPC-Pilotprojekt Beimerstetten verbunden waren, wurden damit in vollem Umfang erreicht.

4 Ausblick

Auf Grundlage der Erkenntnisse aus dem Pilotprojekt in Beimerstetten werden nun von der Straßenbauverwaltung Baden-Württemberg in enger Abstimmung mit dem Bund alle weiteren planerischen Schritte hin zur Ausschreibungsreife der Ertüchtigungsmaßnahme an der Rheinbrücke Maxau durchgeführt. Es wird derzeit von einer Umsetzung der Maßnahme im Jahr 2018 und Baukosten von ca. 10 Mio. € für die Verstärkungsmaßnahme ausgegangen. Gegenüber einem Ersatzneubau an gleicher Stelle können so ca. 40 Mio. € eingespart werden. Das UHPC-Verfahren ist damit auch eine sehr wirtschaftliche Möglichkeit zur Ertüchtigung bestehender Stahlbrücken, so dass es künftig auch in Deutschland eine breitere Anwendung finden dürfte.

Autor:
Baudirektor Dipl.-Ing. Marcel Zembrot
Ministerium für Verkehr und Infrastruktur
Baden-Württemberg,
Stuttgart

Bauherr
Land Baden-Württemberg, vertreten durch das
Regierungspräsidium Tübingen

Kostenbeteiligung
Bundesministerium für Verkehr und
digitale Infrastruktur, Bonn

Entwurfsplanung
Regierungspräsidium Karlsruhe
Ingenieurgruppe Bauen, Karlsruhe

Ausführungsplanung
Prof. Dr.-Ing. Heinrich Bechert + Partner, Stuttgart

Prüfingenieur
Dr.-Ing. Dietmar H. Maier, Karlsruhe

Fachtechnische Begleitung
Materialprüfungs- und Forschungsanstalt Karlsruhe,
Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller

Bauausführung
Leonhard Weiss GmbH & Co. KG, Göppingen

SANIEREN UND ERHALTEN

Mit Ihrem starken Partner in Europa

Die Instandsetzung von bestehenden Bauwerken aus Beton oder Stahl dient der nachhaltigen Werterhaltung. Unsere Spezialisten der Bauwerks-Instandsetzung und Gussasphalt übernehmen diese Aufgabe mit höchster Präzision. Mit Kompetenz und hohem Sachverstand beheben sie auch komplexe Schäden fachgerecht. So wurde von 2013 bis 2015 Deutschlands höchste Autobahnbrücke - die Kochertalbrücke (Bild) - durch unsere Experten ertüchtigt. Und - Stahlbrücken gehören ebenfalls zum LEONHARD WEISS-Portfolio:

Die **Bahnbrücke Beimerstetten** wurde in einem bisher **einzigartigen Pilotverfahren** in Deutschland im Jahr 2014 mit hochfestem Beton verstärkt.



KONTAKT ZUM DIALOG

LEONHARD WEISS GmbH & Co. KG - BAUUNTERNEHMUNG

Leonhard-Weiss-Str. 22, 73037 Göppingen | Leonhard-Weiss-Str. 2-3, 74589 Satteldorf
bau-de@leonhard-weiss.com - www.leonhard-weiss.de



EINFACH.GUT.GEBAUT

Rückbau und Ersatzneubau Langenfelder Brücke in Hamburg

■ ■ ■ von Roland Garn, Bernd Püstow

Der Rückbau samt Verschiebung der Langenfelder Brücke stellte alle Beteiligten vor große Herausforderungen. Aufgrund der einzuhaltenen begrenzten Sperrpausen der Deutschen Bahn war der konventionelle Abbruch organisatorisch sehr schwierig. Er konnte aber erfolgreich realisiert und termingerecht beendet werden. Das mit der Deutschen Bahn durchgeführte Risikoabschätzungsverfahren zur Genehmigung des Verschiebens der Restbrücke »über dem rollenden Rad« war maßgebend für dessen kontinuierlichen Ablauf. Der Verschiebung einer nicht als Taktschiebebrücke errichteten Spannbetonbrücke ist grundsätzlich möglich, jedoch stellten sich die Planung und deren exakte Umsetzung als sehr komplex dar. Speziell das Erreichen der Soll-Verschieblinie gelang nicht durchweg und muss beim anschließend abzubrechenden Westüberbau optimiert werden. Die gewählte Verschiebeinheit einschließlich der Hilfsstützen erfüllte ihre Aufgabe. Die Verschieblager müssen beim zweiten Verschiebung aus den bisherigen Erfahrungen in Aufbau und Geometrie ebenfalls optimiert werden, um der Spezifik dieses gekrümmten Überbaues mit seinen nicht 100%ig berechenbaren Lastwechseln besser gerecht zu werden. Es bedarf einer sehr engen Zusammenarbeit von Auftraggeber, Bauüberwachung, Prüfern, Verkehrsträgern und der ausführenden Firma, um solche herausfordernden Aufgaben fach- und sachgerecht zu lösen.



1 Langenfelder Brücke vor Errichtung des Ersatzneubaus
© Hochtief

1 Einleitung

1.1 Bestandsbauwerk

Die Langenfelder Brücke, eine ca. 40 Jahre alte Spannbetonbrücke, liegt mitten in Hamburg am Brennpunkt der Autobahn A 7. Verlässt man den Elbtunnel in nördlicher Richtung, ist sie zwischen den beiden Anschlussstellen Hamburg-Stellingen und -Volkspark anzutreffen. Etwa 130.000 Kfz rollen täglich über die Brücke, 2025 sollen es 165.000 sein, also dreimal so viele, wie in den 1970er Jahren geplant. Im Zuge des Ausbaus der A 7 wird sie daher von sechs auf acht Spuren erweitert. Da die alten Stützpfeiler das zusätzliche Gewicht nicht tragen können, ist ein Neubau unabdingbar. Die DEGES verantwortet als Bauherr im Namen der Bundesrepublik Deutschland die Baumaßnahme. Alle Aktivitäten beim Abbruch und Neubau erfolgen im Bestand und erfordern eine stets enge Abstimmung mit der Deutschen Bahn, dem Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer (LSBG) Hamburg, der Polizei und vielen anderen Trägern. Die Ausführung obliegt einer Arbeitsgemeinschaft, bestehend aus den Firmen Tesch (Streckenbau), Zwickauer Sonderstahlbau (Stahlbau) und Hochtief Infrastructure GmbH, Deutschland Nord (Abbruch und Ingenieurbau) als technischem Federführer.

1.2 Technische Daten

Die Straßentrasse liegt am Bauwerksbeginn im Süden in einer Klothoide $A = 366$, anschließend nach ca. 136 m in einem Radius $R = 600$ m mit einer Kuppenausrundung von $R = 18.500$ m bzw. $R = 21.400$ m.

- Baujahr: 1972
- Länge: zwei separate Überbauten mit 387 m bzw. 402 m
- Breite: 26,00 m bzw. 26,45 m
- Betonabbruch: 40.000 t
- Bewehrungsstahl: 6.900 t
- Brückenfläche: 20.090 m²

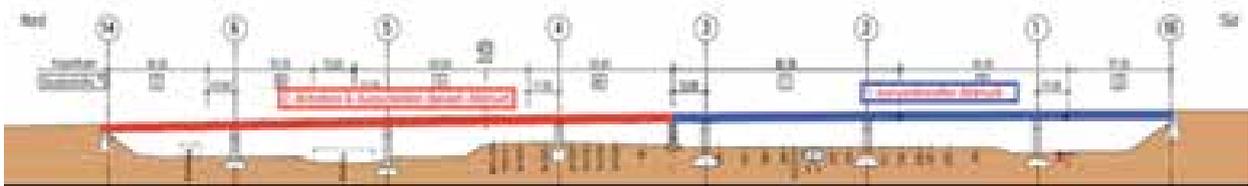
1.3 Besonderheiten

Die Langenfelder Brücke überspannt 17 Bahngleise sowie zwei öffentliche Straßen, wovon eine (Binsberg) vierspurig und stark befahren ist. Der S-Bahnhof Stellingen ist der Ausgangspunkt für viele Fußballfans, wenn sie das Volkspark-Stadion besuchen wollen. Ein Fußgängertunnel führt vom S-Bahnhof Stellingen nach Westen unter den 17 Bahngleisen und der Brücke hindurch und quert das Baufeld.

Rückbau und Neubau der Langenfelder Brücke erfolgen bei laufendem Bahn- und Autobahnverkehr und sind deshalb sehr komplex.



2 Kreuzung der Langenfelder Brücke mit Straßen, Gleisen und dem Fußgängertunnel
© Hochtief



3 Abbruchverfahren im Längsschnitt
© Hochtief

2 Abbruch

2.1 Maßnahmen

Der Abbruch und Ersatzneubau der Langenfelder Brücke erfolgen in mehreren Phasen.

Vorbereitende Maßnahmen durch den Auftraggeber:

- Leitungs- und Kabelverlegung im zukünftigen Baufeld,
- Verstärkung der vorhandenen Pfeilerkonstruktion des westlichen Teilbauwerkes (Richtungsfahrbahn Hannover),
- Einrichtung eines umfangreichen messtechnischen Überwachungssystems für das westliche Teilbauwerk.

Bauphase 1.0:

- Sperrung der Richtungsfahrbahn Flensburg, Verkehrsführung 6+0 auf der Richtungsfahrbahn Hannover,
- Abbruch des östlichen Teilbauwerkes der Langenfelder Brücke,
- Neubau des östlichen Teilbauwerkes der Langenfelder Brücke.

Bauphase 2.0:

- Sperrung der Richtungsfahrbahn Hannover, Verkehrsführung 6+0 auf der Richtungsfahrbahn Flensburg,
- Abbruch des westlichen Teilbauwerkes der Langenfelder Brücke,
- Neubau des westlichen Teilbauwerkes der Langenfelder Brücke.

Bauphase 3.0:

- Inbetriebnahme der Brücke mit beiden Richtungsfahrbahnen.

Da vier Fern- und die beiden S-Bahngleise nur kurzzeitig nachts gesperrt werden können, muss der Rückbau bzw. Abbruch der beiden Brücken mit zwei verschiedenen Verfahren bzw. Technologien erfolgen.

Der südliche Teil der Brücke wurde bzw. wird konventionell abgebrochen, der nördliche Teil hingegen aus dem Bahn- und Straßenbereich in Richtung Norden verzogen und hinter dem Widerlager abgebrochen.

Zur Schaffung eines Baufeldes zwischen den Bahngleisen an der Achse 2 und späteren Achse 50.1 wurden Teile der vorhandenen Bahnanlagen temporär zurückgebaut.

2.2 Konventioneller Abbruch

2.2.1 Allgemeines

Der südliche Teil des Ostüberbaus der Langenfelder Brücke wurde in drei Abbruchbereiche unterteilt und konventionell abgebrochen. Dies erfolgte in umgekehrter Baureihenfolge. Die Größe dieser drei Bereiche richtete sich nach der Lage der Koppelfugen der einzelnen Betonierabschnitte, wobei die sich unter ihnen befindenden Gleise und Straßen für die Zeit des Abbruchs gesperrt bzw. verlegt wurden. Durch den Einbau von Baggermatratzen und einem Fallbett aus Sand wurden die Schienen vor Beschädigungen geschützt.

2.2.2 Verfahren

Im ersten Arbeitsschritt erfolgte das Leichtern des Überbaus durch das Abfräsen der Asphaltdecke. Die bereits vorhandene Sichtschutzwand zur Westbrücke wurde auf der gesamten Brückenslänge mit einem feinmaschigen Netz aufgestockt, um den rollenden Verkehr vor Abbruchstücken zu schützen.

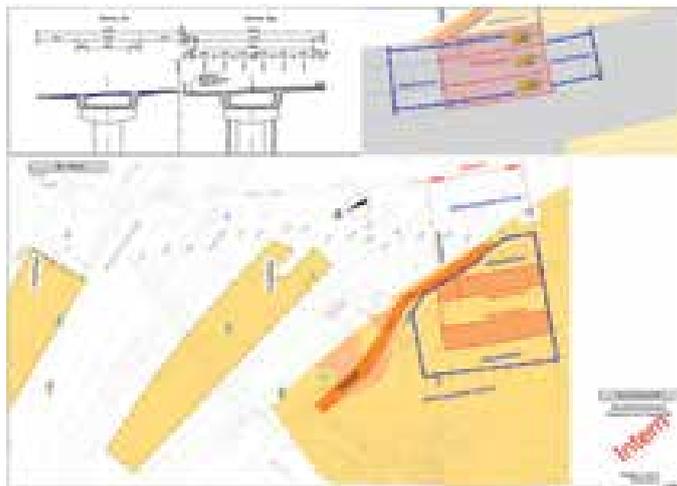
Die Bestandsbrücke war als Durchlaufträger über sechs Felder konzipiert worden. Beim abzubrechenden Querschnitt handelt es sich um einen zweistegigen Plattenbalken mit Hohlkastenquerschnitten in Spannbetonbauweise.

Der Abbruch verlief in zwei Schritten: Zuerst wurden durch Einsatz von zwei bis drei Baggern die Kragarme und teilweise die Decke des Hohlkastens mittels Hydraulikhämmern von oben abgebrochen.

In einem Abstand von 1 m von der Koppelfuge wurde das Ende des Abbruchbereichs per Sollbruchstelle definiert. Dafür wurden mittels Abbruchmeißeln die Stege ca. 1,40 m tief aufgestemmt ohne die Spannglieder zu durchtrennen. Die Andienung des Baufelds unter dem abzubrechenden Bauwerk, besonders für die Abbruchabschnitte 2 und 3, erfolgte über eine Erschließungsstraße, welche je nach Baufortschritt errichtet wurde. Im Gleisbereich mussten drei Überfahrten mit Profiltoren hergestellt werden. Sicherungsposten und Bahnübergangsposten sicherten über die gesamte Zeit die Gleisanlagen.



4 Abbruch der Kragarme von oben
© Hochtief



5 Abbruch: Kragarme und Hohlkastendecke im ersten Bereich
© Hochtief



6 7 Lage der Abbruchabschnitte 2 und 3
© Hochtief



Im zweiten Schritt wurden die Stege des Hohlkastens im mittleren Bereich mit unten stehenden Baggern geschwächt und im Ergebnis der Überbau abgesenkt. Das gemäß Statik und geprüfter Planung vorgesehene »langsame Absenken« des Überbaus gelang aber nicht. Erst nachdem fast alle Spannglieder durchtrennt waren, senkte sich der Hohlkasten.

2.2.3 Auswertung

Dieser Teil des Rückbaus verlief planmäßig und ohne größere Schwierigkeiten. Die Sperrzeiten der Deutschen Bahn wurden optimal genutzt, Schäden an den Gleisen vermieden.

3 Auszug des Restüberbaus

3.1 Konzeptentwicklung

Der nördliche Teil der Brücke konnte wegen der stark befahrenen Fernbahngleise und des S-Bahn-Verkehrs nicht konventionell abgebrochen werden. Hier musste eine neue Lösung gefunden werden. Nach Prüfung der DEGES-Entwurfsplanung und anderer möglicher Alternativen wurde entschieden, ein aus dem Neubau bekanntes Verfahren zu modifizieren und zu verwenden. Das heißt, der Restüberbau sollte ähnlich dem Taktchieben ausgezogen werden. Dies war eine Herausforderung, da der Ausschub einer im Jahr 1972 auf Leererüsten errichteten Brücke als Bauzustand in der Statik der Brücke nicht vorhergesehen und nicht berechnet worden war. Für den Ausschub notwendige Spannglieder in der Bauausführung fanden daher keine Berücksichtigung. Somit betraten wir Neuland. Durch die Anordnung von Hilfsstützen wurden die Stützweiten auf 10–15 m verkürzt, was erlaubte, den Überbau mit Litzenhebern Richtung Norden zu ziehen. Die Gesamtverschublänge wurde von 135 m, entgegen dem Entwurf des Bauherrn, auf 204 m vergrößert. Dadurch entfiel generell der gemäß Entwurfsplanung vorzuhaltende Vorbauschnabel, ein konventioneller Teilabbruch am Rohlfsweg und der Nachlaufschnabel mussten nur einmalig montiert werden. Nachts wurde verschoben, in der Tagschicht erfolgte der Abbruch hinter dem nördlichen Widerlager.



8 Schwächen der Hohlkastenstege mit Baggern
© Hochtief



9 Absenken des Überbaus auf das Fallbett
© Hochtief

3.2 Durchführung

Für den Verschub wurden 13 Hilfsstützen und das nördliche Widerlager benötigt. Es wurden zwei Bestandspfeiler genutzt, elf Stahltraggerüste waren zwischen Gleisen und Straßen zu errichten. Die Hilfsstützenfundamente mussten den jeweiligen örtlichen Gegebenheiten angepasst und flach gegründet werden. Durch eine Vor-

belastung der Hilfsfundamente wurden die erwarteten Setzungen vorweggenommen und Risiken für den später folgenden Verschub reduziert. Der Verschub der Brücke erfolgte in zwei Arbeitsschritten:
– Anheben des gesamten Restüberbaus,
– Ausschub des Restüberbaus.



10 Lage der Bestandspfeiler und der Hilfsstützen
© Hochtief



11 Hydraulikpumpe der Synchronhebeanlage
© Hochtief

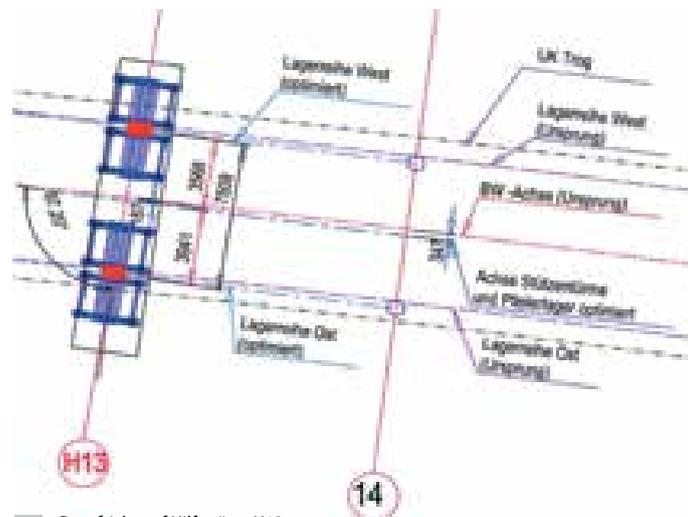


12 Einer von insgesamt zehn Anhebepunkten
© Hochtief

3.3 Anheben des gesamten Restüberbaus

Um die Verschiebelager und die Einrichtungen zum Ableiten der Horizontalkräfte aus dem Verschub montieren zu können, war es notwendig, zunächst den Restüberbau im Ganzen anzuheben. Das heißt, er wurde auf der gesamten Länge gleichzeitig um 35 cm angehoben, und zwar synchron mit einer zulässigen Abweichung von 2 mm zwischen den verschiedenen Anhebepunkten. Das Anheben erfolgte nur auf den verbliebenen vier Bestandpfeilern und dem Widerlager. Damit änderte sich am Lastbild der Brücke nichts.

Während des Anhebens wurden extreme Lastwechsel angezeigt, welche auch heute noch nicht vollständig erklärbar sind. Dadurch misslangen die ersten Anhebeversuche, die geplanten Pressenkräfte reichten trotz 30%iger Reserve nicht aus. Erst nachdem die Anzahl der Pressen signifikant erhöht wurde, gelang das Anheben problemlos.



