


BRÜCKENBAU

Construction & Engineering

Ausgabe 1–3 • 2026

26. Symposium Brückenbau in Leipzig

 MAURER





Vorschubrüstungen für Abbruch und Neubau von Brücken

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

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



Zu (wichtigen) Anhaltspunkten beim Entwurf Langlebigkeit in Gestalt und Konstruktion

■ ■ ■ 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 einsichtigen Fehlern, eingefleischten Gewohnheiten oder ärgerlichen Versäumnissen zu beschäftigen. In einem solchen Moment, insbesondere aber in einer Zeit, in der durchaus imposant anmutende, weil ziemlich gewichtige und zudem längst überfällige Vorhaben an (zusätzlicher) Relevanz gewinnen, bleibt es daher beinahe unabdingbar, sich seine 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 (wieder) 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 Vorschläge anbieten können. Da in den nächsten Jahren einige (sicherlich) entscheidende Etappen auf dem Weg zur Verwirklichung der von Bundesverkehrsministerium und Deutscher Bahn initiierten Programme zur Netzertüchtigung und Brückenmodernisierung absolviert werden sollen, erscheint es zweifelsohne angebracht, gerade in Ausgabe 1–3 · 2026 des »Brückenbau« eine Position zu zitieren, die in fast exemplarischer Form auf ein Thema des Hefts wie des 26. Brückenbau-Symposiums in Leipzig hinzuweisen vermag – auf das breite Spannungsfeld, das große Spektrum an divergierenden Interessen und Präferenzen, in dem sich sämtliche Entwurfs- wie Realisierungskonzepte 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 Abruch 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 Nachkriegsmode abstellen, ohne sie abräumen 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 jüngeren 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 kreativen Leistungen vorheriger (Ingenieur-)Generationen dabei im besten Sinne mitdenkende Baukunst von vorbildhafter Langlebigkeit aufzuwarten pflegte.



Editorial

- 3 Langlebigkeit in Gestalt und Konstruktion
Michael Wiederspahn

Symposium

- 6 Reden wir mal wieder über ... Ingenieur(form)kunst
Michael Kleiser
- 14 Erhaltungsstrategie und Innovationen im Brückenbau
Jens Müller
- 20 Realisierungswettbewerb Weserbrücke im Zuge der A 1 in Bremen
Sebastian Krohn
- 30 Pont Neuf in Pinga, Demokratische Republik Kongo
Andreas Galmarini, Matthias Ludin, Dady Kasereka, Bernard Tissot
- 40 Schrägseilbrücke Danjiang in Taiwan
Michael Müller, Kilian Karius und Wen Kai Chen
- 50 Eisenbahnüberführung Sternbrücke in Hamburg
Ralph Rings, Nadine Raczek, Jörg Gnauert
- 56 Klimafreundliche Rheinbrücke am Kölner Ubierring
Julian Seisenberger, Hans Grassl
- 64 Die neue Elbebrücke Wittenberge im Zuge der A 14
Tobias Mansperger, Manuela Theis, Rolf Jung
- 74 Die Huntebrücke bei Oldenburg im Zuge der BAB 29
Nicholas Schramm, Gregor Schacht, Johannes Diers, Peter Wagner
- 86 Abbruch und Ersatzneubau der Talbrücke Sechshelden
Bernard von Radowitz, Hans-Peter Doser
- 96 Overfly am Autobahnkreuz Nürnberg-Ost
Matthias Weißbach, Thomas Klähne, Markus Wagner



106	Brücken und Tunnel der Ortsumgehung Mörlenbach Timm Wetzel, Christian Bornscher
118	Erneuerung der Eisenbahnüberführung über den Rothgraben Roland Friedl, Friedrich Brummer
128	Erneuerung der Illerbrücke in Sigishofen Gerhard Pahl
138	Emschertalbrückenzug an der A 43 Peter Sprinke
148	Errichtung der Rader Hochbrücke Sönke von Fintel, Andreas Blank
160	Talbrücke Rinsdorf im Zuge der Sauerlandlinie Ralf Schubart, Holger Klein, Wolfgang Schlensorg
168	Erhaltungsmaßnahmen an den Berliner Holzbrücken Arne Huhn, Carola Wiedebach
176	Ersatzneubau der Schwelmetalbrücke Philipp Rosenkranz, Thomas Rieger
	Special
184	Ersatzneubau der gevouteten Cölvebrücke Josef Teupe
187	Produkte und Projekte
190	Software und IT
191	Nachrichten und Termine
196	Branchenregister
198	Impressum