13 Draufsicht auf Hilfsstütze H13
© Hochtief

3.4 Ausschub des Restüberbaus

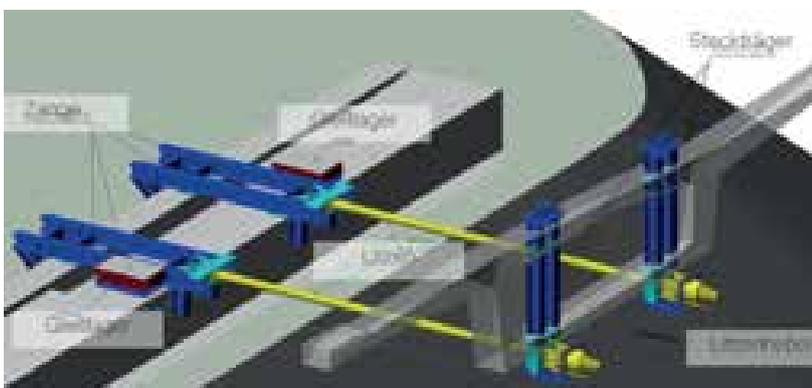
3.4.1 Abbildung der Sollverschieblinie
Eine der größten Herausforderungen war die Berechnung und Abbildung der Sollverschieblinie, da die Geometrie der Brücke (Klothoide und Kreis) und der nur einige Zentimeter betragende Ab-

stand bis zur Kappe des Westüberbaus ein exaktes Verschieben dringend notwendig machten. Hierzu wurden umfangreiche Untersuchungen und Studien durchgeführt.

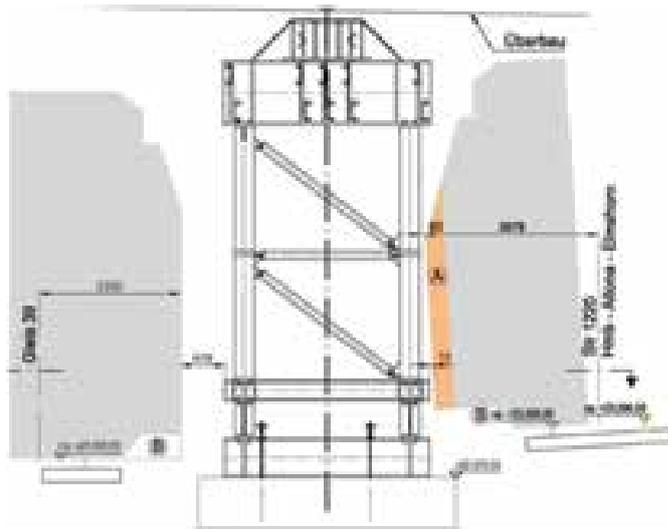
Das Ringen um das Erreichen bzw. das maximale Annähern an die ideale Verschieblinie war vom ersten bis zum letzten Takt eine Herausforderung. Hierzu waren ein umfangreiches Messkonzept und ein vielschichtiges Überwachungssystem notwendig.

3.4.2 Verzugsinheit

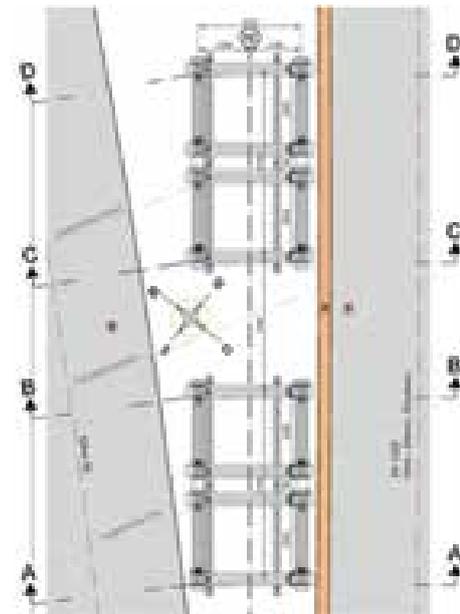
Die Verzugsinheit bestand aus zwei Litzenhebern, zwei am nördlichen Widerlager befestigten Klammern und vier Steckträgern. Alle 8 m wurden vier Kernbohrungen mit $d = 550$ mm im Überbau durch Decken- und Bodenplatte ausgeführt, so dass die Brücke mit insgesamt 23 Takten herausgezogen werden konnte.



14 Verzugsinheit
© Hochtief



15 Hilfsstütze mit Lichtraumprofil »Bahn«
© Hochtief



3.4.3 Hilfsstützen und Lichtraumprofil
Besonders im Bereich der Bahngleise war es notwendig, die Geometrie der Hilfsstützen jener des Platzes zwischen den Lichtraumprofilen der benachbarten Gleise anzupassen. Im Bereich der Achse 4 war in der ursprünglichen Entwurfsplanung die Verwendung von zwei Hilfs Pfeilern direkt neben ihr vorgesehen, was aus Platzgründen nicht möglich war. Wir entschieden uns deshalb, den vorhandenen Bestands Pfeiler (H 3) für den Vershub zu verwenden. Die Arbeitsgerüste für das Bedienpersonal standen teilweise eine Hand breit am Lichtraumprofil der S-Bahn. Alle Hilfsstützen wurden mittels Längsfesthalterungen an den Bestands Pfeilern fixiert. Für die Aufnahme der Horizontalkräfte während des Vorschubs mussten zwei Bestands Pfeiler und das nördliche Widerlager rückverankert werden.

3.4.4 Vershublager
Als Vershublager kamen normale Takt schiebelager zum Einsatz. Die Stegunterkante des zu verschiebenden Überbaus bildete keine Gerade. Diese Höhenunterschiede bzw. Schwankungen aus dessen Überhöhung und den Bautoleranzen wurden während des Verzuges durch den Aufbau eines Sperrholzplattenpolsters ausgeglichen, um eine gleichmäßige Lastverteilung sicherzustellen.

3.4.5 Nachlaufschnabel
Der Nachlaufschnabel wurde auf dem Überbau vormontiert. Per Tandemhub und mehrfaches Umsetzen wurde er in die Anbauposition gehoben und angeschraubt bzw. angespannt.



16 S-Bahn-Verkehr an der Hilfsstütze H3
© Hochtief

3.4.6 Ausschub des Restüberbaues
Der Vershub der Brücke erfolgte in Nachtschichten. An allen Vershublagern war ein Not-Aus installiert, um jederzeit den Litzenerheber abschalten zu können. Zur Kommunikation dienten hier Funkgeräte. Die Vershubeinheit funktionierte ohne Probleme und war Garant für den erfolgreichen Ausschub.



17 Montage des Nachlaufschnabels
© Hochtief



18 Startposition beim Vershub
© Hochtief



19 Abbruch hinter dem nördlichen Widerlager
© Hochtief

Als Spitzenleistung wurden 15 m in einer Schicht erzielt, dauerhaft waren ca. 8 m Verschiebung pro Nacht möglich. Durch an den Bestands Pfeilern und am Widerlager angebrachte Inclinometer wurde die Auslenkung an den Pfeilerköpfen permanent kontrolliert und am Kontrollcomputer im Baustellencontainer sowie per Ampel am Litzeneheber angezeigt.

3.5 Abbruch des Restüberbaus

Der Abbruch des Restüberbaus erfolgte hinter dem nördlichen Widerlager auf konventionelle Weise mit Stemmbaggern. Aufgrund des geringen zur Verfügung stehenden Platzes, wurden die Abbruchbagger auf dem Restüberbau angeordnet und durch einen weiteren Stemmbagger hinter der Abbruchstelle unterstützt. Das Abbruchmaterial wurde arbeitstäglich sortiert und abgefahren, damit nachts wieder Platz für den nächsten Ausschub vorhanden war.

4 Ersatzneubau

4.1 Brückenentwurf

Beim Ersatzneubau der Langenfelder Brücke handelt es sich um eine Stahlverbundkonstruktion aus einem zweistufigen Plattenbalken mit zwei Hohlkastenquerschnitten. Das Bauwerk »Langenfelder Brücke« ist als Durchlaufträger über sechs Felder konzipiert. Wie bereits bei der alten Brücke, besteht der Ersatzneubau ebenfalls aus getrennten Überbauten je Richtungsfahrbahn, die unterschiedliche Einzelstützweiten aufweisen. Überbau Ost, Richtungsfahrbahn Flensburg:

- Einzelstützweiten: 57,83 m, 66,55 m, 75,00 m, 73,53 m, 63,90 m, 48,57 m (in Achse Überbau)

Überbau West,

Richtungsfahrbahn Hannover:

- Einzelstützweiten: 58,21 m, 66,93 m, 59,66 m, 73,81 m, 80,64 m, 61,65 m (in Achse Überbau)

Gesamtbauwerk:

- Gesamtstützweite: 393,14 m (in Achse Autobahn)
- Gesamtbreite: 52,40 m
- Nutzbreite: 51,10 m
- Brückenfläche: 20.090 m²

4.2 Gründung, Widerlager

Um die Bauzeit optimal zu nutzen, wurde noch während des konventionellen Abbruchs mit dem Freilegen und Abbruch des Widerlagers Süd begonnen. Weitere Baumaßnahmen, wie der Neubau des Widerlagers Süd der Richtungsfahrbahn Flensburg und die Gründung der Pfeilerachsen, erfolgten Ende 2014 und im Frühjahr 2015. Besonders die engen Platzverhältnisse an und zwischen den Gleisanlagen ließen eine normale Bohrpfeilherstellung, insbesondere an der Achse 50.1, nicht zu. Hier mussten die Bohrpfähle teilweise unter der vorhandenen Bestandsbrücke eingebracht werden. Gleichzeitig überbrückt die neue Pfahlkopfplatte der Achse 50.1 den vorhandenen Fußgängertunnel, welcher das Baufeld quert.

Die für die Gründung notwendigen Bohrpfähle waren unmittelbar neben dem Tunnel abzuteufen. Für den Tunnel selbst gab es nur fragmentale Unterlagen, so dass auch hier über ein umfangreiches Kontrollsystem sein Verhalten während und nach den Gründungsarbeiten überwacht werden musste. Eine schnelle Reaktion auf etwaige Setzungen oder Verdrehungen der einzelnen Tunnelblöcke wäre damit möglich gewesen.



20 Lage der neuen Fundierungen und der Bestands Pfeiler
© Hochtief

Wirtschaftlich und
nachhaltig.

4.3 Pfeiler

Die Brückenpfeiler werden als achteckige Stützen mit Abmessungen von 3,00 m x 1,40 m ausgebildet. Sie bestehen aus einem Stahlmantel (gestalterisches Mittel), welcher nicht statisch herangezogen wurde.

4.4 Überbau

Der Überbau besteht aus einer Stahlverbundkonstruktion. Auf ihr werden Fertigteilplatten verlegt, welche gleichzeitig die Schalung für die Überbauplatte bilden.



21 *Stahlbau-Einschub der neuen Langenfelder Brücke (Ost)*
© Dominik Reipka

Autoren:

Dipl.-Ing. Roland Garn
Dr.-Ing. Bernd Püstow
Hochtief Infrastructure GmbH,
Hamburg

Bauherr

DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH, Berlin
im Auftrage der Bundesrepublik Deutschland

Abbruchplanung

G+S Planungsgesellschaft mbH, Hamburg

Neubauplanung

SSF Ingenieure AG, Berlin

Tragwerksplanung

Leonhardt, Andrä und Partner, Beratende Ingenieure VBI AG, Stuttgart
SSF Ingenieure AG, Berlin

Prüfingenieure

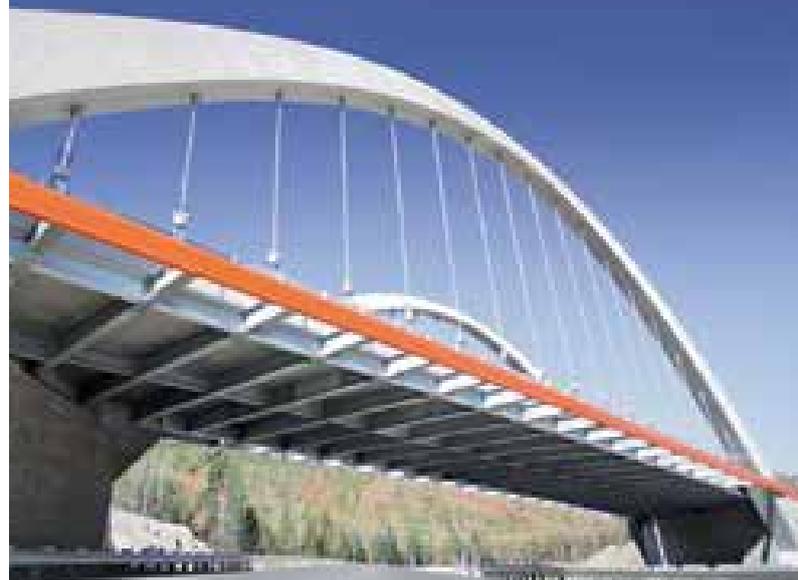
Freie und Hansestadt Hamburg,
Landesbetrieb Straßen, Brücken und Wasser (Abbruch)
Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler, Berlin (Tragwerksplanung und Neubau)
Pöyry Deutschland GmbH, Hamburg (EBA)

Ausführung

Tesch Straßenbau GmbH & Co. KG, Schkeuditz (Streckenbau)
Zwickauer Sonderstahlbau GmbH, Zwickau (Stahlbau)
Hochtief Infrastructure GmbH, Deutschland Nord, Hamburg (Abbruch und Ingenieurbau)

Korrosion impossible

Straßenbrücken sind
jetzt feuerverzinkbar



Stahl- und Verbundbrücken dürfen seit kurzem auch in Deutschland feuerverzinkt werden.

Wissenschaftliche Untersuchungen ergaben nämlich, dass die Feuerverzinkung auch für den Einsatz an zyklisch belasteten Brückenbauteilen geeignet ist und eine Korrosionsschutzdauer von 100 Jahren ohne Wartung erreicht.

Zudem ist Feuerverzinken bereits bei den Erstkosten günstiger.



Mehr unter

www.feuverzinken.com/bruecken

Planung, Fertigung, Montage und Inbetriebnahme Maschinenbau und Elektrik der Botlek-Hubbrücke

■ ■ ■ von Martin Lechner, Ernst Antesberger, Martin Flatz, Bego Nozinovic

Die Botlek-Hubbrücke besteht aus zwei Stahldecks mit einer Länge von je 93,40 m und einer Breite von je 49 m. Sie ist die Brücke mit dem weltweit höchsten Hubgewicht (5.300 t), der höchsten Hubfrequenz (9.000 Öffnungen pro Jahr) und der für große Hubbrücken höchsten Hubgeschwindigkeit (43,50 cm/s). Die extrem kurze Durchlaufzeit des Gesamtprojekts stellte besondere Anforderungen an Planung, Fertigung, Montage und Inbetriebnahme. Bereits in der Konzeption wurde zudem den wesentlichen Ansprüchen aus Zugänglichkeit, Betrieb, Wartung und Verfügbarkeit Rechnung getragen.

1 Gesamtprojekt

Die Autobahn A 15 bildet im Bereich Vaanplein–Maasvlakte die Hauptverkehrsader im Hafen- und Industriegebiet von Rotterdam. Um den Verkehrsfluss zu verbessern und die Staubildung zu reduzieren, wurde dieser Streckenabschnitt verbreitert und auf den neuesten technischen Stand gebracht. Das Gesamtprojekt umfasst neben der Verbreiterung von 37 km Autobahn auch den Neu- bzw. Umbau von zahlreichen Brücken, Übergängen, Rampen und Zufahrten sowie die Errichtung eines dynamischen Verkehrsmanagementsystems. Die Bauarbeiten begannen im April 2011, die Verkehrsübergabe erfolgte am 12. Juli 2015. Das ausführende Konsortium A-Lanes A 15 ist für weitere 20 Jahre bis Ende 2035 für die Erhaltung und Wartung jenes Streckenabschnittes verantwortlich. Das Projekt wurde als Design-Build-Finance-and-Maintain-(DBFM-) Vertrag abgewickelt.

2 Leistungsumfang und Rahmenbedingungen

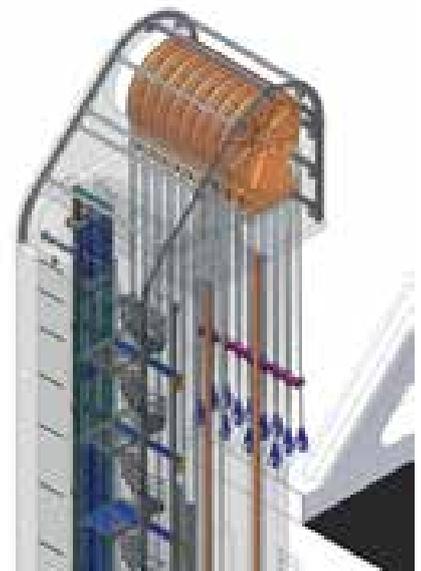
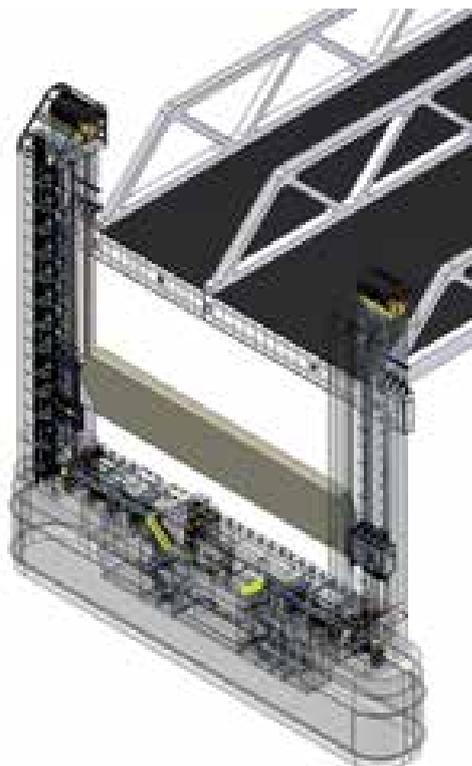
Maschinenbau und Elektrik umfassen im Wesentlichen folgende Leistungen und Komponenten:

- Antriebsstrang,
- Seile und Umlenkrollen,
- Verriegelungssysteme für Hoch- und Verkehrslage,
- »Steel-End« des Gegengewichts,
- Führungssysteme für Stahldeck und Gegengewicht,
- Energieversorgung,
- Steuerung.

Für diese Leistungen wurden auch die Einbauteile und der Stahlbau geliefert. Die Einbauteile stellen einen Stahlbau dar, der nach Eurocode bemessen wurde und die Bauproduktenverordnung zu erfüllen hatte, während der Maschinenbau der Maschinenrichtlinie unterliegt. Die Hauptnorm für die Planung des Maschinenbaus ist die NEN 6786:2001: Voorschriften voor het ontwerpen van beweegbare bruggen (VOBB); sie verweist auf zahlreiche andere lokale Normen.

Folgende Parameter waren die Haupteingangsgößen für die Konzeption des Maschinenbaus.

- Stahldeckabmessungen: 93,40 m x 48,95 m,
- Masse Stahldeck inklusive Ausbaulasten: 5.300 t,
- Masse je Gegengewicht: 2.650 t,
- Hubhöhe: 31 m,
- maximale Hubgeschwindigkeit: 43,50 cm/s,
- Anzahl Öffnungen: 9.000 pro Jahr,
- Lebensdauer Maschinenbau: 50 Jahre,
- Lebensdauer Hydraulik: 25 Jahre,
- sehr hohe Verfügbarkeit wegen der zentralen Position im Hafen von Rotterdam.



1 2 3-D-Modelle für Pier 30
Waagner-Biro Bridge Systems AG



3 Antriebsstrang
Waagner-Biro Bridge Systems AG

Die gesamte Planung und Ausführung basiert auf der Philosophie des »System Engineering«, was stark vereinfacht bedeutet, dass der Auftragnehmer alleinverantwortlich den Nachweis erbringen muss, dass alle Forderungen des Auftraggebers (»Requirements«) eingehalten werden. Im Zuge des Verifizierungs- und Validationsprozesses prüft der Endkunde, ob alle Anforderungen erfüllt sind. Der komplette Maschinenbau wurde in 3-D mit der Software Inventor konstruiert. Mit Hilfe eines Gesamt-3-D-Modells aus Betonbau, Stahlbau und Maschinenbau konnten zahlreiche Kollisionsprüfungen im Vorfeld durchgeführt sowie kritische Montagezustände untersucht werden. Weiters wurden auch alle wesentlichen Leitungsführungen zeichnerisch dargestellt.

3 Maschinenbau

3.1 Antriebsstrang

Der Antriebsstrang besteht im Wesentlichen aus folgenden Komponenten:

- Hauptmotor,
- Notmotor,
- Notgetriebe,
- Hauptgetriebe,
- schnelldrehende Kupplungen,
- Bremsen,
- langsam drehende Kupplungen,
- Seiltrommeln.

Das Getriebe hat eine Übersetzung von 283,1. Das Hilfsgetriebe weist eine zusätzliche Übersetzung von 1:10 auf. Hilfsmotor und Hilfsgetriebe können mit Hilfe einer schaltbaren Kupplung zugeschaltet werden.

3.2 Seile und Seilrollen

Dieser Leistungsumfang besteht im Wesentlichen aus folgenden Komponenten:

- Gegengewichtsseile,
- Antriebsseile,
- obere Seilrollen,
- untere Seilrollen,
- hydraulische Systeme.

Die Gegengewichtsseile haben einen Nenndurchmesser von 90 mm. Je Ecke sind 16 Seile vorgesehen. Die Antriebsseile haben einen Nenndurchmesser von 50 mm. Aufgrund der lokalen Norm NBD 0039 ist die Zugfestigkeit von bewegenden Seilen in den Niederlanden auf 1.770 N/mm² beschränkt. Auch die Seilprüfungen mussten sowohl nach EN 12385 als auch nach NEN 3560 erfüllt werden.

Die oberen Seilrollen weisen einen Durchmesser von 3,60 m auf, die unteren Seilrollen einen von 2,00 m. Auf den oberen Seilrollen sind jeweils zwei Seile pro Seilrolle platziert. Aufgrund des enormen Aufwands, diese Seilrollen zu tauschen, wurde die Oberfläche in der Härte 450 HB ausgeführt.



4 Obere Seilscheiben mit Zustieg
© Waagner-Biro Bridge Systems AG



5 6 Anschluss der Antriebsseile
© Waagner-Biro Bridge Systems AG





7 Antriebsstrang in der Hollow Box mit Verbindung zum Steel-End
© Waagner-Biro Bridge Systems AG



8 9 Steel-End in der Fertigung und beim Probezusammenbau
© Waagner-Biro Bridge Systems AG



3.3 »Steel-End« des Gegengewichts

Das sogenannte Steel-End besteht aus den Komponenten Steel-Box und Pulling-Block. Erstere ist ein Stahlmantel, welcher mit dem im Gegengewicht einbetonierten Einbauteil verschraubt ist. Der Pulling-Block hingegen wird beim ersten Hochziehen des Stahldecks in die äußere Steel-Box eingefädelt und anschließend mit ihr verschraubt.

Zahlreiche Elemente werden am Steel-End angeschlossen:

- Einbauteil im Spannbeton,
- Führungsrollen,
- Gegengewichtsseile,
- Antriebsseile,
- Verriegelung Hochlage,
- variables Gegengewicht.

Die Gegengewichte dienen der Ausbalancierung des Gesamtsystems, die nach NEN 6786 für den Endzustand mit einer maximalen Abweichung von 6 t je Ecke (~ 0,50 % der Ecklast) sehr genau sein muss. Die Feinjustierung erfolgt über Stahlelemente am Gegengewicht selbst bzw. über am Steel-End befestigte Stahlbleche.

3.4 Verriegelungssysteme

3.4.1 Allgemeines

Im Maschinenbau der Botlek-Brücke sind eine Verkehrslagenverriegelung (»Locking Device«) und eine Hochlagenverriegelung vorhanden.

3.4.2 Verkehrslagenverriegelung

Das Stahldeck weist drei Vertikallager pro Endquerträger auf. Ursache hierfür ist die große Brückenbreite (47,45 m) in Verbindung mit den geringen zulässigen geometrischen Toleranzen der Schienenverriegelung. Die Verkehrslagenverriegelung besteht aus den Hauptelementen Stahlbau, Riegel, Querriegelung, Lager und Hydraulik.

Da die Kalottenlager keine Zugkräfte aufnehmen können bzw. eine Forderung des niederländischen Bahnbetreibers sogar eine Mindestauflagerkraft von 100 kN für die bahnnahen Lager vorschreibt, sind spezielle Zugverankerungen vorgesehen, welche »Locking Devices« genannt werden. Dabei handelt es sich um in Brückenlängsrichtung verschiebbare, massive Stahlriegel, welche nach dem Absetzen der Brücke mittels Hydraulikzylindern in den Endquerträger eingeschoben wer-

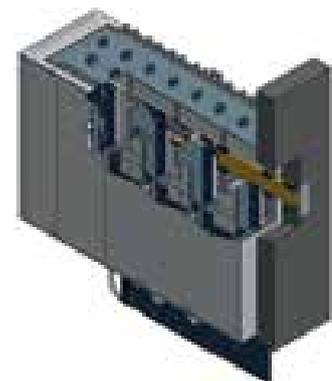
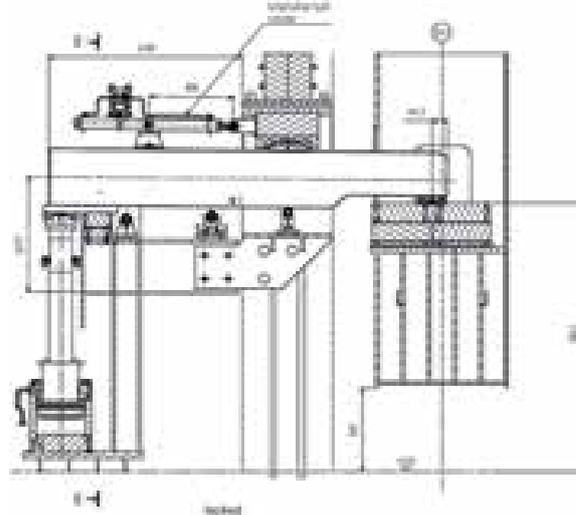
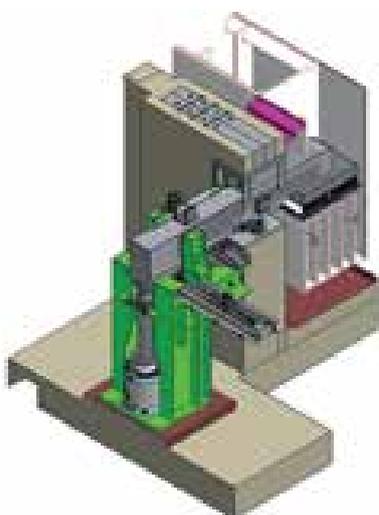
den. Damit ist es möglich, auch einen durch Temperatur verkrümmten Endquerträger in die planmäßige Lage und somit auf die Vertikallager zu drücken. Weiters wird durch eine gezielte Vorspannung die Mindestauflagerkraft für den Bahnbetrieb sichergestellt. Diese Locking Devices sind exakt über den Vertikallagern angeordnet und wirken derart in derselben vertikalen Achse. Vertikallager und Locking Device zusammen übernehmen also die Funktion von kombinierten Zug-Druck-Lagern. Die Funktionalität der Verkehrslagenverriegelung bringt drei Bewegungen mit sich: Der Riegel fährt in den Endquerträger ein, der Endquerträger wird nach unten gedrückt, der Querkeil sichert die Position des Längsriegels.

3.4.3 Hochlagenverriegelung

Die Hochlagenverriegelung besteht aus folgenden Hauptelementen:

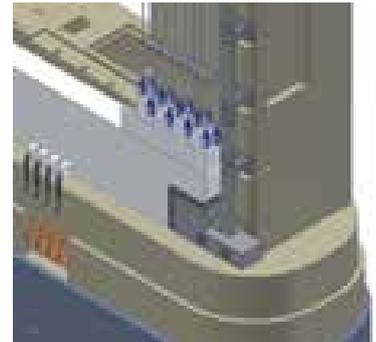
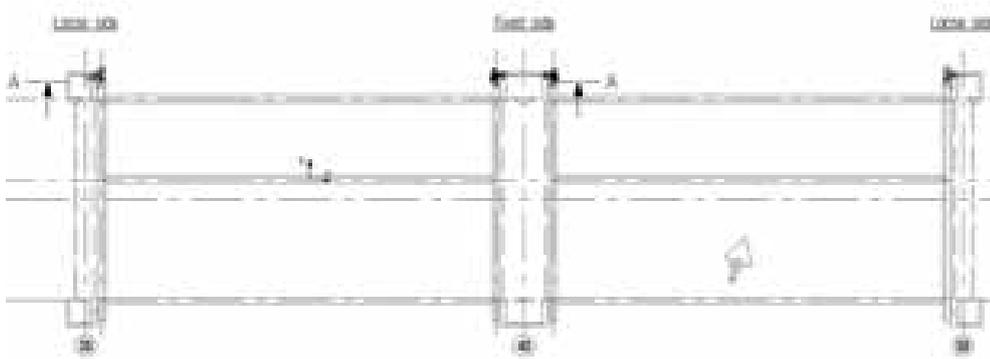
- Riegel,
- Lager,
- Hydraulik.

Sie wird eingesetzt, um die Brücke in Hochlage zu halten, wenn diese länger als sieben Tage in offener Position steht. Hier ist nach NEN 6787 ein höherer Wind anzusetzen.

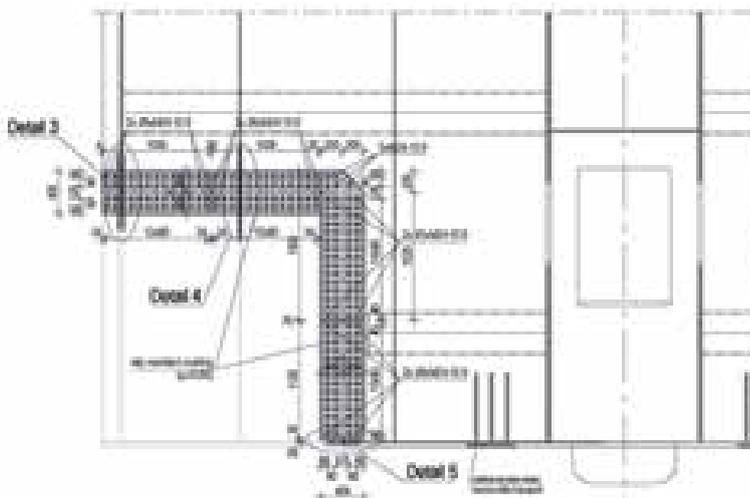


10 11 Komponenten der Verkehrslagenverriegelung
© Waagner-Biro Bridge Systems AG

12 Hochlagenverriegelung
© Waagner-Biro Bridge Systems AG



13 14 Brückenführung: Schema und Loslager
© Waagner-Biro Bridge Systems AG



15 16 Brückenführung: Schraubanschluss am Endquerträger und »Guiding-Box« am Festlager im Bauzustand
© Waagner-Biro Bridge Systems AG

3.5 Führungssysteme

3.5.1 Allgemeines

Im Maschinenbau der Botlek-Brücke sind eine Brückenführung und eine Gegengewichtsführung vorhanden.

3.5.2 Brückenführung

Der Abstand der Hubtürme verändert sich durch ungleiche Setzungen, Verkehrs-, Wind- und Temperaturlasten. Aus diesem Grund wurde ein statisch bestimmtes System entwickelt, das die geforderte Gesamtverformung von 275 mm aufnehmen kann. Die Brückenführung umfasst folgende Hauptelemente:

- Stahlbau,
- Schienen,
- Achsen,
- Lager.

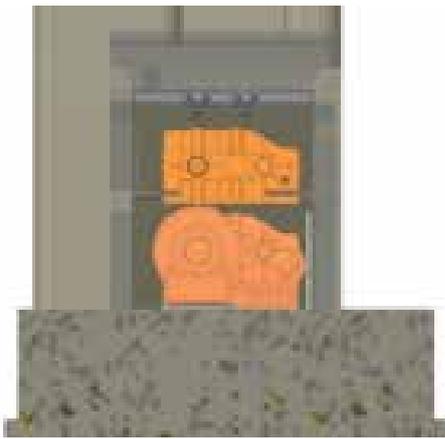
Die vertikale Führung besteht aus Führungsschienen an den Hubtürmen und entsprechenden Führungsrollen am Endquerträger. Die Führungsschienen am Festlager besitzen einen T-Querschnitt (Achse 40, vier Rollen), die am Loslager einen Rechteckquerschnitt (Achse 30/50, zwei Rollen).

3.5.3 Gegengewichtsführung

Für die Auslegung der Gegengewichtsführung ist die sehr große Windangriffsfläche von 50 m x 8 m maßgebend. In Windrichtung wird das Gegengewicht steif geführt. Quer zu ihr ist die Führung weich, da das Gegengewicht bereits durch die Gravitation mittig unter den oberen Seilrollen geführt wird.



17 18 Führung des Gegengewichtes
© Waagner-Biro Bridge Systems AG



19 20 Platzverhältnisse in der Hollow Box und Schmiereinrichtung an den unteren Seilrollen © Waagner-Biro Bridge Systems AG

3.6 Betrieb und Wartung

Die Lebensdauer für den Maschinenbau beträgt 50 Jahre, die für die Hydraulik 25 Jahre. Während des gesamten Entwurfsprozesses wurde darauf Rücksicht genommen, dass ein Zugang zu allen Teilen möglich ist und dass alle Teile getauscht werden können. Wo immer realisierbar, wurden gleichartige Komponenten eingesetzt. Ersatzteile für kritische Teile sind vor Ort verfügbar.

Bild 18 zeigt die sehr beengten Platzverhältnisse in der Hollow Box. Für den sehr unwahrscheinlichen Fall eines Getriebeausbaus müssen einige Zugänge entfernt werden, um das Getriebe anschließend mittels des Krans zu den Ausbauöffnungen zu heben.

Die oben genannte Lebensdauer kann für die Seile und Wälzlager nicht eingehalten werden. Die Seile müssen aufgrund der sehr vielen Brückenöffnungen mehrmals während der Brückenlebensdauer getauscht werden. Die Wälzlager wurden mit einem permanenten Schmiersystem ausgestattet. Weiters wurde eine Zustandsüberwachung der kritischen Kugellager eingebaut. Auch der Zustand des Getriebes wird permanent kontrolliert mittels Öl- und Temperaturüberwachung der Lager sowie Beschleunigungsmessung an den Achsen. Die Kraft in den Gegengewichtsseilen lässt sich über ein hydraulisches System feststellen.

4 Elektrik

4.1 Allgemeines

Die Elektrik der Botlek-Brücke unterteilt sich in Energieversorgung und Steuerung. Nachfolgend werden einige interessante Aspekte erläutert.

4.2 Energieversorgung

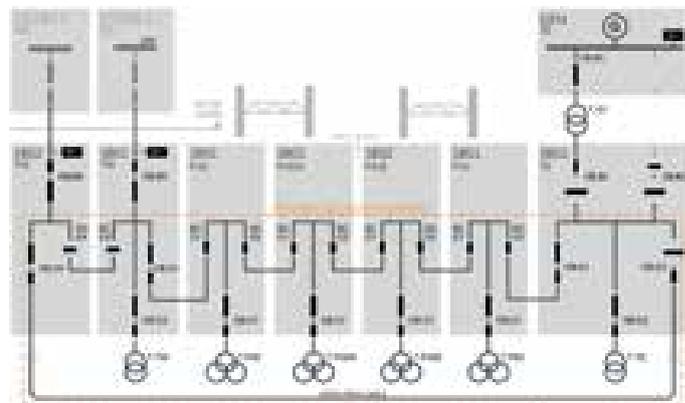
Durch die sehr langen Leitungswege wurde die Spannungsversorgung der Motoren von 400 V auf 690 V umgestellt. Besonderer Wert wurde auf die höchstmögliche Redundanz gelegt: Es sind zwei komplett getrennte Einspeisungen aus dem 23-kV-Netz vorhanden, zusätzlich wurden die 23-kV-Leitungen in einem geschlossenen Ring durch den benachbarten Botlek-Tunnel verlegt. Sollten beide Anspeisungen ausfallen, dann aktivieren sich Notstromgeneratoren.

Eine eigene speicherprogrammierbare Steuerung für die Energieversorgung ist zudem redundant in »hot standby« verfügbar. Dies bedeutet, dass sich zwei speicherprogrammierbare Steuerungen permanent kontrollieren. Fällt eine aus, kann die Anlage den Bewegungszyklus mit der verbleibenden Steuerung zu Ende fahren.

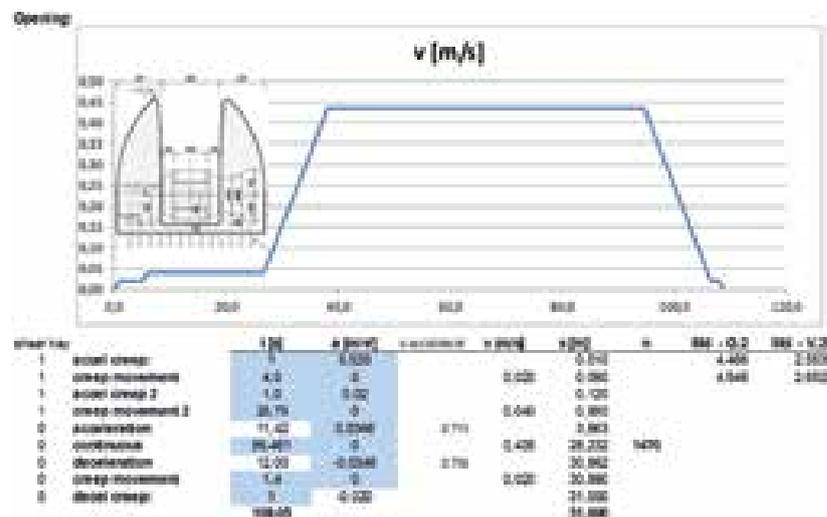
4.3 Steuerung

Die gesamte Steuerung ist auf einem sehr hohen Sicherheitsniveau realisiert worden, um höchste Ansprüche an Sicherheit und Verfügbarkeit zu erfüllen. Um den Ausfall der Steuerung abzusichern, wurde eine unterbrechungslose Spannungsversorgung installiert. Die Haupt- und Notsteuerung sind identisch aufgebaut und laufen in »hot standby«, was wieder positiven Einfluss auf die Verfügbarkeit hat. Die speicherprogrammierbaren Steuerungen sind fehlersicher und hochverfügbar.

Die Fahrkurve (Bild 22) zeigt eine längere Kriechphase im Übergangsbereich zur »Centering Device«. Der Abgleich der vier Antriebe zueinander erfolgt auf einem sehr hohen Sicherheitsniveau (SIL 3).



21 Schema der Energieversorgung © SPIE S. A.



22 Fahrkurve des Hubvorgangs © Waagner-Biro Bridge Systems AG

5.3 Erster Hub der Stahldecks

Die Vormontage des Stahlbaus fand in der Nähe der Baustelle statt. Hier wurden auch zahlreiche Elemente des Maschinenbaus und der Elektrik vorinstalliert sowie lokale mechanische Bearbeitungen durchgeführt. Das Herzstück der Montage waren das Einschwimmen und Heben der beiden Stahldecks; die Decks wurden durch A-Lanes A-15 eingeschwommen und auf temporären Lagern abgelegt. Anschließend wurden die Stahldecks an Waagner-Biro für den Hub übergeben, dann zum Heben vorbereitet und mittels Litzenhebern in die Hochlage gebracht. Die prinzipiellen Einzelschritte mussten von Anfang an in der Planung und Fertigung der Maschinenbaukomponenten berücksichtigt werden. Nach Überwindung der freien Strecke im Turm war der Pulling-Block in die Steel-Box einzuführen.