Betrachtungen, Gedanken und Schlussfolgerungen

Reden wir mal wieder über ... Ingenieur(form)kunst

■ ■ ■ von Michael Kleiser

Trotz Megatrends wie Nachhaltigkeit, Klimaschutz und Digitalisierung darf die ästhetische Qualität im Brückenbau nicht in den Hintergrund treten. Sie ist ein wesentlicher Bestandteil sozialer Nachhaltigkeit und Ausdruck ingenieurtechnischer Verantwortung. Mit der Wahl des Tragwerks sowie dessen Dimensionierung und Formgebung prägen Ingenieure unsere Umwelt und beeinflussen die Wahrnehmung der Betrachter. Proportionen, Kanten und Formkompositionen wirken selbst auf ungeschulte Beobachter im Unterbewusstsein und lösen Empfindungen aus – ein Umstand, der Tragwerksplanern oft nicht bewusst ist. Wer die Wirkung von Formen versteht, kann sie gezielt einsetzen. Dies ist der Kern der Ingenieurformkunst – einer Disziplin, die technische und gestalterische Prinzipien vereint. Grundlage sind Ansätze der Gestaltpsychologie, deren Begriffe wie Dynamik, Spannung, Bewegung und Gleichgewicht ebenso in der Mechanik verankert sind. Diese Parallelen eröffnen Tragwerksplanern enorme Potenziale, gestalterisch bewusst und wirkungsvoll zu arbeiten. Beispiele veranschaulichen diese Zusammenhänge.

1 Einleitung

In den vergangenen Jahren standen im Ingenieurwesen zu Recht die Megatrends Nachhaltigkeit, Klimaschutz und Digitalisierung im Vordergrund – als wäre die Idee, schöne Brücken zu bauen, kein Thema mehr. Doch können wir uns Baukunst überhaupt noch leisten angesichts multipler Krisen wie Budget-, Energie- und Klimakrise? Dieser Beitrag soll den Blick wieder auf die Bedeutung ästhetischer Qualitäten im Brückenbau lenken – ohne erhebliche Mehrkosten und sonstige Einbußen. Denn auch Ästhetik ist ein wesentlicher Bestandteil sozialer Nachhaltigkeit und zeigt eine Verantwortung auf, die Bauingenieure tragen. Zahlreiche bedeutende Werke namhafter Persönlichkeiten haben sich bereits intensiv mit der Gestaltung von Brücken befasst und entsprechende Empfehlungen abgegeben. Zu den wichtigsten Protagonisten der letzten Jahrzehnte im deutschsprachigen Raum zählen die Werke von Fritz Leonhardt, Christian Menn und Alfred Pauser [1] [2] [3]. International gelten die Bücher von David P. Billington und Frederick Gottmoeller als führende Fachliteratur [4] [5].

Dieser Artikel widmet sich der Ingenieurformkunst – einem Begriff, der die Ausdruckskraft der äußeren Brückenform in den Mittelpunkt rückt. Dabei stellen sich unter anderem folgende Fragen:

- Welche Hintergründe liegen den Beobachtungen Fritz Leonhardts zur richtigen Proportion von Überbau und Stützen zugrunde (Bild 1)?
- Warum wird eine gerade, streng horizontale Brücke häufig als durchhängend wahrgenommen?
- Wie lassen sich die in [3] und [6] beschriebenen Beobachtungen erklären, dass einhäufige Schrägseilbrücken in der Regel doppelsymmetrischen Lösungen vorgezogen werden?

Zur Beantwortung dieser Fragen und mehr wird im Folgenden auf Ansätze der Gestaltpsychologie zurückgegriffen, da sich verblüffende Analogien in den Begriffen und Konzepten zur Mechanik finden. Begriffe wie Spannung, Bewegung und Gleichgewicht sind sowohl in der Statik als auch in der Gestaltpsychologie präsent. Dieser Beitrag geht den Zusammenhängen auf den Grund.

2 Formen lösen Empfindungen aus

Die vom Tragwerksplaner gewählte Form von Bauwerken wie Brücken prägt maßgeblich die Wahrnehmung der Betrachter. Durchlaufende oder abgesetzte Kanten, die stimmige Proportionierung und Zusammensetzung von Baukörpern, etwa von Pfeilern und Überbau, sowie die Wahl von runden oder eckigen Stützen werden selbst von ungeschulten Augen unterbewusst wahrgenommen. Nach Konrad Lorenz erfolgen diese als Signalreize über angeborene Auslösemechanismen, wie eine Untersuchung von Axel Seyler mit Versuchspersonen zeigte. Mit Hilfe von Bauklötzen, die unterschiedlich zusammengesetzt wurden, konnten Probanden Unterschiede in der Empfindung von Tragen und Lasten wahrnehmen, auch wenn sie diese weder benennen noch die Ursache erklären konnten [7].

Der deutsche Philosoph und Psychologe Theodor Lipps sprach Ende des 19. Jahrhunderts von »ästhetisch-mechanischen Vorgängen, die in den Formen für uns verwirklicht sind« [8]. Er betonte, dass die Gesetzmäßigkeit dieser Vorgänge »sich in uns wirksam zeige, ohne doch für unser Bewusstsein da zu sein« [8]. Damit rückt er die Bedeutung der äußeren Formgebung ins Zentrum und widerlegt gängige Aussagen wie »Das sieht doch sowieso keiner ...«. Im Gegenteil: Formgebungen von Objekten und ebenso von Bauwerken und Brücken beeinflussen Menschen und lösen Reize und Empfindungen aus, ob sie wollen oder nicht. Daraus können Gefühle wie Wohlgefallen oder Unbehagen entstehen. Die Art der Beeinflussung ist von einer Anschauungs- oder Formdynamik abhängig, auf die im Folgenden eingegangen wird.



1 Vorteilhafte und nachteilige Proportionen einer Dreifeldbrücke aus: *Wie lässt sich das erklären?*
© Aus [1], S. 44/Deutsche Verlags-Anstalt

3 Formdynamik
3.1 Wahrnehmungskräfte und -spannungen

Der Psychologe Rudolf Arnheim knüpft an die Gedanken von Lipps an und beschreibt das Seherlebnis als »dynamisch«. Er prägte maßgeblich den Begriff der Anschauungsdynamik, die auf den Grundsätzen von Lipps basiert [9]. Arnheim spricht von Wahrnehmungsspannungen und -kräften, die den Funktionsausdruck eines Objekts nach außen verstärken – ohne mit physikalischen Spannungen verwechselt zu werden.

Am Beispiel des Parallelogramms (Bild 2) werden diese formdynamischen Vorgänge deutlich: Das Parallelogramm erscheint dem Betrachter, als wolle es sich in die »Ruhestellung« des Quadrats zurückbewegen. Damit wird im Kopf eine Anschauungsdynamik ausgelöst, Formen scheinen sich zu bewegen und werden als spannungsgeladen wahrgenommen.

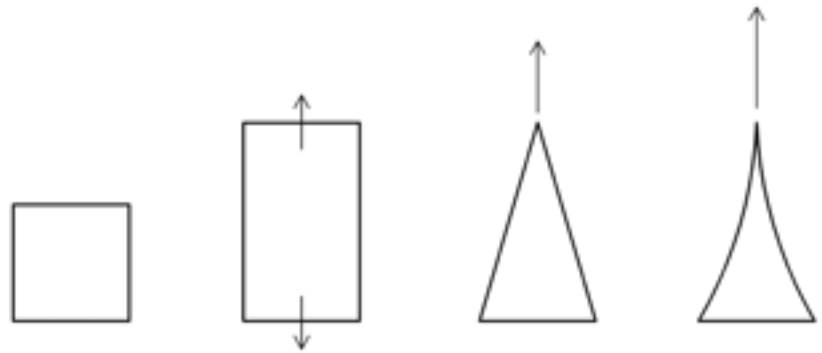
Da das Parallelogramm in der Mechanik tatsächlich näherungsweise eine verzerrte Form des Quadrats darstellt und reale Spannungen existieren, lässt sich schließen: Bauteile, die eine Verformung andeuten, übertragen diese inneren Spannungen anschauungsdynamisch auf den Betrachter. Begriffe wie Dehnung, Spannung und Gleichgewicht sind dem Ingenieur vertraut – er kann sie gezielt einsetzen, um die gestalterische Wirkung zu optimieren.