28 29 Auffahren auf den Ponton und Durchfahrt durch die bestehende Botlek-Brücke
© Waagner-Biro Bridge Systems AG



30 31 Montage von Guiding-Box und Seilköpfen
© Waagner-Biro Bridge Systems AG



Erst wurde das Deck gehoben, das nicht in der heutigen Schifffahrtsrinne liegt, wobei der Vorgang von Übernahme des Stahldecks durch Waagner-Biro bis zum Erreichen der Hochlage 90 Arbeitsstunden dauerte. Beim zweiten Deck standen nur noch 43 h für diesen Prozess zur Verfügung, Anlass jener Beschränkung war das enge Zeitfenster für die Blockade der Schifffahrtsöffnung. Aufgrund der exakten Planung und der Prozessverbesserungen nach dem ersten Hub konnte die Operation in 32 h abgeschlossen werden; hierfür war ein straff organisiertes Team von 200 Mann im Einsatz. Die Einzelschritte wurden über ein Jahr lang in engster Abstimmung zwischen den beteiligten Unternehmen geplant.



32 33 Heben der Brücke mittels Litzen und Einführen des Pulling-Block in die Steel-Box
© Waagner-Biro Bridge Systems AG



34 Erstes Brückendeck nach dem Einheben, zweites vor dem ersten Hub
© Waagner-Biro Bridge Systems AG

5.4 Inbetriebnahme

Die Qualitätskontrolle und Inbetriebnahme der Lieferungen verliefen nach folgendem Muster:

- Zu jedem Plan existierte ein »Inspection and Test Plan« (ITP).
- Über einen ITP hinausgehende Werkprüfungen wurden in »Factory Acceptance Tests« (FAT) abgehandelt.
- An der Baustelle finden »Site Acceptance Tests« (SAT) statt. FATs und SATs können auch ineinandergeschachtelt werden, je nach Komplexität der Komponenten.
- Die komplette Maschine wird in Form eines »Site Integration Test« (SIT) geprüft.

Alle Testabläufe wurden im Detail mit dem Kunden abgestimmt und in Protokollen festgehalten. Ein erfolgreicher SIT stellte die Basis für die Übergabe an den Endkunden dar.

Autoren:

Dipl.-Ing. Martin Lechner
Dipl.-Ing. Ernst Antesberger
Dipl.-Ing. Martin Flatz
Dipl.-Ing. Bego Nozinovic
Waagner-Biro Bridge Systems AG,
Wien

Auftraggeber und Endkunde

Rijkswaterstaat, Ministry of Infrastructure and the Environment, Rotterdam, Niederlande

Geralunternehmer

A-Lanes A 15 Mobility vof, Pernis, Niederlande

Generalplaner

VCE Consult ZT GmbH, Wien, Österreich

Stahlbau

Eiffel Deutschland Stahltechnologie GmbH, Hannover

Transport Stahldeck

Mammoet Europe B.V., Rotterdam, Niederlande

Maschinenbau und Elektrik

Waagner-Biro Bridge Systems AG, Wien, Österreich

ATIS Cableskin®

UV- und Langzeitkorrosionsschutz
mit Luftentfeuchtungsoption
für Seile

Veterans Memorial Bridge, Texas USA 2014/2015
Zu schützende Gesamtoberfläche: 2.330 m²
Effektive Applikationszeit: 44 Tage



Allg.
bauaufsichtliche
Zulassung
&
Europäische
Zulassung
(ETA)

Ingenieurgesellschaft
für Höhenarbeiten





Beratung



Inspektion



Schutz



Montage

ISO 9001 & SCC

www.alpintechnik.de

Bemerkenswertes Dienstjubiläum von Uwe Heiland Stahl(brücken)bau über mehr als zwei Dekaden

■ ■ ■ von Michael Wiederspahn, Uwe Heiland

Nach Anfertigung seiner Diplomarbeit und einem anschließend absolvierten Forschungsstipendium an der Hochschule für Architektur und Bauwesen in Weimar, der jetzigen Bauhaus-Universität, trat Dipl.-Ing. Uwe Heiland in das damalige Stahlbauunternehmen Krupp Industrietechnik in Hannover ein – und durchlief dort fast alle Bereiche und das meist in leitender Funktion. Seit 2010 ist er alleinverantwortlicher Geschäftsführer der 2007 in Eiffel Deutschland Stahltechnologie umfirmierten und seitdem zum französischen Eiffage-Konzern gehörenden Gesellschaft, was auch bedeutet, dass er heute auf ein über 25-jähriges Dienstjubiläum zurückblicken kann. Das ist in vieler Hinsicht äußerst bemerkenswert: In dieser Zeit wurde, von ihm maßgeblich geprägt, der Wandel von einer »reinen« Stahlbaufirma zu einem Engineering-Unternehmen vollzogen, das mit rund 200 Mitarbeitern inzwischen ca. 80 Mio. € umsetzt und dabei stets stabile Jahresgewinne ausweist. Ein weiterer Aspekt, der hier nicht unerwähnt bleiben darf, sind die großen (Ingenieur-)Bauwerke, die unter seiner Ägide entstanden sind und entstehen, wie unter anderem die Botlek-Hubbrücke und die momentan in Errichtung befindliche Hochmoselquerung, oder eben Tragstrukturen, die ertüchtigt wurden und werden, wie etwa die Kennedy-Brücke in Bonn und die Müngstener Brücke. Im Gespräch mit ihm die Vergangenheit und Zukunft, wichtige Erfahrungen und neue Perspektiven im Stahl(brücken)bau zu beleuchten, erschien uns deshalb mehr als sinnstiftend.

Wiederspahn

Was hat Sie bewogen, sich nach Ihrem Studium bei einem »Stahlbauer« zu bewerben?

Heiland

Es gab zwei wesentliche Motivationen. Zunächst das Raumfachwerk Krupp-Montal, das die Krupp Industrietechnik vor 25 Jahren mittels eines für damalige Verhältnisse sehr modernen CAD-CAM-Prozesses modellierte, konstruierte und fertigte. Zu der dahinter arbeitenden Numerik hatte ich durch mein Studium in Weimar einen guten Zugang. Darüber hinaus war der Firmenname »Krupp« Synonym mit Leuchtkraft, wie gesagt: vor 25 Jahren.

Wiederspahn

Welche Aspekte faszinieren Sie besonders am Stahlbau oder, dem Titel dieser Zeitschrift eher entsprechend, am Stahlbrückenbau?

Heiland

Es ist natürlich die Attraktivität der Aufgaben. Aber für mich gibt es einen sehr wesentlichen weiteren Aspekt: Wir bewegen uns mit den Konstruktionen, die wir technisch und organisatorisch verantworten, in einem Kollegenkreis, der sich gegenseitig schätzt und respektiert, in dem der technisch anspruchsvolle Dialog gepflegt wird und Freude macht.



■ Dipl.-Ing. Uwe Heiland
© Eiffel Deutschland Stahltechnologie GmbH

Wiederspahn

Wenn Sie die vergangenen 25, 26 Jahre Revue passieren lassen, werden Sie sicherlich auf einige Veränderungen und Bauwerke zurückblicken können, die größere Herausforderungen darstellten als andere. Im Vorgriff auf die nächsten Fragen wäre es sehr hilfreich, wenn Sie die entscheidenden »Wegmarken« technischer Natur kurz benennen und erläutern würden.

Heiland

Es standen zunächst durch den Bau der Schnellbahnverbindung Hannover–Berlin Eisenbahnbrücken im Fokus. Diese traten durch die Errichtung der großen Verbundbrücken, wie zum Beispiel Beesedau oder Neuötting, in den Hintergrund. Spektakulär bleiben und sind die Svinesundbrücke, die im Bau befindliche Hochmoselquerung, die sieben Messehallen in Stuttgart und natürlich der technisch ausgezeichnete und politisch leider »verunglückte« Flughafen Berlin Brandenburg (BER) oder »Willy Brandt« in Berlin.



■ Botlek-Hubbrücke in Rotterdam
© Konsortium A-Lanes



■ Künftiges Erscheinungsbild der Hochmoselquerung
© Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz

Wiederspahn

Sie sind ja als kritischer Kopf bekannt und scheuen auch nicht klare, unmissverständliche Formulierungen. Infolgedessen würde mich interessieren, wie Sie die Entwicklung in den letzten Jahren beurteilen, vor allem in Bezug auf das sogenannte Binnenverhältnis von Auftraggeber und Auftragnehmer.

Heiland

Ich werbe in unseren Projekt-Management-Teams und bei unseren Führungskräften für das Verständnis des gegenseitigen »Aufeinander-angewiesen-Seins«. Wir binden in unsere Aufgaben Partner als Fachingenieure, Lieferanten etc. ein, und werden von Auftraggebern für Aufgaben ausgewählt und beauftragt. Diese Verflechtung erzwingt den konstruktiven Dialog und die Lösungsbereitschaft. Dort jedoch, wo keine oder keine hinreichende Kompetenz, ob technisch oder organisatorisch, vorhanden ist, kann auch keine Lösungsbereitschaft erwachsen. Als Folge eines Kompetenzvakuums oder -defizits entsteht der Schützengraben, an dessen Brüstung sich eine Vielzahl von sich berufen fühlenden Teil-Wissenden – Bauwirtschaftler, Gutachter und Berater für dieses und jenes – produziert und das Vakuum nicht füllen kann, wohl aber viele Seiten Papier. Es gibt ihn noch, den souveränen Bauherrn, aber leider immer seltener!



■ Ertüchtigung der Hängebrücke über die Saar in Mettlach
© Eiffel Deutschland Stahltechnologie GmbH

Wiederspahn

Und darüber hinaus?

Heiland

Es ist, gerade bei Auslandsprojekten, beim Bauen für private Investoren, befreiend, zu erleben, dass Logik und Kostenbewusstsein die Prüfsteine für Lösungen darstellen. Das Gegenteil dazu ist die praktizierte Kultur des Fehlervermeidens. Auf gut Deutsch: Egal, was es kostet und wie lange es dauert, Hauptsache, man hat keinen Fehler zu verantworten.



■ Hochbahntrasseninstandsetzung in Berlin
© Eiffel Deutschland Stahltechnologie GmbH

Wiederspahn

Verantwortung ist, wie Sie in Ihren Vorträgen und Veröffentlichungen immer wieder betonen, für Sie und Eiffel Deutschland nicht nur eine Vokabel, sondern ein Wert, der gelebt wird. Wie definieren Sie also Verantwortung? Und wie spiegelt sich das in der Praxis wider? Gilt das für jeden Mitarbeiter, an jedem Ort und in jeder Form?

Heiland

Eine Gruppe und ein Unternehmen sind dann stark, wenn sich viele Einzelstärken klug verknüpfen. Und dies gelingt dann, wenn Einzelne bereit sind, ihre Stärken einzubringen und die Organisation das zulässt. Wir fordern dies geradezu von unseren Kollegen. Wir übergeben sehr viel Verantwortung an viele Mitarbeiter. Nach außen hin scheuen wir nicht davor zurück, auch aktiv in Projektprozesse von Großaufträgen einzugreifen, wenn das dem Gesamtprojekt zugutekommt. Das ist mit Risiken verbunden, aber wir schauen gewöhnlich auf die Chancen.

Wiederspahn

Im Fall des nicht minder schönen Begriffs von der stets einzufordernden Leistung dürfte es sich, wenn ich nicht irre, ganz ähnlich verhalten. Sie verbinden mit ihm Statement, Anspruch und Aufruf nach innen und außen. Warum und mit welchen – natürlich positiven – Konsequenzen?

Heiland

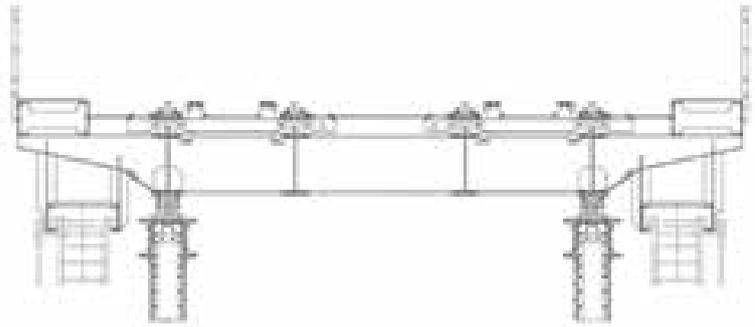
Leistung. Das ist sehr einfach, denn zunächst ist es ein Alleinstellungsmerkmal. Wer bekennt sich gerne so eindeutig? Und damit verbunden ist, und das ist so gewollt, der kritische Blick der Beobachter von außen, aber auch das disziplinierende Selbstbefragen nach innen: War (oder ist) das »Leistung«?

Wiederspahn

Welche Rolle spielt in dem Zusammenhang eine Veranstaltung wie der »Tag der Technik«, den Sie vor zwei Jahren durchgeführt haben?

Heiland

Wir brauchen von Zeit zu Zeit auch eine Selbstreflexion, die nicht nur kritisch und selbstkritisch ist, sondern das Selbstbewusstsein stärkt. Der »Tag der Technik« war quasi eine Werkschau aus Ideen, Patenten und Lösungen, getragen vom Zusammengehörigkeitsgefühl eines großen Teams.



■ Neue Fahrbahnkonstruktion für die Müngstener Brücke
© Eiffel Deutschland Stahltechnologie GmbH

Wiederspahn

Unabhängig davon: Gibt es neue Methoden oder Verfahren, die Sie unter technischen und ökonomischen Aspekten als vorteilhaft, gewinnbringend oder sogar zukunftsweisend einschätzen?

Heiland

Hier gibt es keine langfristige und tiefgehende Orientierung. Wir entwickeln Produkte und Verfahren immer im Kontext zu erkennbaren Bedürfnissen. Wir betreiben auch Forschung, jedoch nicht zum Selbstzweck. Im Gegensatz zum Wissenschaftsbereich einer Universität oder einer Forscherbiographie hat (und wird) sich unser Unternehmen nicht dem Biegedrillknicken oder ähnlich Interessantem hingeben.

Wiederspahn

Daran anknüpfend würde ich gern wissen, weshalb Sie den Wandel von einem reinen »Stahlbauer« zu einem Engineering-Unternehmen als zielführend erachtet und wie Sie diesen letztlich vollzogen haben.

Heiland

Deutsches Ingenieur-Know-how ist ein Wert. Wir sehen uns dem verpflichtet und sind empört, wenn der Ruf nachlässig aufs Spiel gesetzt wird. Die Orientierung auf Engineering-Kompetenz wird uns als Unternehmen langfristig tragen.

Wiederspahn

Zum Abschluss noch die Frage: Was würden Sie sich wünschen, was sollte oder müsste sich wandeln, damit sich das Bild bzw. die Außenwirkung des Stahlbaus wie des Bauingenieurwesens deutlich verbessert? Junge Menschen für diesen faszinierenden Beruf zu begeistern, dürfte ja unser aller Ansporn sein.

Heiland

Ich bin nicht sicher, ob es hier so viel zu verbessern gibt. Wir sind anziehend, haben tolle Projekte, und beim wohlfeilen Jammern über die Rolle des Stahlbaus usw. schalte ich gewöhnlich ab.

Wiederspahn

Herr Heiland, ich bedanke mich ganz herzlich für dieses Gespräch.

Autoren:

Dipl.-Ing. Michael Wiederspahn
Verlagsgruppe Wiederspahn
Dipl.-Ing. Uwe Heiland
Eiffel Deutschland Stahltechnologie GmbH,
Hannover



■ Kennedybrücke in Bonn nach ihrer Erneuerung
© Reiner Henkel/www.wikipedia.org



Bereits heute laden wir Auftraggeber, Architekten und Ingenieure ebenso wie Verantwortliche aus Bauverwaltungen, Bauunternehmen und Hochschulen zum

17. Symposium Brückenbau

vom 14. bis 15. Februar 2017 ein.

Wir freuen uns, wenn die Teilnehmer, wie in jedem Jahr, bereits am Vorabend zum Abendessen mit den Referenten anreisen.

Große Projekte, und zwar vorwiegend aus Deutschland, werden wir hier mit den Auftraggebern, Planern und ausführenden Unternehmen detailliert vorstellen, wobei wir dem Bereich der Ertüchtigung und Nachrüstung bestehender Bauwerke besondere Aufmerksamkeit widmen werden.

Dass dabei Brückenbauwerke und Tunnel der Deutschen Bahn AG besonders im Fokus stehen werden, betonen wir.

Wir freuen uns, wenn Sie den Termin 14. und 15. Februar 2017 schon heute für uns blocken.

Wir wünschen Ihnen bis dahin eine gute Zeit.

VERLAGSGRUPPE
WIEDERSPAHN
mit MixedMedia Konzepten

Biebricher Allee 11 b
65187 Wiesbaden
Tel.: +49/611/98 12 92-0
Fax: +49/611/80 12 52
kontakt@verlagsgruppewiederspahn.de
www.verlagsgruppewiederspahn.de
www.mixedmedia-konzepts.de
www.symposium-brueckenbau.de

Symposium mit anschließender Exkursion in Nordbayern **Ausbau der Bundesautobahn A 3 im Großraum Würzburg**

■ ■ ■ von Siegfried Löffler

Für besonders gewinnbringende Ein- und Ausblicke sorgen stets jene Konferenzen und Kongresse, die Theorie und Praxis sinnstiftend miteinander verbinden, also mit einer Kombination aus instruktiven Vorträgen und nachfolgender Baustellenbesichtigung aufwarten – wie eben die Veranstaltung »Ausbau der Bundesautobahn A 3 im Großraum Würzburg«, die am 2. und 3. November quasi direkt vor Ort stattfand. In Kooperation mit der Autobahndirektion Nordbayern initiiert und ein Gesamtprojekt thematisierend, das zu den derzeit wohl größten und spannendsten in ganz Deutschland gehört, war diese Tagung zweifelsohne von hervorragender Qualität, referierten in Würzburg doch ausschließlich die jeweils Verantwortlichen aus Bauverwaltung, Ingenieurbüros und Bauunternehmen, so dass letztlich alle Aspekte zur Sprache kamen, die bei Planung und Ausführung der hier zu errichtenden Brücken, Tunnel und Lärmschutzwände eine Rolle spielen, und zwar genauso differenziert wie kompetent. Gleiches gilt im Übrigen auch für die Exkursion unter Leitung der Autobahndirektion Nordbayern, die den ca. 150 Anwesenden in überaus anschaulicher Form zusätzliche Erkenntnisse vermittelte. Und: Wie bei jedem Symposium der Verlagsgruppe Wiederspahn hatte der angehende Nachwuchs aus Hochschulen und Universitäten die Möglichkeit zur kostenfreien Teilnahme, die in Würzburg fast 50 Studierende des Bauingenieurwesens nutzten, unter ihnen sogar eine Gruppe aus Wismar, die extra anreiste.

Gesamtprojekt und Großbauwerke

Auf der Intention beruhend, das Gesamtprojekt in all seinen Facetten angemessen zu beleuchten, umfasste das Vortragsprogramm am ersten Tag in Summe elf Präsentationen, die sich in puncto Themenwahl wie Reihenfolge an den geplanten und überwiegend schon in der Bauphase befindlichen Maßnahmen orientierten und den Anwesenden derart einen prägnanten, ja einen ebenso detaillierten wie konzentrierten Eindruck zu gewinnen erlaubten – von den enormen, in toto zu bewältigenden Herausforderungen ästhetischer, funktionaler und technischer Natur bis hin zu den inzwischen erarbeiteten Lösungen, bei deren Entwicklung in vieler Hinsicht Neuland betreten werden musste und noch muss.

Baudirektor Dipl.-Ing. Alexander Leis, Autobahndirektion Nordbayern, der als Nächster sprach, wusste diesen Hinweis umgehend aufzugreifen, indem er die Ertüchtigung des transeuropäischen Verkehrsnetzes zwischen Heidingsfeld und Randersacker als ein Vorhaben bewertete, dessen Verwirklichung auf der Einhaltung nicht minder hoher Qualitätsstandards basiere.