Ein klassisches Meisterwerk ist die Bauung der dorischen Säule, die sogenannte Entasis, welche die Druckbeanspruchung der Säule durch die plastisch angedeutete Querdehnung auf eindrucksvolle Weise veranschaulicht und eine Anschauungsdynamik vermittelt. Der aus Österreich stammende US-amerikanische Architekt Richard Neutra bezeichnete diese Entasis zusammen mit den Kanneluren als Hinweis auf eine »sichtbare Fähigkeit zur elastischen Formveränderung unter Druck« [10].

Als grundlegendste Wahrnehmungskraft gilt die Gravitation: Aus der allgegenwärtigen Schwerkraft entsteht wahrnehmungspsychologisch ein Zug bzw. Druck nach unten [11]. Dadurch wird unser Sehen häufig getäuscht – wir überbetonen die Vertikale. Dies wussten bereits die Griechen: Beim dorischen Tempel gestalteten sie die rechteckigen Flächen im Fries, die Metopen, etwas weniger hoch als breit, um eine quadratische Wirkung zu erzielen (siehe [7], Seite 44).



2 Das »verzerrte« Parallelogramm will sich in unserer Wahrnehmung zum Quadrat zurückbewegen.
 © Michael Kleiser



3 Dynamische Bewegungstendenzen durch Rechteckproportionen bzw. schräge und gekrümmte Zuspitzung
 © Michael Kleiser

Rechtecke mit schlankem, hochkantem Seitenverhältnis erzeugen hingegen eine vertikale Bewegungstendenz nach oben [9]. Durch eine schräge oder noch mehr gekrümmte Anspitzung wird diese Richtungstendenz vergrößert (Bild 3) [12]. Hohe Pfeiler wie bei der Kochertalbrücke werden häufig nach oben verjüngt, um den Windkräften besser standzuhalten; zugleich zieht diese Anformung die Brücke gegen das Eigengewicht optisch nach oben und bewirkt einen schwebenden Eindruck.

Um ein visuelles Gleichgewicht zwischen dem nach unten wirkenden Eigengewicht und den nach oben strebenden Stützenflächen zu erreichen und damit Ausgewogenheit und Harmonie zu schaffen, sind geeignete Proportionen entscheidend. Wie in Bild 1 erkennbar, werden die Stützen der unteren Brücke von der Überbaumasse visuell erdrückt. Auf weitere Proportionsaspekte kann aus Platzgründen hier nicht eingegangen werden.

3.2 Gleichgewicht

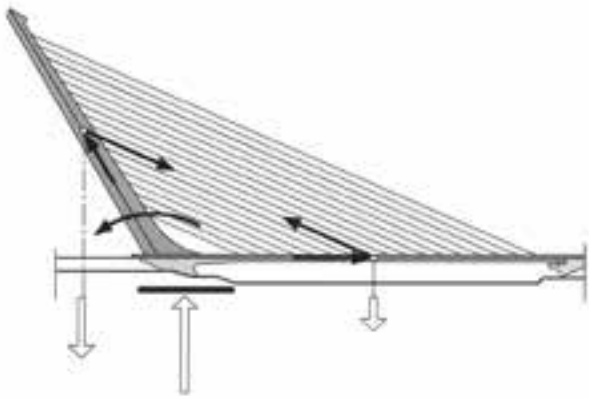
Im Folgenden soll das Gleichgewicht als weiterer ingenieurgeprägter Begriff näher betrachtet werden: ein Konzept, das auch in der Gestaltpsychologie eine zentrale Rolle spielt. Formen, die in unmittelbarem Zusammenhang stehen, sollten stets im Gleichgewicht zueinander sein, um Irritationen zu vermeiden; es sei denn, diese sind bewusst gewollt.

Aus gestaltpsychologischer Sicht spricht man von einem Bewegungsgleichgewicht: Formen, die Bewegung andeuten, müssen im Gesamtsystem einen Ruhepol finden. Arnheim stellte fest: »Qualität stellt sich nur dann ein, wenn jeder Hinweis auf eine tatsächliche Veränderung oder Bewegung des Objekts sorgfältig unterbunden ist« [13].

Ein wenig gelungenes Beispiel ist die in Bild 4 dargestellte Bogenbrücke, die bildlich im Begriff ist zu kippen. Der Versuch, experimentelle Zeichen zu setzen, kann leider oft ins Auge gehen.



4 Wahrnehmungssirritationen durch Ungleichgewicht
 © Aus [14]/J. C. Walraven



5 Die Alamillo-Brücke im visuellen Gleichgewicht drückt extreme Dynamik durch die Pylonschrägstellung aus.
© Aus [3]/Österreichische Bautechnik Vereinigung

Santiago Calatravas Allamillo-Brücke verkörpert die Prinzipien des gestaltpsychologischen Gleichgewichts durch das fein austarierte Waagebalkenprinzip des mächtigen Schrägpylons, der die Konstruktion scheinbar mühelos im Gleichgewicht hält. Ihre Faszination beruht vor allem darauf, dass Betrachter instinktiv nur das Eigengewichtssystem wahrnehmen und die überlagernden, veränderlichen Lasten weitgehend ausblenden. Lipps verweist in diesem Zusammenhang auf die »allgemeine Neigung des Geistes«, komplexe Eindrücke zu vereinfachen – eine Erklärung, die sich hier treffend anwenden lässt [8]. Die oft diskutierten konstruktiven Schwächen, insbesondere die enormen Biegemomente am Pylonfuß zur Abtragung der veränderlichen Lasten, sind im entscheidenden ersten Blickkontakt nicht erkennbar.

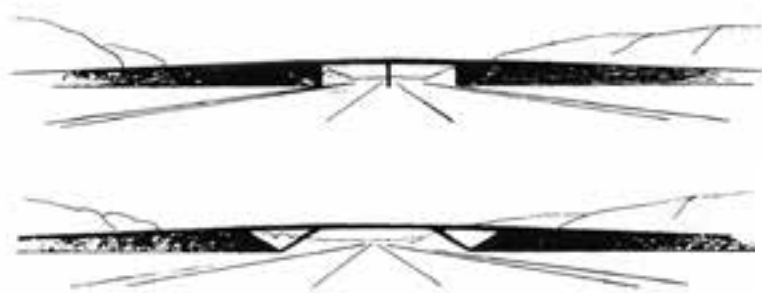
3.3 Schrägheit

Wie in Bild 5 zu erkennen, besticht Santiago Calatravas Alamillo-Brücke nicht nur durch den Waagebalkeneffekt, sondern auch durch die markante Schrägstellung ihres Pylons. Schräge Linien und Kanten bilden im Gegensatz zur strengen Vertikalen und Horizontalen ein wirkungsvolles Mittel, um die Anschauungsdynamik eines Objekts zu steigern. Arnheim betont hierzu: »Schrägheit wird stets als Abweichung vom vertikal-horizontalen Gerüst wahrgenommen; daher rührt ihr stark dynamischer Charakter« [13]. Dieses Stilmittel findet sich seit jeher in der bildenden Kunst, um Lebendigkeit und Ausdruckskraft zu erhöhen, eindrucksvoll belegt durch den Drehleierspieler von Georges de La Tour von 1620 (Bild 6).