An seinen exakten Überblick über Anlass, Vorgeschichte und Ablauf des A-3-Ausbaus im Großraum Würzburg gliederten sich jetzt vertiefende Einzelbetrachtungen an, die sich den verschiedenen Bauwerken in dem betreffenden Streckenabschnitt widmeten und deren jeweilige Charakteristika erhellten, wobei Prof. Dipl.-Ing. Christian Baumgart wiederum



■ Kompetente Referenten: (unter anderem) Prof. Dipl.-Ing. Christian Baumgart, Ltd. Baudirektor Dipl.-Ing. Bernd Endres und Dipl.-Ing. Tobias Mansperger
 © Patty Varasano/Verlagsgruppe Wiederspahn

Der Auftakt im Maritim Congress Centrum galt freilich dem Veranstaltungsort: Nach der offiziellen Begrüßung durch Dipl.-Ing. Michael Wiederspahn, der zugleich als Moderator fungierte, war es Prof. Dipl.-Ing. Christian Baumgart, Baurreferent der Stadt Würzburg, offenkundig ein Anliegen, sein Grußwort um einen kurzen Exkurs durch Würzburgs Historie anzureichern und in dem Zusammenhang aufzuzeigen, dass Architektur und Ingenieurwesen in einer Stadt mit Unesco-Welterbestatus fast unweigerlich eine besondere Aufmerksamkeit genießen.

den Anfang machte und unter dem Titel »Zur Bedeutung interdisziplinärer Wettbewerbe am Beispiel Würzburg« die Vorzüge eines Verfahrens dokumentierte, das im Fall der Talbrücke Heidingsfeld zur Anwendung kam. Die passende Ergänzung lieferte direkt danach Ltd. Baudirektor Dipl.-Ing. Bernd Endres, Autobahndirektion Nordbayern, vermochte er doch in erfreulicher Klarheit sowohl die Schäden an der bisherigen Talquerung zu benennen als auch jene Kriterien zu beschreiben, die bei Entwurf und Errichtung des Ersatzneubaus zu erfüllen waren

und sind. Dessen Konstruktion in Stahlverbundbauweise präzierte darüber hinaus Dipl.-Ing. Tobias Mansperger, Leonhardt, Ändra und Partner, Beratende Ingenieure VBI AG, der im Rahmen seiner Erläuterungen zudem begründete, weshalb es äußerst zweckdienlich ist, die statische Berechnung einer solchen Tragstruktur anhand von dreidimensionalen Modellen durchzuführen. Das konnte Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt.-Ing. Martin Mensinger, Technische Universität München, im Anschluss nur bestätigen, zumal er über Untersuchungen an seinem Lehrstuhl zum »Plattenbeulen im Stahl- und Stahlverbundbrückenbau« informierte, die im Prinzip unabdingbar waren, um die Herstellung der Talbrücke Heidingsfeld in der ursprünglich konzipierten Form nicht zu gefährden. Mit dem Katzenbergtunnel, einem Bauwerk von ähnlich imposanter Länge und Breite, beschäftigten sich hingegen zwei Referenten, beginnend mit Bauoberrat Dipl.-Ing. Tobias Bäuml, Autobahndirektion Nordbayern, der alle planungsrelevanten Parameter konkretisierte, wie unter anderem Trassierung, Querschnitt, Betontechnologie, Entwässerung, Abdichtung, Fugenausbildung und Portalgestaltung, während Dipl.-Ing. Sebastian Gramlich, Leonhard Weiss GmbH & Co. KG, überzeugend veranschaulichte, welche Faktoren den Bauablauf bestimmen und warum man sich hier definitiv auf den Einsatz von Polypropylen-(PP-)Faserbeton und die Anordnung eines Chlorid-Monitoring-Systems geeinigt hat.

Weitere Maßnahmen und Aspekte

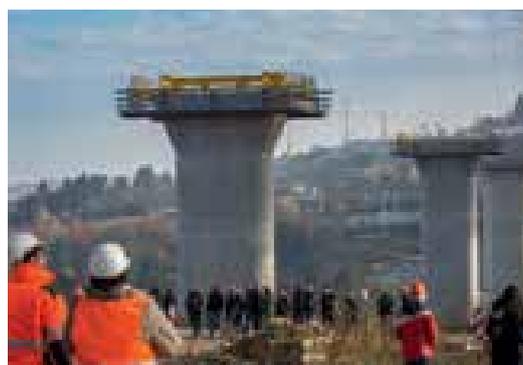
Neben den beiden zuvor erörterten Ingenieurbauwerken seien die »Lärmschutzmaßnahmen im Bereich der A 3 bei Würzburg« sicherlich ein weiteres wesentliches Element dieses Großprojekts, wie Ltd. Baudirektor Dipl.-Ing. Bernd Endres bereits zur Einleitung betonte, um dann explizit zu schildern,

was wie und wo an entsprechenden Vorkehrungen realisiert wurde oder noch werden soll, nämlich unter anderem eine Absenkung der Gradienten, die Verwendung lärmindernder Fahrbahnbeläge sowie die Errichtung von Stütz- und Lärmschutzkonstruktionen mit einer Höhe von zum Teil mehr als 15 m. Dass die Instandsetzung der Mainbrücke Schwarzach an der Bundesstraße B 22 zu jenen Aufgaben zählte bzw. zählt, die sich als durchaus exemplarisch bezeichnen lassen, da im Vorfeld ihrer Ertüchtigung eine objektbezogene Schadensanalyse anzufertigen war, vermittelte wiederum Dipl.-Ing. (FH) Ralf Bothner, Leonhardt, Ändra und Partner, der in und mit seinen plausiblen Darlegungen im Übrigen für eine ganzheitliche Methodik bei Bestandserfassung und nachfolgender Mängelbeseitigung plädierte. An die damit verbundene Einschätzung von Dauerhaftigkeit als einem unverzichtbaren Attribut und insofern einem per se anzustrebenden Ziel knüpfte Dipl.-Ing. Dietmar Hildebrandt, Institut Feuerver-

zinken GmbH, gleichsam nahtlos an, indem er das »Feuerverzinken im Brückenbau und bei Lärmschutzwänden« als beste, weil wirtschaftlichste Alternative zum Schutz vor Korrosion einstufte. Eine Herausforderung, die ebenfalls gemeistert werden muss, will man große Bauvorhaben auch unter organisatorischen Aspekten kosten- und termingerecht abwickeln, verkörpert das Planmanagement, wie Dipl.-Ing. (FH) Andreas Fersch, Eplass project collaboration GmbH, als letzter Vortragender erklärte und an zwei Beispielen verdeutlichte, deren Prüf- und Genehmigungsprozesse zur Erleichterung und Vereinfachung des sogenannten Workflows im internetbasierten Projekt-raum abgebildet und archiviert werden. Mit einem gemeinsamen Abendessen in einem exquisiten Würzburger Restaurant endete nun der erste Tag des Symposiums, der buchstäblich hochinteressant war – und en passant erhebliche Neugierde ob der Exkursion und der dabei zweifellos zu intensivierenden Erkenntnisse weckte.



Sach- und fachkundige Erläuterungen vor Ort
© Patty Varasano/Verlagsgruppe Wiederspahn



Intensive Begutachtung der Talbrücke Heidingsfeld und des Katzenbergtunnels
© Patty Varasano/Verlagsgruppe Wiederspahn



■ Große Resonanz in der Tagespresse
© Main-Post GmbH & Co. KG



Besichtigung von Brücke und Tunnel

Die Rahmenbedingungen waren nahezu perfekt: Bei weißblauem Himmel, strahlendem Sonnenschein und eher milden Temperaturen starteten die Busse zur Baustelle, an der die Teilnehmer von Ltd. Baudirektor Dipl.-Ing. Bernd Endres, Bauoberrat Dipl.-Ing. Tobias Bäuml und den Projekt- bzw. Bauleitern von Confido Ingenieure GmbH und Donges SteelTec GmbH empfangen und begrüßt wurden. Danach ging es sofort in medias res, das heißt, die Besichtigung der Talbrücke Heidingsfeld und des Katzenbergtunnels erfolgte nacheinander in zwei Gruppen, so dass eine jede von ihnen über genügend Zeit für eine minutiöse Begutachtung der beiden in Entstehung befindlichen Großstrukturen verfügte. Da die Talquerung im Taktschiebverfahren errichtet wird, stießen hier speziell die Details der Hilfskonstruktionen und der Montage des in Segmenten vorgefertigten und angelieferten Überbaus auf besondere Aufmerksamkeit, während im Fall des Tunnels vor allem die Qualität des inzwischen ausgehärteten PP-Faserbetons und der Anschluss an die Lärmschutzwände und das Brückenwiderlager genauer studiert und diskutiert wurden.

Nach rund drei Stunden, die dank der ebenso sach- wie fachkundigen Führung und der Beantwortung sämtlicher, ja selbst der spontan aufgetauchten Fragen für mannigfaltige Ein- und Ausblicke sorgten, galt es dann wieder die Busse zu besteigen, wartete doch das Abschlussbuffet im reservierten Bereich der Raststätte Würzburg Nord auf die »Mitreisenden« – zum Ausklang eines außerordentlich gelungenen Symposiums, wie alle Anwesenden mit Nachdruck bestätigten.

Und wie bei jedem Symposium der Verlagsgruppe Wiederspahn liegen sämtliche Vorträge natürlich zusätzlich in gedruckter Form vor – als Ausgabe 5-2015 der Zeitschrift »Brückenbau«, die als Einzelheft 14 € kostet und in jeder gut sortierten Fachbuchhandlung oder aber direkt über den Veranstalter zu erwerben ist.

Autor:
Siegfried Löffler
Fachjournalist,
München



■ Tagungsband mit allen Vorträgen
© Verlagsgruppe Wiederspahn

LEISTUNG BEWEGT.

LEISTUNG VERBINDET.

SIE, UNS, DAS PROJEKT.

Einfach. Mehr. Leistung.



Mahatma Gandhi Brücke, Hamburg

Erfolgreiche Grundinstandsetzung mit Sika Köhlbrandbrücke in Hamburg



Schrägseilkonstruktion als (ein) Wahrzeichen der Hansestadt
© Klaus Nather/Sika Deutschland GmbH

Seit über 40 Jahren verbindet die Köhlbrandbrücke im ehemaligen Freihafen-gebiet des Hamburger Hafens die Elbinsel Wilhelmsburg mit der Autobahn A 7. Entworfen von Paul Boué und Egon Jux, überspannt sie einen 325 m breiten Arm der Süderelbe, den sogenannten Köhlbrand, weist 135 m hohe Pylone auf und gilt daher schon seit Langem als eines der Wahrzeichen der Hansestadt. Das 3.618 m messende Gesamtbauwerk umfasst zwei Rampenbrücken aus Spannbeton sowie die 520 m lange Strombrücke, eine Schrägseilkonstruktion mit einem Stahlhohlkasten als Überbau von ca. 17 m Breite. Für die nun erforderliche Instandsetzung von Fahrbahn, Kappen und Geländer der Strombrücke konnte die Sika Deutschland GmbH qualitativ hochwertige und wirtschaftliche Lösungen anbieten und erhielt deshalb den Zuschlag.

So erfolgte die Erneuerung der Fahrbahnabdichtung nach ZTV-ING, Teil 7, Abschnitt 4 mit einem Abdichtungssystem für Verkehrsbauwerke aus Stahl. Als Grundierung und Korrosionsschutz diente das ungefüllte 2K-Epoxidharz Sika Ergodur-500 S, das hitzebeständig ist und selbst bei tiefen Temperaturen bis 8 °C noch aushärtet. Anschließend wurde die Polymerbitumen-Schweißbahn Sika Ergobit als vollflächige Verbundabdichtung unter dem Gussasphalt als Fahrbahnbelag aufgebracht: Es ist von der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) geprüft und zugelassen worden. Die RHD-Beläge der Kappen wurden nach ZTV-ING, Teil 7, Abschnitt 5 ausgeführt, also zunächst mit SikaCor HM Primer, einer robusten Epoxidharz-Eisenglimmer-Grundbeschichtung mit einer ausgezeichneten Haftung auf den vorbereiteten Stahlflächen, versehen. Mit dem zähelastischen Hybrid-Flüssigkunststoff SikaCor Elastomastic TF trug man im Anschluss eine reaktionshärtende elastische Schutzbeschichtung auf, die als rutschfester, korrosionsbeständiger und mechanisch

äußerst widerstandsfähiger Belag Verformungen aufgrund von Schwingungen und Durchbiegungen aufnimmt und keine zusätzliche Asphaltbeschichtung benötigt.

Auf Geländer und Stahlteile wurde zudem eine dauerhafte Schutzbeschichtung mit Produkten aus dem SikaCor EG-System appliziert, das heißt, mit einer Kombination aus 2K-Grund- und Zwischenbeschichtungen auf EP- bzw. EP-Eisenglimmer-Basis und Polyurethan-Deckbeschichtungen mit hoher Kreidungs- und Farbtonstabilität. Und für die Ausbesserung der Brückenseile und -kabel kam das Sika Cable Korrosionsschutz-System zur Anwendung.

Mit seinem umfassenden Komplettportfolio an bewährten Lösungen für den Schutz und die Instandsetzung von allen Brückensystemen leistet Sika einen nachhaltigen Beitrag bei Neubau und Sanierung, wie sich an der Schrägseilbrücke über den Köhlbrand zweifelsohne erkennen lässt.

www.sika.de



Erneuerung: Fahrbahn, Kappen und Geländer
© Klaus Nather/Sika Deutschland GmbH



Aufbringen von Grund- und Schutzbeschichtung
© Klaus Nather/Sika Deutschland GmbH

Dauerhafte Abdichtungssysteme und Füllstoffe von StoCretec Sanierung von Brückenfahrbahnen und Rissen

Jede zweite Brücke in Deutschland ist derzeit sanierungsbedürftig, resultierend aus dem weiterhin ansteigenden Schwerlastverkehr und der Verwendung von Tausalzen, wobei vor allem die Fahrbahnen gelitten haben. Gerade deren Instandsetzung ist eine komplexe Aufgabe: Die Sperrzeiten sollen minimal sein, und das gewählte Verfahren muss auch bei schlechter Witterung funktionieren, was Bauarbeiter wie -stoffe fordert. StoCretec hat nun genau für solche Fälle die geprüften dauerhaften Abdichtungssysteme StoMonoflexbahn 200 nach ZTV-ING Teil 7, Abs. 1 (einlagige Schweißbahn) sowie StoPur BA 2000 nach ZTV-ING Teil 7, Abs. 3 (Flüssigkunststoff) entwickelt und dabei besonders auf die Verarbeitungssicherheit geachtet. Bestandteil beider ist die zweikomponentige Grundierung StoPox BV 100, die schnell härtet, mit kurzen Überarbeitungsintervallen auskommt und sogar auf jungem Beton eine gute Frühwasserbeständigkeit bietet. So ist StoPox BV 100 absolut ideal für die Baustellensituation auf Brücken. Da beim Aufbringen der Schweißbahn und der Verlegung des Gussasphalts Temperaturspannungen auftreten, welchen das Epoxidharz aufgrund seiner speziellen Formulierung ausweicht, ist StoPox BV 100 mit einem innovativen Thermoindikator ausgestattet, der die optische Kontrolle der Brennerführung ermöglicht: Bei richtiger Einbautemperatur verändert



■ Kombination aus Bitumenbahn und Grundierung
© StoCretec GmbH



■ Anzeige der richtigen Einbautemperatur
© StoCretec GmbH

das gelb lasierende Grundierharz seinen Farbton in Orange. Und: Neben der Verwendung als Grundierung eignet sich StoPox BV 100 sowohl als Versiegelung bei Systemen mit Bitumendichtungsbahnen nach ZTV-ING TL/TP-BEL-B1 als auch als Kratzspachtelung zum Ausgleichen von Rautiefen bis 5 mm. Risse gefährden, je nach Beton und Ort, die Dauerhaftigkeit und damit die Nutzung von Bauwerken, weshalb hier ein rasches Handeln unabdingbar bleibt. Für die Instandsetzung schadhafter Bauwerke und das dauerhafte Schließen von Rissen hat StoCretec daher neue Injektionsharze entwickelt, welche die verminderte Gebrauchstauglichkeit schnell wiederherzustellen helfen. Neu in der Palette an Rissfüllstoffen ist zum Beispiel

das Polyurethanharz StoJet PIH 200: Es schließt trockene, feuchte und sogar wasserführende Risse und dichtet sie mit einer dehnfähigen Verbindung zuverlässig ab. Das Injektionsharz entspricht der DIN EN 1504-5 und erfüllt zudem die nationalen Anforderungen nach DIN V 18028 für die Instandsetzung von Beton. Handelt es sich freilich um Risse, die unter Druck Wasser führen, ist zunächst eine Vorinjektion mit dem ebenfalls neu entwickelten StoJet PU VH 200 vorzunehmen, denn bei Wasserkontakt bildet das zweikomponentige Polyurethanharz innerhalb von Sekunden einen kompakten und stabilen Schaum, der den Wasserzufluss sofort stoppt. Die Nachinjektion mit StoJet PIH 200 sorgt dann für die dauerhafte dehnfähige Rissabdichtung.

www.stocretec.de



■ Injektion von Füllgut, Einschlagen der Packer und Nachinjektion
© StoCretec GmbH

Zeitoptimierte Montage und Instandsetzung dank Diamant Metallplastic Korrosionsfester, kraftschlüssiger Spaltausgleich im Stahlbau

Zeit, Zeit und nochmals Zeit: Auf der großen Bühne des Stahlbaus spielt der Faktor Zeit eine der Hauptrollen – sei es in der dramatischen Besetzung als »Zahn der Zeit« mit seinem unangenehm zersetzenden Charakter oder in der alles dominierenden Paraderolle als »Zeit ist Geld«. Kein Regisseur einer Bau- oder Instandsetzungsmaßnahme kann ohne Berücksichtigung dieses schwierigen Protagonisten mit Applaus rechnen. Besonders ausgeprägt ist das im Bereich der Verkehrsinfrastruktur, denn Betriebsunterbrechungen aufgrund von Instandsetzungsarbeiten schlagen hier finanziell und volkswirtschaftlich sehr schmerzhaft zu Buche.

Neue, Aufwand und Zeit reduzierende Lösungen für die Instandsetzung und Montage sind deshalb mehr als gefragt – sei es in Form zukunftsweisender Materialien oder innovativer Applikationsverfahren oder eben als ideale Kombination aus beiden. Und genau das verspricht ein neuentwickeltes Spaltausgleichsmaterial der deutschen Diamant Metallplastic GmbH namens MM1018, das im Januar 2013 als erstes seiner Art die Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) erhielt.



Nach DIN ausgeführter Flanschstoß mit Futterblech
© Diamant Metallplastic GmbH

MM1018 ist ein Polymersystem in Kombination mit hochfesten Metallfüllstoffen und eröffnet die Möglichkeit, Toleranzen zwischen Stahlelementen an Ort und Stelle auszugleichen. Dabei wird eine hoch druckfeste, 100 % kraftschlüssige und kriechfeste Verbindung zwischen den Stahlkomponenten geschaffen. Und, als vielleicht größter Vorteil: Dank ausgesprochen schneller Aushärtung wird enorm viel Zeit gespart.



Klaffung an einem Flansch mit mechanisch angefertigtem Futterblech
© Diamant Metallplastic GmbH

Die Forderung der DIN EN 1090-2, Klaffungen im Flanschbereich auf < 2 mm zu beschränken, stellt für das Spaltausgleichsmaterial kein Problem dar, erlaubt es im Vergleich zu mechanisch angefertigten Futterblechen oder Keilplatten doch einen 100%igen Ausgleich bis auf < 250 µm, womit sich berechtigterweise von einem Nullspaltflansch sprechen lässt, und zwar bei Zeitersparnis, die sich in vielen Fällen auf mehrere Tage beläuft.

Was dieser »Zeitsprung« bedeutet, belegen unter anderem Erfahrungen des Wasser- und Schifffahrtsamtes in Nürnberg. Konkret ging es hier um die Sanierung an den Untertormasken der Schleusen Strullendorf, Hausen, Nürnberg, Bamberg, Leerstetten, Eckersmühlen und Hilpoltshaus im Bereich des Main-Donau-Kanals.