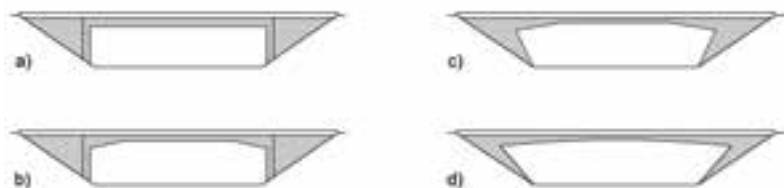
Auch in der darstellenden Geometrie prägen schräge Linien die Wirkung einer Parallelprojektion; die Dynamik steigert sich weiter in der Einpunkt-, Zweipunkt- und am stärksten in der Dreipunkt-Zentralperspektive. Übertragen auf den Brückenbau können bereits Schrägstiele den visuellen Ausdruck deutlich intensivieren, wie eine Brückenstudie vom bekannten deutschen Nachkriegsarchitekten Wilhelm Tiedje zeigt (Bild 7). Je flacher die Neigung, desto dynamischer wirkt die Brücke. Häufig finden sich Schrägen auch in Tragwerksvouten oder bei erdseitig geneigten Widerlagern, um Einspannungseffekte zu erzielen (Bild 8).



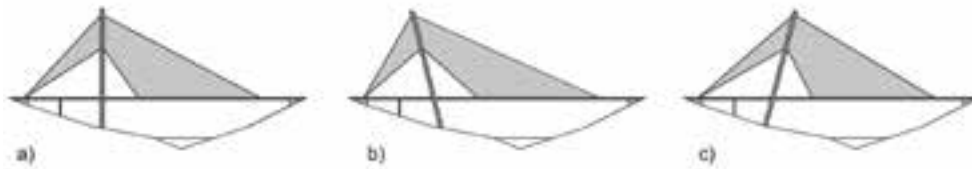
6 Schrägheit als Stilmittel: Drehleierspieler von Georges de La Tour
© Michael Kleiser



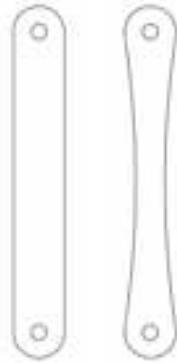
7 Das untere Bild zeigt einen Vorschlag für eine Überführungsbrücke von Wilhelm Tiedje als Alternative zu dem häufig realisierten Entwurf im oberen Bild.
© Aus [15]/Karl Krämer Verlag



8 Die Anwendung der Schräge zur sukzessiven Steigerung der Ausdruckskraft – von der geringsten Ausprägung in b) bis zur stärksten in d)
© Michael Kleiser



9 Unterschiedliche Ausdrucksmöglichkeiten einer Schrägseilbrücke
© Michael Kleiser



10 Gerade und konkav zugeschnittener Zugstab mit Augenstababschluss

Schrägseilbrücken nehmen hierbei eine Sonderstellung ein: Allein die Schräglage der Seile bzw. Kabel verleiht ihnen eine markante Präsenz. Der visuelle Ausdruck lässt sich zusätzlich durch die Stellung der Pylone variieren. Wie Bild 9 zeigt, reicht das Spektrum von einem neutralen, erhabenen Erscheinungsbild (Bild 9a) über eine expressive, spannungsgeladene Form (Bild 9b) bis hin zu einer zurückhaltenden, beinahe devoten Ausprägung (Bild 9c). Diese gestalterischen Mittel sollten stets im Einklang mit der unmittelbaren Umgebung gewählt werden.

3.4 Kurven und Krümmungen

Als zusätzliches Ausdruckselement zur Steigerung der Formdynamik können gezielt Kurven, Krümmungen und Wölbungen eingesetzt werden. Gekrümmte Linien erzeugen automatisch eine Bewegungsrichtung – ähnlich wie die konvex gekrümmte Entasis der dorischen Säule eine Wahrnehmungsbewegung nach außen als »Querdehnung unter Druck« auslöst. Im Gegensatz dazu deuten konkave Begrenzungslinien eine Bewegung ins Forminnere an [13]. Während die Entasis die Druckbeanspruchung in einer Säule plastisch nachzeichnet, kann eine konkave Form den gegenteiligen Effekt erzeugen, indem sie Zugkräfte durch die nach außen dargestellte Quereinschnürung bildhaft verdeutlicht. Diese gesteigerte Anschauungsdynamik lässt sich beispielsweise im Stahlbau mit konkav geschnittenen Zugblechen erzielen, wie in Bild 10 dargestellt.



11 Die gegen das Eigengewicht nach oben gekrümmte Huyckbrücke als Spannbetontrog
© Michael Kleiser



12 Unterschied der Dynamik einer Kurve aus zusammengesetzten Kreisbögen (links) und einer Sinuswelle (rechts)
© Michael Kleiser

Im Brückenbau tritt diese Bewegungsdynamik bei bogenförmigen Tragwerken besonders hervor, wie das Beispiel der Huyckbrücke in Bild 11 zeigt. Die konvexe obere Begrenzung und die konkave untere wirken der nach unten gerichteten Wahrnehmungskraft des Eigengewichts visuell entgegen und schaffen so ein ausgewogenes Gleichgewicht. Naheliegender ist, dass eine leichte Überhöhung des Überbaus aus diesem Wahrnehmungseffekt erklärbar wird, um den Eindruck eines »Durchhängens« zu vermeiden. Weitere dynamische Effekte lassen sich im Brückenbau auch durch Abrundungen von Rahmenecken erzielen. Häufig werden diese jedoch aus Gründen der Vereinfachung durch Kombination von Radien und Geraden hergestellt. Bereits Eduardo Torroja wies in [16] darauf hin, dass die Verbindung einer Geraden mit einem Kreis eine »ästhetisch schwer lösbare Aufgabe« darstellt. Ursache sind Diskontinuitäten im Linienvorlauf, die störend ins Auge fallen.

Wie Bild 12 veranschaulicht, wirken Konturen mit kontinuierlichen Krümmungsänderungen, etwa in Form einer Sinuswelle, deutlich dynamischer und harmonischer als zusammengesetzte Korbbögen. Auch Theodor Lipps spricht vom »freien Schwung der Linien«, einer »Mühelosigkeit oder Leichtigkeit im Verlauf der Formen« [8]. Neben gestalterischen Vorteilen ergeben sich auch statische, da Spannungsspitzen durch Diskontinuitäten vermieden werden können [17]. Solche kontinuierlichen, harmonischen Formen lassen sich bereits in den Wachstumsprozessen der Natur, die nach Kerbfreiheit und Optimierung streben, beobachten [18]. Die harmonische Form der Kettenlinie, abgeleitet aus der hyperbolischen Cosinusfunktion, zeigt sich auch bei Hängebrücken, deren Faszination die von Balkenbrücken stets übertrifft. Wird der Überbau zusätzlich leicht gegen die Schwerkraft nach oben gekrümmt, steigert das Zusammenspiel der entgegengesetzten Krümmungen die Anschauungsdynamik noch weiter.



13 Die Überführungsbrücke in Kirchheim unter Teck: Die Reduktion der Massen in Brückenmitte ist erst bei näherer Betrachtung erkennbar.
© Michael Kleiser

3.5 Visualisierung des Tragverhaltens

Das Beispiel des verzerrten Quadrats in Bild 2 sowie die Ausführungen von Lipps und Arnheim verdeutlichen, dass sich die Ausdruckskraft des Tragwerks durch das bewusste Sichtbarmachen der inneren Schnittkräfte erheblich steigern lässt. Häufig ist in diesem Zusammenhang auch von der Visualisierung des Kraftflusses die Rede, wodurch reizvolle formdynamische Effekte entstehen können.