Erforderlich war jeweils die Sanierung der verschlissenen Hartauflager, also der Lagerflächen für die wasserbelasteten Untertore. Wären nach konventioneller Machart ein aufwendiges Ausstemmen der alten und ein langwieriges Einbringen komplett neuer Lager erforderlich geworden, bot der Werkstoff MM1018 einen neuen Weg.

Dank seiner Eigenschaft, Spalte und Hohlräume kraftschlüssig zu verfüllen, konnten die abgenutzten Hartauflager problemlos aufgedoppelt werden: Der »Zahn der Zeit« ließ sich also einfach »überkronen«, wobei die geforderte Ebenheit der Elemente von ± 1 mm auf 12 m Länge mühelos realisiert wurde, verbunden mit absoluter Korrosionsbeständigkeit für das »überkronete« Lager und den Zwischenraum zur Aufdoppelung, denn das Polymersystem MM1018 schützt die umschlossenen Flächen und verfüllten Räume zuverlässig gegen Korrosion – und ist sogar seewasserfest.



Hinterfüllung von Hartauflagedichtungen am Schleusentor
© Diamant Metallplastic GmbH



Erscheinungsbild der alten, korrodierten Hartauflagerung
© Diamant Metallplastic GmbH

In Summe bietet es

- Zeitersparnis,
- Korrosionsbeständigkeit,
- Seewasserfestigkeit,
- 100 % kraftschlüssigen Spaltausgleich,
- hohe Druckfestigkeit,
- niedrigen Kriechkoeffizienten,
- sehr geringe Schwindung.

Bis dato wurde es weltweit bereits an mehr als 800 Stahl-, Stahlverbund- und Brückenbauwerken erfolgreich eingesetzt.



Anwendung der »flüssigen« Keilplatte
© Diamant Metallplastic GmbH

Bei MM1018 handelt es sich um ein mit speziellen metallischen Stoffen hoch aufgefülltes Zweikomponenten-Reaktionsharzsystem. Das Material ist verfügbar in zwei Produkt- und Applikationsvarianten, pastös und flüssig. Und beide gewährleisten einen vollständigen Spaltverschluss ohne mechanische Vorarbeit an den Stahlkomponenten, unterscheiden sich aber grundlegend in der Anwendung, was erlaubt, flexibel auf bauseitige Bedingungen einzugehen. Das pastöse Material kommt immer dann zum Einsatz, wenn die jeweiligen Teile noch nicht dauerhaft miteinander verbunden sind und sich zwischen den Auflageflächen eine Mindestarbeitshöhe von 20 mm einstellen lässt. Es wird kreuzförmig auf die metallisch blanken, von losen Partikeln befreiten Flächen aufgebracht, und selbige werden anschließend zusammengefügt.



Auftrag des pastösen Spaltausgleichsmaterials
© Diamant Metallplastic GmbH

In der flüssigen Variante wird es für die »reaktive« Applikation gewählt, ergo für den nachträglichen Spaltausgleich in bereits montierten Stahlkonstruktionen, zum Beispiel im Rahmen von Sanierungsarbeiten, wie an den eingangs erwähnten Schleusen. Bei der reaktiven Anwendung wird das flüssige Polymermaterial über Injektionsöffnungen in den zuvor mit Diamant MM1018 Rapid von außen abgedichteten Spalt eingebracht. Die dabei aus ihm verdrängte Luft entweicht über Entlüftungsöffnungen in der Dichtmasse. Auch das flüssige Material ist, wie das pastöse, in der Regel und bei entsprechender Umgebungstemperatur innerhalb von 24 h voll belastbar ausgehärtet. Sein ganzes Potential entfaltet es, wenn der Spaltausgleich präventiv bereits in der Planungsphase berücksichtigt wird, um sämtliche Vorzüge in puncto Kosten- und Zeitersparnis zu nutzen. Ob pastöse oder flüssige Alternative: Es sind keinerlei mechanische Vorarbeiten wie Schweißen oder Fräsen erforderlich sind. Und: Das Metallpolymer MM1018 ist bauaufsichtlich zugelassen (abZ Z-3.82-2042) und von der DB Netz AG per technischer Mitteilung (TM 2012-315 I.NVT 4)



Anwendung: Injektion des flüssigen Materials
© Diamant Metallplastic GmbH

für viele Anwendungen freigegeben. Der Hersteller, Diamant Metallplastic GmbH, vertreibt das Produkt weltweit und bietet zudem einen eigenen Montageservice. Der »Primadonna« Zeit wird mit dem Spaltausgleichsmaterial MM1018 künftig immer mehr ihrer Attitüde genommen, während dem »Regisseur« Handlungsoptionen eröffnet werden, um die Rollen »Zeit« und »Kosten« auch im traditionellen Stahlbau neu zu besetzen.

www.diamant-polymer.de



Für den kraftschlüssigen Spaltausgleich zwischen druckbelasteten Metallelementen, Brückenlagern, Kopfplatten und Schleusentoren

- Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung
- Keine mechanische Bearbeitung
- Korrosionsbeständig
- 100% Kraftschluss
- Seefasserfest
- Druckfest



DIAMANT
The Metallplastic Company

Tel: 02166-98 36-0
info@diamant-polymer.de
www.diamant-polymer.de

Maßgeschneiderte Schalungen von Peri Systemlösung im Brückenbau

Der Variokit-Ingenieurbaukasten erlaubt, mit wenig unterschiedlichen, standardisierten Bauteilen maßgeschneiderte Lösungen für Brücken- und Tunnelbauwerke zu realisieren, wobei sich die Konsolvariante bei der Errichtung einer Radwegbrücke als besonders einfache und schnell zu montierende Alternative erwies.

Beim Bau der knapp 70 m langen und 4 m breiten Radwegbrücke über die Zschopau im sächsischen Frankenbergr, die als Dreifeld-Struktur geplant worden war, kamen zwei Baukastensystemen von Peri zur Anwendung: Bei der Herstellung der Gesimskappen dienten Variokit-Gesimskappenkonsolen als sichere Arbeitsbühne und ermöglichten eine flexibel anpassbare Schalungsmontage und -ausrichtung, sind die Elemente des Ingenieurbaukastens doch äußerst handlich und daher ebenso rasch wie problemfrei zusammenzufügen. Peri-Systeme lassen sich ja nahezu beliebig kombinieren, weshalb hier auch eine Absturzsicherung mit Gittern des Prokit-Sicherheitssystems gewählt wurde, deren gelbe Pulverbeschichtung im Übrigen den so erzielten Schutz weithin sichtbar macht.



■ Errichtung der Radwegbrücke aus Stahlbeton
© Peri GmbH

So unterschiedlich wie die Brückenbaumethoden sind die Anforderungen an die Herstellung von Gesimskappen, was bedeutet, dass viele Randbedingungen deren Gestaltung und Ausführung beeinflussen. Und für alle von ihnen bietet der Variokit-Ingenieurbaukasten die jeweils optimale Lösung: Der Gesimskappenwagen VGW wird auf dem Brückenüberbauverfahren, die Lasten werden über eine Galgenkonstruktion und Ballast abgetragen, was den Vorteil hat, auf Verankerungen im Überbau verzichten zu können. Die Gesimskappenbahn VGB läuft wiederum auf Rollen, die an der Brückenunterseite befestigt sind. So bleibt der komplette Überbau frei von Störungen und die zu schalende Kappe stets zugänglich.

Speziell für kurze Brücken und Sanierungen eignet sich die Gesimskappenkonsole VGK, denn ihre Konsolen werden von unten am Kragarm fixiert und mit Bohlen zu geschlossenen Bühnen und damit zu Plattformen ergänzt, von denen aus die Schalung sicher und bequem zu montieren und auszurichten ist. Ähnliches gilt für den Rückbau von Brücken, bei dem sie zum Abriss der alten Kappen verwendet werden können.

www.peri.de



■ Kombination von standardisierten Bauteilen
© Peri GmbH



■ Komplette Bühnen zur Montage
© Peri GmbH



■ Konsolenfixierung am Kragarm
© Peri GmbH

Spezielle Leitplanken von ArcelorMittal Schutz für Motorradfahrer in Tschechien

Die gebräuchlichsten Schutzplanken auf tschechischen Straßen tragen die Systembezeichnung NH 4, die eine Abkürzung des ursprünglichen Fabriknamens ist. Seit Beginn der Produktion hat ArcelorMittal Ostrava bereits ca. 45.000 km jener Leitplanken hergestellt.

Und nun wurden zu Testzwecken auf einem 142 m langen Straßenabschnitt bei Šebrov, Bezirk Blansko, spezielle Rückhaltesysteme für die erhöhte Sicherheit von Motorradfahrern montiert: Sie verfügen unter der normalen Schutzplanke über eine zusätzliche, die Motorradfahrer daran hindert, unter der Gesamtstruktur hindurchzurutschen, was in vielen Fällen der Grund für schwere Verletzungen ist. Und gleichzeitig wird auch die Intensität des Aufpralls gegen die Pfosten oder andere ungeschützte Teile der Konstruktion reduziert. In der Tat konnte erst kürzlich deren Effizienz bewiesen werden, denn zwei Motorradfahrer verunfallten hier – und erlitten dank der neuen Planken nur leichten Verletzungen. Nach der Teststrecke in Šebrov erfolgte jetzt der erste kommerzielle Einsatz dieses Sys-

tems von ArcelorMittal Ostrava auf einem 1,60 km langen Landstraßenabschnitt zwischen Ústí nad Orlicí und Andrlův Chlum in der Region von Pardubice in Ostböhmen, an den sich bald weitere anschließen sollen.

ArcelorMittal Ostrava, seit 1969 der einzige Hersteller von Stahlschutzplanken in der Tschechischen Republik, nutzte seine langjährige Erfahrung für die Entwicklung des Systems JSAM-M/H1, dessen Wirksamkeit inzwischen auch durch unzählige Aufpralltests und im Rahmen verschiedener Zertifizierungsprozesse bestätigt worden ist. Bei dem neuen Schutzplankensystem kamen die mikrolegierten Stahlgüten S420MC und S355MC von ArcelorMittal zur Anwendung, die halfen, das Gewicht der Konstruktion im Vergleich zu bisher bzw. früher gebräuchlichen Schutzeinrichtungen um 29–40 % zu reduzieren. Das neue Rückhaltesystem ist also sicherer, leichter und damit auch wirtschaftlicher als das alte NH 4.

www.arcelormittal.com



Teststrecke bei Šebrov
© ArcelorMittal Ostrava a.s.



Verzeichnis aller Rückhaltesysteme
© ArcelorMittal S. A.



PERI live. Das Erlebnis auf der bauma 2016

Neueste Entwicklungen. Spannende Technik. Individuelle Gespräche.

Wir freuen uns auf Ihren Besuch!
bauma 2016 Freigelände Nord, Stand FN 719

bauma.peri.com



**Schalung
Gerüst
Engineering**

Rascher Dehnfugenaustausch durch Maurer Kombination zweier Verfahren

Die Hochstraße Elbmarsch ist die längste und eine der höchstfrequentierten Straßenbrücken Deutschlands. Die 3.840 m, ohne Rampe gemessen, lange Mehrfeldstruktur wurde 1971–1974 errichtet und ist Teil der A 7 südlich des neuen Elbtunnels. Nun kommen die Dehnfugen in die Jahre, und jene an der Auffahrt Waltershof Richtung Norden musste dringend ausgetauscht werden. An dieser Stelle ist die Fahrbahn 20,40 m breit: drei Fahr- und zwei Auffahrtspuren sowie eine Standspur. Der Austausch einer Übergangskonstruktion einer Übergangskonstruktion (Üko) führt unweigerlich zu Verkehrsbeeinträchtigungen, die natürlich so gering wie möglich zu halten sind. Und genau deshalb kam das Maurer Modular Bridging System (MMBS) zum Einsatz: Es überbrückt Bauwerkspalte bis 2,20 m Länge und wurde von Maurer erfunden, um die hohen Einrichtungskosten beim Auswechseln von Dehnfugen zu reduzieren. MMBS wird mit einer Seite fest im Überbau verankert, die andere hingegen nach Bedarf auf- und zugeklappt.



■ Modular Bridging System mit überfahrbaren Stahlplatten
© Maurer AG/Erik Krüger

Nach seiner Installation ist der Wechsel zwischen Baustellenbetrieb und fließendem Verkehr denkbar einfach: Die Baustellenüberdeckung wird mit einem Seilzug geöffnet und in senkrechter Position stabilisiert. Geschlossen, ist MMBS mit bis zu 70 km/h überfahrbar. Die mobile Klappe ist aus Stahl gefertigt und gleicht als Ersatz für die Dehnfuge thermische und dynamische Verformungen in Brückenlängsrichtung aus. Erstmals eingesetzt wurde das System 2011 am Farlington Viaduct in Südengland. Das MMBS-System ist modular und damit auf beliebige Breiten erweiterbar. So kamen in Hamburg 17 Module mit einer

Gesamtbreite von 20,40 m zur Anwendung. Da die neue Üko in drei Abschnitten geliefert wurde, mussten immer nur einige MMBS-Module geöffnet werden, über die restlichen rollte der Verkehr. Ein weiterer Vorteil ist die Mehrfachbenutzung der hochbelastbaren Stahlklappen. Im konkreten Fall hieß das, ein Teil von ihnen war bereits bei der Sanierung der Talbrücke Paradies im Zuge der A 43 am Autobahndreieck Wuppertal-Nord im Einsatz, so dass nur noch wenige eigens dafür gefertigt werden mussten. Für die Bauherren bedeutet das Kostenersparnis durch Miete, und mit Blick auf die Umwelt werden Ressourcen geschont.



■ Vorbereitende Arbeiten am (vorhandenen) Bauwerksspalt
© Maurer AG/Erik Krüger



■ Einsatz von modularen Baustellenüberbrückungen
© Maurer AG/Erik Krüger

Zweiter wichtiger Zeitsparer war die Auswechslung der schadhaften dreiprofiligen D-180-Üko gegen eine zweiprofilige D 160 nach dem Kasten-in-Kasten-System: Die neue Fuge wurde exakt passend auf die Maße der vorhandenen Traversenkästen vorgefertigt. Bei Traversendehnfugen liegen die Profile auf Trägern, den Traversen. Dehnt sich die Brücke aus, wird die Fuge schmaler, und die Traversen brauchen Platz in Überbau und Widerlager. Für diesen Platzbedarf werden Traversenkästen in die Unterbauten installiert. Beim herkömmlichen Fugentausch sind die Traversenkästen samt ihrer Verankerung auszubauen, in Hamburg wurden die alten Kästen inklusive Randprofilen hingegen belassen und die neue Üko in die bestehende Geometrie eingepasst: Als »Kasten in Kasten« nutzt sie den vorhandenen Raum.

Der Umbau an der Elbmarsch-Hochstraße dauerte sechs Wochen, gearbeitet wurde jede Nacht von 20 Uhr bis 5 Uhr. Als Erstes wurden der Asphalt und die Abdichtung über den Traversenkästen entfernt, danach deren Deckel abgetrennt und alle beweglichen Teile der Üko ausgebaut. An den Innenseiten der verbliebenen Randkonstruktion erfolgte das Anschweißen neuer Klauenprofile, dann wurde die neue Üko mit einer Gesamtlänge von 22,96 m in drei Abschnitten inklusive Kästen eingehoben, ausgerichtet und an den Stößen sowie mit der Unterkonstruktion verschweißt; die Dichtprofile wurden später eingeknüpft. Ein besonderes Augenmerk beim Kasten-in-Kasten-Umbau lag auf dem Korrosionsschutz, der auch im Bestand vollständig erneuert wurde. Abschließend wurden die freigelegten Bereiche über den Tra-

versenkästen mit Betoflex®-Polymerbeton vergossen. Neben der Zeitersparnis war der große Vorteil dieses Systems, dass nicht in den Überbau der Brücke eingegriffen wurde. Und damit wurden auch mögliche Risiken durch Risse oder durch Beschädigungen der Spannglieder konsequent umgangen. Die kurze Bauzeit konnte letztlich nur eingehalten werden, weil alle Arbeiten ineinandergriffen: In Hamburg garantierte Maurer die Durchführung und Koordination aller Maßnahmen aus einer Hand.

www.maurer.eu

ancoFIX®-Schubverbinder

Der **ancoFIX®-Schubverbinder** bietet in Verbindung mit ETA zugelassenen 2-Komponentenmörteln ein komplettes Verankerungssystem. Die perfekte Verbindung zwischen Alt- und Neubeton. Durch den Einsatz von **ancoFIX®-Schubverbinder** entsteht ein monolithisch wirkendes Gesamtsystem. Zulassung Z-21.8-1985.

Anwendungen

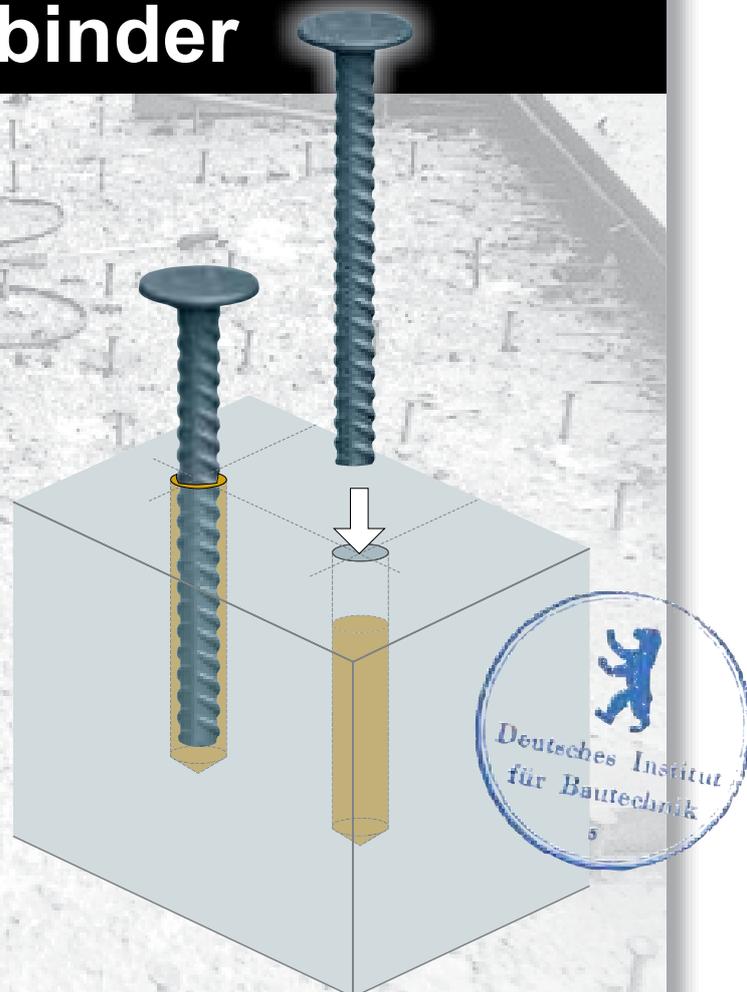
- Altbeton – Neubeton Verbund
- Brückeninstandsetzung
- Nutzlasterhöhung von Brücken
- Widerstandserhöhung von Decken
- Verstärken von Fundamenten, Wänden und Stützen
- auch in diamantgebohrten und wassergefüllten Bohrlöchern

ancotech

ANCOTECH GmbH

Robert-Perthel-Straße 72
D-50739 Köln
Tel: +49 (0)221 500 81 74
Fax: +49 (0)221 500 81 79

www.ancotech.de / Produkte / Spezialbewehrungen / ancoFIX® Schubverbinder



Präziser Montagevorgang dank Terex Cranes Einhub einer neuen Stahlbrücke

Insbesondere Kraft und Präzision waren gefragt, um die 15 m lange und ca. 66 t schwere Brücke Schöneck in der saarländischen Gemeinde Kirkel einheben zu können, weshalb hier auch der Terex® Superlift 3800 Gittermast-Raupenkran zum Einsatz kam. Bevor es so weit war, musste jedoch zunächst das bisherige Bauwerk weichen: Da aber die alte wie neue Brücke die ICE-Trasse Saarbrücken–Mannheim quert, waren zuerst die Oberleitungen vom Netz zu nehmen, und zwar in beiden Fällen innerhalb eines Zeitfensters von nur wenigen Nachtstunden, um den Bahnverkehr möglichst nicht zu beeinträchtigen. Die örtlichen Gegebenheiten hielten zusätzliche Schwierigkeiten bereit. So herrschte auf der Baustelle inmitten eines Wohngebiets akuter Platzmangel, der den Transport mit insgesamt 19 Lkws wie den eigentlichen Aufbau des Superlift-3800-Krans erschwerte. Dank des modularen Quickconnection-Konzepts, das es ermöglicht, die Grundkonstruktion des Krans in zwei Teile zu zerlegen, ließen sich diese Herausforderungen dennoch schnell und einfach bewältigen – und der Gittermast-Kran wurde fristgerecht innerhalb von nur zwei Tagen in der Konfiguration mit 42 m Hauptausleger, 205 t Oberwagen- und 50 t Zentralballast hubbereit errichtet.



■ Neues Bauwerk (noch) in Ruheposition
© Terex Germany GmbH & Co. KG

Der neue Übergang wurde jetzt in zwei Teilen angeliefert und vor Ort zusammengeschießt, so dass sich für den Hub ein Gesamtgewicht von 70 t inklusive Anschlagmitteln ergab, der nun unmittelbar begann: Die an vier Anschlagpunkten befestigte Brücke wurde in einem Arbeitsradius von 26 m auf eine Höhe von 6 m angehoben, um sie dann mit einem gefühlvollen Dreh über die Gleise zu schwenken. Danach wurde der Arbeitsradius durch Absenken des Auslegers auf ca. 30 m erhöht und der Superlift-3800-Raupenkran um ca. 1 m nach vorne gefahren, wo schließlich das millimeter-

genaue Absetzen der Brücke auf die inzwischen angeordneten Pressen erfolgte – und damit der kniffligste Teil des Ganzen.

Nicht minder reibungslos verlief im Übrigen der letzte Akt des Hubs: In nur 10 h war der Superlift-3800-Kran wieder abgebaut und auf Lkws verladen, um sich direkt auf den Weg zu seinem nächsten Einsatz zu machen – den er genauso zuverlässig meistern wird wie diesen und alle anderen Einsätze zuvor.

www.terex.com



■ Superlift-Gittermast-Raupenkran-Einsatz als optimale Lösung
© Terex Germany GmbH & Co. KG

Dauerhafter Schutz dank des Duplex-Systems Fußgängerbrücke über die Waldnaab

Die oberpfälzische Waldnaab durchfließt ein malerisches Naturschutzgebiet, das sich zahlreicher Gäste erfreut. Im Rahmen der sogenannten Besucherlenkung wurde nun eine Geh- und Radwegbrücke, ein ca. 45 m langes, geschwungenes Stahlbauwerk, errichtet, das sich in die vorhandene Topographie einfügt. Von drei Pfeilern und den beiden Widerlagern getragen, besteht die Konstruktion aus schlanken, feuerverzinkten Stahlprofilen, die zusammen mit dem Eichenholzbelag für ihre besondere Erscheinung sorgen.

Feuerverzinkter Stahl kam hier zur Anwendung, weil er für eine Querung dieser Spannweite die dauerhafteste Lösung ist. Zusätzlich erhielt sie eine Nassbeschichtung: Die Kombination aus Feuerverzinkung und Beschichtung, auch Duplex-System genannt, schafft einen extrem langlebigen und wartungsfreien Korrosionsschutz.



■ Stegkonstruktion ohne Korrosionsgefahr
© Brückner & Brückner Architekten/Institut Feuerverzinken GmbH

Aus gestalterischen Gründen wurde die Gesamtstruktur im Übrigen mit feuerverzinkten Stahlbügeln in verschiedenen Höhen im Abstand von 45 cm quasi eingerahmt, was Passanten reizvolle Aus- und Durchblicke ermöglicht.

www.feuerzinken.com



Gleitlagertechnologie für den Brückenbau

Federal-Mogul DEVA entwickelt Lösungen zur Lagerung von Hängebrückenseilen mit Gleitlagern aus deva.bm und deva.metal. Die hohe Leistungsfähigkeit der selbstschmierenden Verbundgleitwerkstoffe, die auch unter Extrembedingungen ihre grundlegenden Funktionen behalten, ermöglicht ein sicheres Abfangen der Brückenseile sowie der Bewegungen durch Wind und Vibration. Gleitlagertechnologie von Federal-Mogul DEVA – bewährt in zahlreichen Brückenbauwerken weltweit.



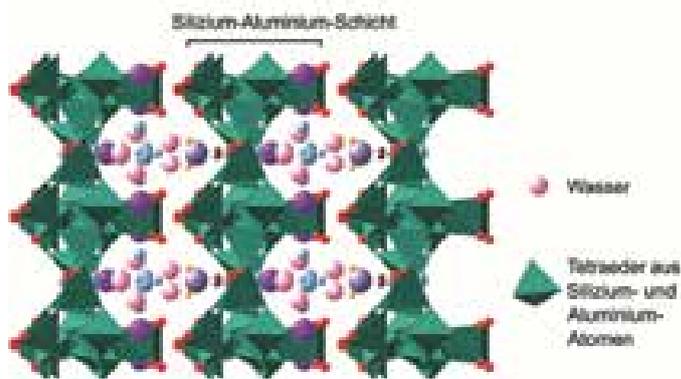
Driving the future through leading technology.
www.federalmogul.com



Erforschung durch PSI und Empa
Ursache der Betonkrankheit

Wenn Brücken und andere Bauwerke aus Beton nach einigen Jahrzehnten von dunklen Rissen durchzogen werden, dann ist AAR die Ursache: die Alkali-Aggregat-Reaktion. Umgangssprachlich auch Betonkrankheit oder gar Betonkrebs genannt, handelt es sich um eine chemische Reaktion zwischen im Beton vorhandenen Stoffen und von außen eindringender Feuchtigkeit. Wie das raumgreifende und den Beton deshalb von innen aufspren-gende Material, das im Zuge der AAR entsteht, auf der Ebene einzelner Atome aufgebaut ist, haben erst jetzt Forschende des Paul Scherrer Instituts PSI und der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Forschungsanstalt Empa entschlüsselt – und dabei eine bislang unbekannte kristalline Anordnung der Atome entdeckt, und zwar eine Silizium-Schichten-Kristall-Struktur, die bis dato noch keiner beobachtet hatte.

Die meisten Bauwerke, die heute an AAR leiden, wurden zwischen den 1960er und 1980er Jahren errichtet, weshalb die PSI- und Empa-Forscher auch die Substanz einer 1969 fertiggestellten Brücke untersuchten, die stark von AAR betroffen ist. Das heißt, zunächst erfolgte die Entnahme einer Materialprobe, die dann so lange heruntergeschliffen wurde, bis ein hauchdünner »Rest« von nur 0,02 mm Dicke übrigblieb. Diese Probe ließ man nun mit einem extrem schmalen Röntgenstrahl durchleuchten, der 50-mal dünner ist als ein menschliches Haar.



Struktur der Silizium-Aluminium-Schicht
 © PSI/Empa



AAR-bedingte Risse im Beton
 © Empa/Andreas Lehmann

Mittels sogenannter Diffraktionsmessungen und einer aufwendigen Datenanalyse konnte schließlich die Kristallstruktur des Materials punktgenau bestimmt werden. Da es prinzipiell die Möglichkeit gibt, dem Beton organische Stoffe beizumengen, die den Spannungsaufbau reduzieren, wäre es durchaus denkbar, auf Basis der so gewonnenen Erkenntnisse einen AAR-resistenten Beton zu entwickeln.

www.empa.ch
www.psi.ch

Spezieller »Werkzeugkasten« von Scia Tragwerksplanung und Open BIM

Open Building Information Modeling (BIM) ist ein universeller Kooperationsansatz im Bereich Entwurf, Bau und Betrieb von Gebäuden, basierend auf offenen Standards und Arbeitsabläufen, und zwar unter Nutzung des offenen IFC-Datenmodells als digitales Austauschformat. Scia Engineer ist die zurzeit einzige entsprechend zertifizierte Statik-Software und unterstützt Tragwerksplaner im Ingenieurbau bei der Berechnung und Bemessung von Stahl- und Massivbauten durch ein breites Spektrum von Eurocode-Nachweisen, wobei intelligente Formerkennungsalgorithmen das Umwandeln beliebiger Strukturmodelle von einfach bis komplex in die jeweiligen Analysemodelle ermöglichen.

Das heißt, Geometrie, Querschnitte und Material werden schnell und problemlos erkannt, und zudem steht ein Werkzeugkasten mit speziellen BIM-Tools zur Verfügung:

- IFC2x3-zertifizierter Import und Export,
- True Analysis: Strukturmodell und Analysemodell im selben Projekt,
- Teile-Erkennung zur Umwandlung von geometrischen zu Berechnungsobjekten,
- Ausrichtung für ein klares, zusammenhängendes Analysemodell,
- Modell-Update, um Revisionen und Koordination zu unterstützen und Änderungen visuell deutlich darzustellen.

Mit der Modellaktualisierung in Scia Engineer hat der Anwender eine bessere Kontrolle über die vorgenommenen Änderungen, um sie akzeptieren oder verwerfen zu können:

- Vergleichen von Modellen zum Aufspüren von Änderungen mit übersichtlicher Farbcodierung,
- kürzere Prozesse durch direkte Übernahme der Änderungen in das aktuelle Analysemodell,
- keine neue Modellerstellung nötig,
- volle Kontrolle über das Analysemodell durch Annehmen einzelner (relevanter) Änderungen ohne den Verlust bisheriger Arbeiten.

Erfahrene Anwender produzieren daher sogar die komplette Baudokumentation mit Hilfe von Scia Engineer.

www.scia-software.de

Brückenbau

Fußgängerbrücke Sassnitz

(Deutscher Brückenbaupreis 2010)



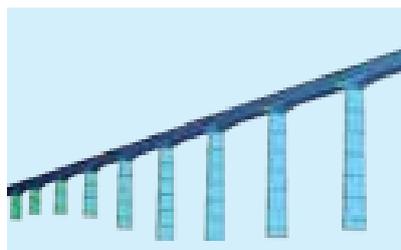
Foto: schlaich bergemann und partner
Knut Stockhusen



Bauherr: BIG-Städtebau Mecklenburg-Vorpommern GmbH **Bauart:** Einseitig gestützte, im Grundriss gekrümmte Hängebrücke **Entwurfs- & Ausführungsplanung:** schlaich bergemann und partner

Scherkondetalbrücke

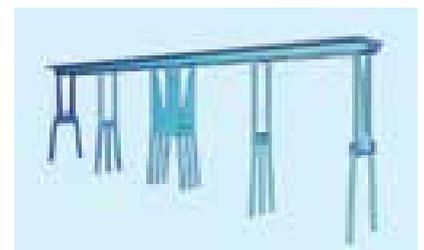
(Deutscher Brückenbaupreis 2012)



Bauherr: DB Netz AG **Bauart:** Mehrfeldrige semi-integrale Spannbetonbrücke **Entwurfsplanung:** DB ProjektBau GmbH **Ausführungsplanung:** Büchting + Streit AG, München

Gänsebachtalbrücke

(Deutscher Brückenbaupreis 2014)



Bauherr: DB Netz AG **Bauart:** Semi-integrale Brücke mit Spannbetonplattenbalken **Entwurfs- & Ausführungsplanung:** schlaich bergemann und partner **Zusammenarbeit:** SSF Ingenieure, Berlin



Neubau im Swiss Science Center Technorama Winterthur (zukünftig) mit Wunderbrücke

Physik hautnah erleben zu können, ist eines der Versprechen, mit dem das Swiss Science Center Technorama seit über 30 Jahren Besucher anlockt. Statt nackte Fakten zu präsentieren, vertraut man in Winterthur vor allem dem Erleben vor Ort, um naturwissenschaftliche Phänomene und Gesetze begreifbar zu machen und Neugierde, Begeisterung sowie Verständnis zu wecken. So laden hier bislang unter anderem über 500 Experimentierstationen und zahlreiche Labore mit Anordnungen zur Physik, Chemie und Biologie zum Ausprobieren ein. Nicht nur bei Schulklassen ist das insgesamt 7.000 m² umfassende Technorama ein beliebtes Ausflugsziel, das jährlich über 260.000 Gäste verzeichnet.

Um jene Lernwelt noch spannender und auch in und für sommerliche Zeiten interessanter zu machen, ist nun eine großangelegte Erweiterung in den umgebenden, sich über 15.000 m² Fläche erstreckenden Park mit neuen Attraktionen in Planung, welche die Unmittelbarkeit des Erlebens und Staunens direkt in der Natur ermöglichen soll, wobei in dem Zusammenhang auch die Renaturierung des das Areal durchfließenden Riedbachs vorgesehen ist. Und so kündigen die Betreiber spektakuläre Erfahrungen mit Naturphänomenen in XXL-Dimensionen für den künftigen Outdoor-Bereich an. »Neugestaltung Park mit Wunderbrücke« nennt sich das ehrgeizige Unterfangen, das mit neuen, in Innenräumen nicht realisierbaren Naturgesetzmäßigkeiten, die viel Raum, Höhe oder den Bezug zur Umwelt benötigen, im 1:1-Maßstab aufwarten will, wobei Erleben und naturwissenschaftliches Lernen in einem ausgewogenen Zusammenspiel aus Spannung und Erholung vermittelt werden sollen.



■ Stahlstruktur als Aussichtsplattform und Experimentierfläche
© Swiss Science Center Technorama

Kernstück dieses Projekts ist ein 130 m langes stählernes Brückenbauwerk, das mit einer Breite von 5,80 m gleichermaßen als Aussichtsplattform und Experimentierfläche in einer Höhe von 10,30–16,80 m und einem Gefälle von 5 % durch das Gelände führt. Auf bzw. über Baumkronenniveau gibt es derart den Blick über die Landschaft bis in die Berge frei, überspannt den Bachlauf und verbindet so die beiden Seiten des Parks. Erschlossen wird es über vier breite Treppen und einen Lift, eine bewegliche Kragbühne an seinem höchsten Punkt dürfte zugleich für einen besonderen Nervenzitzzel sorgen: Eine in den Lärchenholzbelag eingelassene Glasscheibe von 2 m x 3 m Abmessung wird den Mutigen das Überschreiten einer vermeintlich bodenlosen Tiefe erlauben. Die gesamte Konstruktion ruht letztlich auf zwei Betonsockeln, deren Fundament jeweils von vier Bohrpfählen mit einem Durchmesser von 1 m und einer Länge von ca. 12 m gebildet wird.

Die Exponate auf der Brücke selbst werden durch seitlich an den Ober- und Zwischendecks angebrachte Experimentierstationen ergänzt, die auch von den Zugangstreppen aus bedient, erlebt und betrachtet werden können. Ein Pumpsystem leitet darüber hinaus Wasser zum obersten Punkt der Plattform, von dem aus es in zwei seitlich angeordneten offenen Kanälen zum unteren Ende der Konstruktion fließt, um dann in ein Tosbecken zu stürzen.

Die Idee für eine solche Struktur entstand in Zusammenarbeit der Verantwortlichen des Technoramas mit dem Schweizerischen Ingenieur- und Architektenverein SIA, der die Wunderbrücke schon heute als ein Ingenieurbauwerk mit ikonographischer Strahlkraft bezeichnet. Ihre Umsetzung erfolgt durch die Conzett Bronzini Partner AG, die Parkkonzeption stammt von den Landschaftsarchitekten Rotzler Krebs Partner GmbH, und als beratender Architekt wurde Mike Guyer vom Büro Gigon Guyere hinzugezogen. Die Kosten für das Projekt, dessen Baubeginn für 2017 terminiert ist, werden mit 15,50 Mio. CHF beziffert. Zum Frühjahr 2019 soll die neue Erlebniswelt dann für die Besucher geöffnet werden.

www.technorama.ch

Instandsetzung dank Deutscher Stiftung Denkmalschutz Historische Hafendrehbrücke in Lübeck

Für die Instandsetzung der Hafendrehbrücke in Lübeck stellte die Deutsche Stiftung Denkmalschutz auch dank der Lotterie GlücksSpirale, deren Destinatär sie seit 1991 ist, 20.000 € zur Verfügung – und nun erfolgte zur Erinnerung an diese Maßnahme die Anbringung einer Bronze-tafel mit dem Hinweis »Gefördert durch die Deutsche Stiftung Denkmalschutz mit Hilfe der GlücksSpirale«, die zugleich zu weiterer Unterstützung motivieren soll. Die Hafendrehbrücke ist eine der ältesten Querungsbauwerke Lübecks. 1892 im Zuge der Planung für die Hafenerweiterung und den Ausbau des Elbe-Lübeck-Kanals errichtet, zählen neben ihrer stadtbildprägenden Optik der historische wasserhydraulische Antrieb und das Betriebsgebäude zu ihren signifikantesten »Elementen«. So barg das repräsentative backsteinernerne Betriebsgebäude im neogotischen Stil die Brückenwärterwohnung, die Dampfmaschinenhalle und die Betriebsanlage der Drehbrücke, den Königsstuhl sowie den hier als Erker ausgeformten Steuerstand. Mit einer Länge von ca. 38 m und einer Breite von ca. 13 m wird die Hafendrehbrücke von Fußgängern und Fahrzeugen zur Überquerung der Stadt-Trave genutzt. Die lichte Durchfahrtsbreite beträgt ca. 10 m: Die Brücke dient dem Zugang zum Museumshafen, und nur ihre Funktionsfähigkeit garantiert den Museumsschiffen die Ein- und Ausfahrt aus dem Hafen.



■ Stadtbildprägendes Bauwerk von technikgeschichtlicher Bedeutung
© Roland Rossner/Deutsche Stiftung Denkmalschutz

Die Brücke wird immer noch bewegt wie zur Bauzeit. Das heißt, durch zwei sandgefüllte Akkus wird Wasser in den sogenannten Königsstuhl, das Brückengelenk, gedrückt und die Brücke dabei angehoben, wobei sie sich auf dem derart entstandenen Wasserbett via Ketten drehen lässt. Das Stahlfachwerk und die Ausmauerung waren bis vor wenigen Jahren

aber stark geschädigt, die Tragstruktur in Teilen verrostet, und zwar bis hin zu Querschnittsschwächungen. Und eine veränderte Konstruktion des Stahlfachwerks führte zu Anschlussproblemen zwischen Ausfachung und Mauerwerk: allesamt Schäden, die inzwischen behoben sind.

www.denkmalschutz.de

Auszeichnung für vorbildliche Projekte Tekla Global BIM Awards 2015

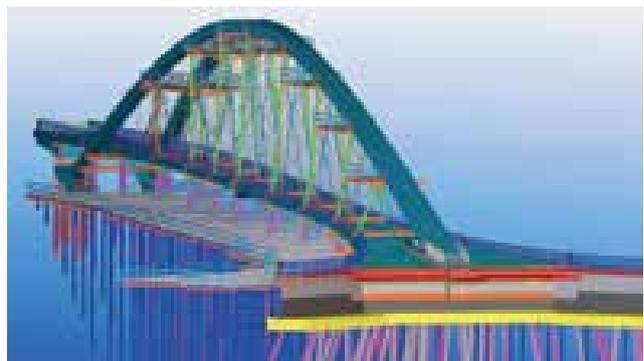
Die besten Building-Information-Modeling-(BIM-)Projekte aus dem Jahr 2015 stehen fest, wurden die entsprechenden Preisträger der Tekla Global BIM Awards doch inzwischen ausgewählt: allesamt Konstruktionen, die mit der BIM-Software Tekla Structures von Trimble erstellt wurden.

Der Gewinner in der Kategorie »Gewerbauten«, ein 190.000 m² großes Logistikzentrum in Sipoo, Finnland, ist im Lebensmitteleinzelhandel angesiedelt und wurde als Fertigteilstruktur vom Freeway Consortium konzipiert, wobei die Modelle von Tragwerk und Haustechnik kombiniert wurden, um einen optimalen Bauablauf zu gewährleisten. Bei »Öffentliche Projekte« entschied sich die Jury zudem für das Midfield-Terminalgebäude des Abu Dhabi International Airport von der China State Constructions

Engineering Corporation, eine Konstruktion aus 18 Stahlbögen mit einer Spannweite von jeweils 180 m, die dem Gesamtkomplex sein einzigartiges Erscheinungsbild verleihen. Und als bestes Industrieprojekt wurde das 85 m hohe und von Moe A/S realisierte Amager Bakke in Kopenhagen, Dänemark, und damit eine besonders effiziente Müllverbrennungsanlage ausgezeichnet, die dank Anordnung einer Skipiste und einer Kletterwand auf dem Dach bzw. an der Seitenfront auch das Zentrum eines Naherholungsgebiets bildet. Bei »Sport und Erholung« wurde hingegen die Rennstrecke Daytona Rising in den USA prämiert, eingereicht von Bauunternehmen Barton Malow unter Einbeziehung der Arbeiten von Pinnacle, McGill Engineering Inc, GPLA, Compusteel Detailing und anderen. Darüber hinaus wurde

der Mutant Tree in Vancouver von Apex Structural Design als bestes der kleineren Projekte gewürdigt, wobei »klein« hier relativ anmutet, da es sich immerhin um einen 15 m hohen Stahlbaum als Skelett aus Rohren handelt, dessen Oberfläche aus 500 dreieckigen Platten besteht. Ein klassisches Ingenieurbauwerk fand natürlich ebenfalls Berücksichtigung: »Großvaters Brücke« oder, in Finnisch, Isoisänsilta lautet der Name jenes Steges in Finnland, der sich in der Kategorie »Infrastruktur« durchzusetzen vermochte – und insofern eine Geh- und Radwegbrücke von 150 m Länge, die von der gleichnamigen Projektgruppe entworfen und geplant wurde.

www.teklastructures.com
www.trimble.com



Isoisänsilta-Brücke in Finnland
© Trimble Solutions Germany GmbH

Aktueller Beschluss des Bundeskabinetts Eisenbahnregulierungsgesetz im Entwurf

Das Bundeskabinett hat Mitte Januar den von Bundesminister für Verkehr und digitale Infrastruktur Alexander Dobrindt vorgelegten Entwurf eines neuen Eisenbahnregulierungsgesetzes beschlossen – und zwar mit dem Ziel, den diskriminierungsfreien Zugang zum Schienennetz zu stärken und die Entgelte zur Nutzung der Schienenwege erstmals durch die Bundesnetzagentur ex ante genehmigen zu lassen. Intention war und ist hier, den Eisenbahnverkehrsunternehmen Rechts- und Planungssicherheit für eine gesamte Regulierungsperiode zu vermitteln und zugleich Wettbewerb wie Effizienz im Eisenbahnsektor weiter zu verbessern.

Alexander Dobrindt: »Wir wollen den Wettbewerb im Bahnbereich stärken. Dieser Wettbewerb sichert Innovationen und Qualität des Angebots – im Interesse der Bahnkunden. Wettbewerb braucht klare, transparente Regeln. Mit dem neuen Eisenbahnregulierungsgesetz schaffen wir diesen Rahmen. Im Zentrum stehen: mehr Transparenz der Entgelte für die Nutzung von Schienenwegen und uneingeschränkte Zugangsrechte für Wettbewerber.«
Künftig genehmigt also die Bundesnetzagentur die von der DB Netz AG erhobenen Entgelte für die Nutzung der Bahnrassen, bevor sie erhoben werden, was

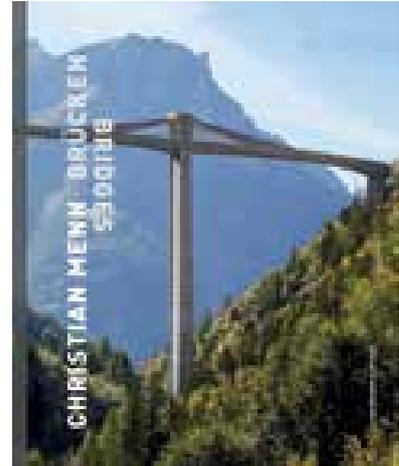
(auch) die Kompetenz der Bundesnetzagentur steigern soll. Darüber hinaus werden den Betreibern der Schienennetze derart Anreize zur Senkung der Infrastrukturkosten und damit zur Senkung der Trassenentgelte gegeben. Und schließlich werden bei der Bundesnetzagentur Beschlusskammern für den Eisenbahnbereich eingesetzt, welche die Trassenentgelte genehmigen und die Einhaltung der Regelungen für die Unabhängigkeit der Infrastrukturbereiche innerhalb der Struktur des Eisenbahnunternehmens überwachen werden.

www.bmvi.de

Umfassende Werkschau von Scheidegger & Spiess Tragstrukturen eines bedeutenden Ingenieurs

Wer kennt sie nicht, die Crestawaldbrücke, die Averserrheinbrücke, die Rheinbrücke bei Bad Ragaz und jene bei Tamins, die Naninbrücke, die Pregordabrücke, die Valserrheinbrücke, das Viadukt Mühle Rickenbach, die Felsenau- brücke, die Ganterbrücke, den Viadotto della Biaschina, die Leonard P. Zakom Bunken Hill Memorial Bridge oder eben die Sunnibergbrücke? Obwohl eine sol- che Frage eigentlich müßig erscheinen müßte und sie infolgedessen keiner Antwort(en) bedarf, veranschaulicht sie letztlich doch, um wen es hier geht und über welche Qualitäten die von ihm entworfenen und realisierten Bauwerke stets verfügten und bis heute verfügen. Dass Christian Menn zu den international bedeutendsten Meistern des modernen Brückenbaus zählt, lässt sich ohnehin nicht bestreiten, im Übrigen genauso wenig wie die Tatsache, dass er in der Tradition der großen Schweizer Inge- nieure Othmar H. Ammann und Robert Maillart steht – und dennoch eine ganz eigene Position besetzt und derart die Kunst des Brückenbaus weltweit über Jahrzehnte (mit)geprägt hat.

Das seit kurzem erhältliche Buch »Chris- tian Menn. Brücken« ist nun die erste umfassende Monographie zum Werk dieses wahrlich wegweisenden Bau- ingenieurs, was sich unter anderem an der detaillierten Dokumentation von 30 seiner wichtigsten Bauten und Pro- jekte zeigt. Seine Texte, illustriert mit eigens für jene Veröffentlichung aufge- nommenen Photographien von Ralph Feiner, lassen zudem das persönliche Engagement des Ingenieurs bei jeder seiner Entwurfsaufgaben wie seine immense Erfahrung im Umgang mit den jeweiligen Rahmenbedingungen spür- und erkennbar werden. Darüber hinaus bieten die in Summe 325 Seiten einen tiefen, ja einen nachgerade tief- gründig zu nennenden Einblick in Menns intensive Beschäftigung mit den prinzi- piellen Grundlagen seiner Disziplin. Und: Essays von Fachkollegen wie David P. Billington, Architekturhistorikern wie Werner Oechslin und Beobachtern aus kulturellem Blickwinkel wie Iso Camartin erweitern den Band sogar einer viel- schichtigen, (fast) alle relevanten Aspek- te auslotenden Betrachtung der, wie es ebenso schön wie zielführend heißt, Königsdisziplin der Bauingenieure.



Beispiele von (wahrlich) vorbildlicher Qualität
© Verlag Scheidegger & Spiess AG

Angesichts fundierter und flüssig formu- lierter Erörterungen, deren angemesse- ner, weil großzügiger und stets bestens lesbarer Bebilderung, eines überzeugenden Layouts sowie eines Preises von (lediglich) 79 € kann die Empfehlung nur lauten: Kaufen und mit vollem Bewusstsein studieren!

www.scheidegger-spiess.ch

Grandioses Buch aus der Edition Axel Menges Photographien von (allen) Flussquerungen

Wenn der Titel eines Buches eher profan oder unscheinbar anmutet, sollte das einen nicht (unbedingt) abschrecken, könnte es doch sonst passieren, dass man eine hervorragende Veröffentlichung übergeht oder sie gar ignoriert und infol- gedessen nicht zu lesen oder eben anzu- schauen wagt. Und das wäre (zumindest) im vorliegenden Fall mehr als bedauer- lich, da »Rheinbrücken. Rhine Bridges« zweifelsohne allerhöchste Aufmerksam- keit verdient, wie bereits die ersten des in Summe 264 Seiten umfassenden Bild- bandes verdeutlichen. Wer ihn nun aufschlägt, sieht sich mit Aufnahmen von rund 100 jener 150 Que- rungen des deutschen Stromes schlecht- hin konfrontiert, die Tomas Riehle seit 1987 fotografiert hat, wobei hier im Endeffekt die seiner Meinung nach inter- essantesten Bauwerke zwischen dem Quellgebiet in der Schweiz und dem Rheindelta in Holland versammelt sind.

Seiner Auswahl lässt sich durchaus zu- stimmen, zumal er die Charakteristika der einzelnen Tragstrukturen nicht nur mit größter Sensibilität zu erkennen, sondern auch in den jeweiligen Kontext samt ge- eigneten Perspektiven einzuordnen und schließlich in das, im besten Sinne, rechte Licht zu rücken verstand. Im Grunde handelt es sich also um ein beeindruckendes, ja um ein nachgerade meisterhaftes Werk – und zwar der Photo- graphie, der Darstellung von Ingenieur- baukunst und der verlegerischen Sorgfalt, Letzteres unter anderem erkennbar an Layout, Bindung, Papier- und Druckquali- tät. In Anbetracht des (dafür) angemesse- nen Preises von 86 € seien deshalb Kauf und Lektüre dieser Publikation uneinge- schränkt empfohlen!

www.axelmenges.de



Bildband mit hervorragenden Aufnahmen
© Edition Axel Menges

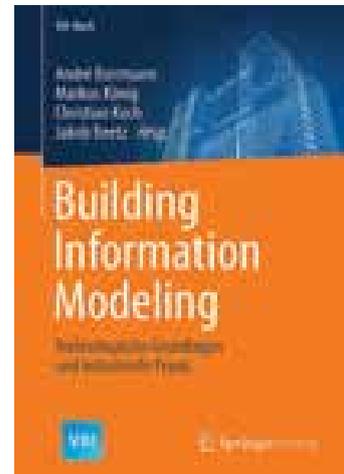
Neuerscheinung im Springer Vieweg Verlag Digitale Bauwerksmodelle als Perspektive

Stuttgart 21, die Elbphilharmonie und der Berliner Flughafen sind nur einige Beispiele für komplexe Großprojekte in Deutschland, die handhabbarer (hätten) gemacht werden müssen – wie etwa durch die Hinzuziehung von Building Information Modeling (BIM) und damit einer Technologie, die auf der durchgängigen Verwendung digitaler Bauwerksmodelle beruht.

Wer sich genauer über Anforderungen, Nutzung und Vorteile dieser Methode informieren, letztlich also deren »Technologische Grundlagen und industrielle Praxis« näher kennenlernen will, dem bietet sich nun die Möglichkeit der Lektüre einer detaillierten Abhandlung:

Von André Borrmann mit Markus König, Christian Koch und Jakob Beetz herausgegeben, im Springer Vieweg Verlag erschienen und zum Preis von 79,99 € zu erwerben, vermittelt das »Building Information Modeling« betitelte und in Summe 615 Seiten umfassende Buch das erforderliche Fachwissen, wobei (wohl) alle wesentlichen Aspekte Erwähnung finden, und zwar inklusive realer Beispiele, die erste Erfahrungen belegen und zugleich veranschaulichen: Nach Ausgabe 2/3·2015 der [Umriss] zum Thema »BIM: von Anwendern für Anwender« eröffnet es die sicherlich beste Option, um fundierte Ein- und Ausblicke gewinnen zu können.

www.springer.com



Detaillierte Abhandlung zum Thema
© Springer-Verlag GmbH

Veranstaltung der deutsche IABSE-Gruppe Young Engineers Colloquium 2016

Die deutsche Gruppe der Internationalen Vereinigung für Hoch- und Brückenbau bzw. International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE) veranstaltet nun bereits zum dritten Mal ein Kolloquium für Jungingenieurinnen und Jungingenieure, und zwar am 1. April 2016 an der HafenCity Universität in Hamburg. Dieses Kolloquium, in Kooperation mit der dänischen IABSE-Gruppe organisiert, ist eine ideale Plattform für den Erfahrungsaustausch zwischen jungen bzw. jüngeren »Nachwuchskräften« – und wartet zudem mit Ian Firth von Flint and Neill aus London als Hauptredner auf.

Ab sofort können Jungingenieurinnen und Jungingenieure unter 35 Jahren (geboren 1982 oder später) einen zweiseitigen Vortrag(svorschlag) einreichen. Auf der Internetseite der deutschen IABSE-Gruppe finden sich nähere Einzelheiten, und es wird für die Bewerbung eine Vorlage zur Verfügung gestellt. Alle Vorträge sind in englischer Fassung einzureichen, da die Tagung in englischer Sprache abgehalten wird, um das Kolloquium auch einem internationalen Publikum zugänglich zu machen. Und: Für den besten Vortrag gibt es einen Sachpreis in Höhe von 1.000 €.

www.iabse.de



Aufruf zur Vortragseinreichung
© International Association for Bridge and Structural Engineering

AUTOMATISCHE SYSTEME



Alpin Technik und Ingenieurservice GmbH
Plautstraße 80
04179 Leipzig
Tel.: +49/341/2257310
www.seilroboter.de
www.alpintechnik.de

BAUWERKSÜBERWACHUNG
UND ERDBEBENSCHUTZ

mageba gmbh
Im Rinschenrott 3a
37079 Göttingen
germany@mageba.ch

BIEGEN



Kuhnle GmbH

Biegen - Profile + Rohre

Neue Biegewerkzeuge für
Rundrohre: D=610-711-813

Kuhnle GmbH
D-75417 Mühlacker
Tel.: +49(0)7041-2657
info@kuhnlegmbh.de
www.kuhnlegmbh.de

BOLZENSCHWEISSGERÄTE



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

BRÜCKENAUSRÜSTUNGEN



MAURER

Maurer AG
Frankfurter Ring 193
D-80807 München
Tel.: +498932394-0
Fax: +498932394-329
www.maurer.eu

BRÜCKENBAU



CPIC Bridge & Steel Constructions GmbH
Fanny-Zobel-Straße 9
12435 Berlin
Tel.: +49 30 552 46 035
Fax: +49 30 915 73 479
mail@cpic.de
www.cpic.de



MAURER

Maurer AG
Frankfurter Ring 193
D-80807 München
Tel.: +498932394-0
Fax: +498932394-329
www.maurer.eu

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
germany@mageba.ch

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
germany@mageba.ch

BRÜCKENVERMIETUNG



Janson Bridging GmbH
Vermietung und Verkauf
Brücken - Pontons - RORO
www.jansonbridging.de

BÜROSOFTWARE FÜR
ARCHITEKTEN UND INGENIEURE

visuplus GmbH Vertriebsbüro
Gadewitzer Weg 10
06773 Gräfenhainichen
0 800-visuplus (84 78 75 8)
sales@visuplus.com
www.visuplus.com

FAHRBAHNÜBERGÄNGE

Brückenausrüstungen



Jannasch GmbH + Co. KG
 Albstraße 15
 73765 Neuhausen
 Tel: 07158/9060-0
 Fax: 07158/9060-26
 info@jannasch-gmbh.de
 www.jannasch-gmbh.de



MAURER

Maurer AG
 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
 Draistr. 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

SCHWINGUNGSISOLIERUNG



Getzner Werkstoffe GmbH
 Herrenau 5
 6706 Bürs, Österreich
 Tel.: +435552 201 0
 Fax: +435552 201 1899
 E-Mail: info.buers@getzner.com
 www.getzner.com

VERANSTALTUNGEN



FLUGHAFENBAU
NATIONAL + INTERNATIONAL
BAU VON SPORTSTÄTTEN + STADIEN
BRÜCKENBAU
BAU VON PARK- + RASTANLAGEN

Biebricher Allee 11B
 D-65187 Wiesbaden
 Tel.: 06 11/84 65 15
 Fax: 06 11/80 12 52
 kontakt@verlagsgruppewiederspahn.de
 www.verlagsgruppewiederspahn.de



EXKURSIONEN UND TOUREN

PLANUNG UND MODERATION VON FIRMENEVENTS

Biebricher Allee 11B
 D-65187 Wiesbaden
 Tel.: 06 11/84 65 15
 Fax: 06 11/80 12 52
 kontakt@verlagsgruppewiederspahn.de
 www.verlagsgruppewiederspahn.de

VOGELINFLUGSCHUTZ



TONI

Spezialist für Vogelabwehr

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

IHR EINTRAG INS BRANCHENREGISTER

BRANCHENREGISTER

... der informative Serviceteil im BRÜCKENBAU

Auf diesen Seiten könnte auch Ihr Eintrag im Branchenregister stehen. Die Stichwortüberschrift ist von Ihnen frei wählbar, wir benötigen lediglich Ihr Logo und die von Ihnen gewünschten Angaben zu Ihrem Unternehmen.

Ein Bestellformular mit Informationen finden Sie auf unserer Homepage unter www.zeitschrift-brueckenbau.de. Für Fragen und weitere Informationen steht Ihnen gerne Frau Leitner zur Verfügung.

Mail: brueckenbau@verlagsgruppe-wiederspahn.de oder Tel.: 06 11/84 65 15

BRÜCKENBAU

ISSN 1867-643X

8. Jahrgang

Ausgabe 1/2 · 2016

www.zeitschrift-brueckenbau.de**Herausgeber und Chefredakteur**

Dipl.-Ing. Michael Wiederspahn

mwiederspahn@verlagsgruppewiederspahn.de**Verlag****VERLAGSGRUPPE
WIEDERSPAHN**mit Media Concepts

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 Januar 2016.

Satz und Layout

Christina Neuner

Bild Titel und Inhaltsverzeichnis

Izmit Bay Bridge in Istanbul

© Maurer AG

Druck

Schmidt printmedien GmbH

Haagweg 44, 65462 Ginsheim-Gustavsburg

Erscheinungsweise und Bezugspreise

Einzelheft: 14 Euro

Doppelheft: 28 Euro

Tagungsband: 38 Euro

Abonnement: Inland (4 Ausgaben) 56 Euro

Ausland (4 Ausgaben) 58 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.

Beilage

Die Gesamtauflage von Ausgabe 1/2 · 2016 enthält eine Beilage der WTM Engineers GmbH und eine Beilage der eberhardt - die ingenieure gbr.

Bauwerkschutzsysteme

BAUWERKSLAGER | DEHNFUGEN | ERDBEBENVORRICHTUNGEN | SCHWINGUNGSDÄMPFER | MONITORING



GAZPROM-ARENA, ST. PETERSBURG, RUSSLAND

Aufgabenstellung: Auflagerung der Dachkonstruktion.

Projektumfang: 96 MAURER Kalottenlager, davon 60 Druck-/Zuglager. Max. Auflast: 17.500 kN, Min. Auflast: -3.500 kN (Zuglast).



ARENA DA AMAZÔNIA, MANAUS, BRASILIEN

Aufgabenstellung: Zwängungsfreie Abtragung der Kräfte und Verdrehungen aus der Stahl-Dachkonstruktion.

Projektumfang: 36 feste Lager MAURER Kalottenlager von 3.300 kN – 6.000 kN.



ALLIANZ ARENA, MÜNCHEN, DEUTSCHLAND

Aufgabenstellung: Auflagerung der Dachkonstruktion.

Projektumfang: 96 MAURER MSM® Kalottenlager.



STADE PIERRE-MAUROY, LILLE, FRANKREICH

Aufgabenstellung: Zum Verfahren der Rasenfläche.

Projektumfang: 36 MAURER Spezialkalottenlager mit Rückzentrierung.