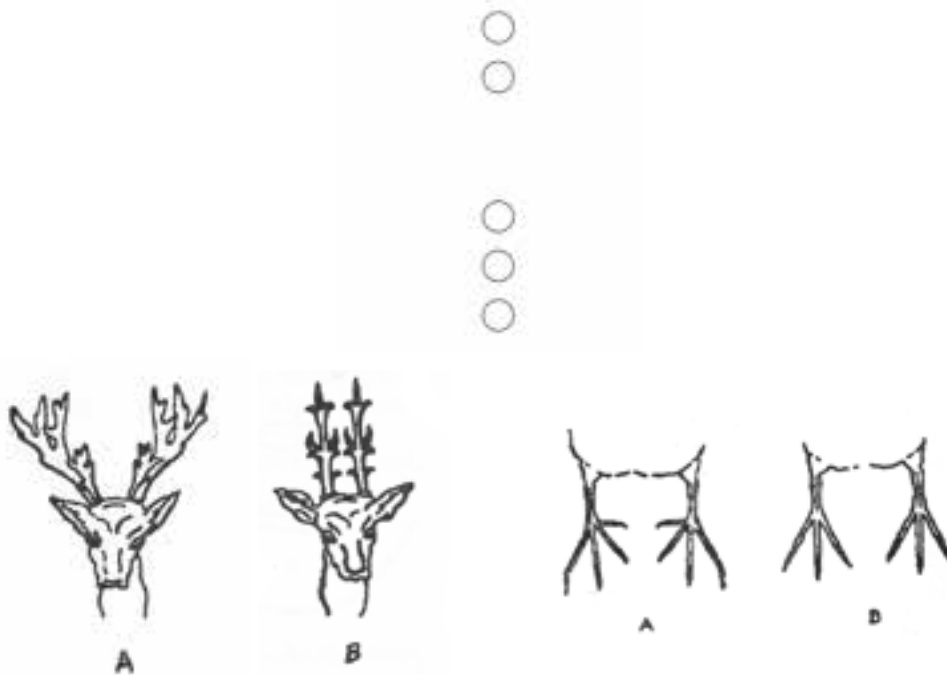
Im Gegensatz zu den aufgelösten Bauformen des Stahlbaus, bei denen das Tragverhalten durch getrennte Zug- und Druckkomponenten, etwa als Fachwerk, Bogen oder unterspannter Träger, klar erkennbar ist, bleibt es im Betonbau aufgrund der verdeckten Bewehrung deutlich weniger offensichtlich. Dies führt zu einer hohen Fehleranfälligkeit in der visuellen Formbildung und zu Verletzungen der Formlogik. Leider kann in diesem Artikel nicht näher auf die Aspekte der Formlogik eingegangen werden. Es wird deshalb auf [19] und [20] verwiesen.

Dennoch eröffnet der Betonbau vielfältige Möglichkeiten, das Tragverhalten durch eine gezielte Formgebung anschaulich zu machen. Die in den vorangegangenen Kapiteln erwähnten Proportionsüberlegungen, maßvolle Schrägen in Form von Stützenanzügen und Vouten sowie das Einfügen von Krümmungen und Rundungen sind erste Schritte, um individuelle gestalterische Akzente zu setzen – ohne Einbußen bei Wirtschaftlichkeit und Dauerhaftigkeit. Im Gegenteil: Eine durchdachte Formgebung kann im Einklang mit Kosten- und Dauerhaftigkeitsaspekten nicht nur Material einsparen, sondern auch zur Reduktion von Treibhausgasemissionen beitragen. Darüber hinaus können expressive Ansätze die dynamische Wirkung erheblich steigern. Ein herausragendes Beispiel ist Jörg Schlaichs Überführungsbrücke bei Kirchheim unter Teck, die neben der dynamischen Strebenneigung eine bildhafte Übersetzung der inneren Kraftflüsse

bietet – durch die plastische Verkörperung des Biegemomentverhaltens unter ständiger Last (Bild 13). Auf den ersten Blick wirkt die Form mit ihrem »Hängebauch« in der Tragwerksmitte überraschend und ungewohnt, da die Massenreduktion durch die Auflösung des Querschnitts in Plattenbalken nicht sofort erkennbar ist. Für den Autor stellt diese Brücke ein Meisterwerk puristischer Ingenieurskunst dar – die (!) Brückenplastik schlechthin. Die Massenreduktion in der Brückenmitte durch die Teilung des Biegemoments in Zug- und Druckkraft ist bei der Seitenhafenbrücke bereits aus der Ferne deutlich erkennbar. Besonders eindrucksvoll wird die Kraftübertragung der Stahlstützen in den Spannbetonüberbau in der Betonform nachgezeichnet (Bild 14).



14 Die Seitenhafenbrücke in Wien
© Michael Kleiser



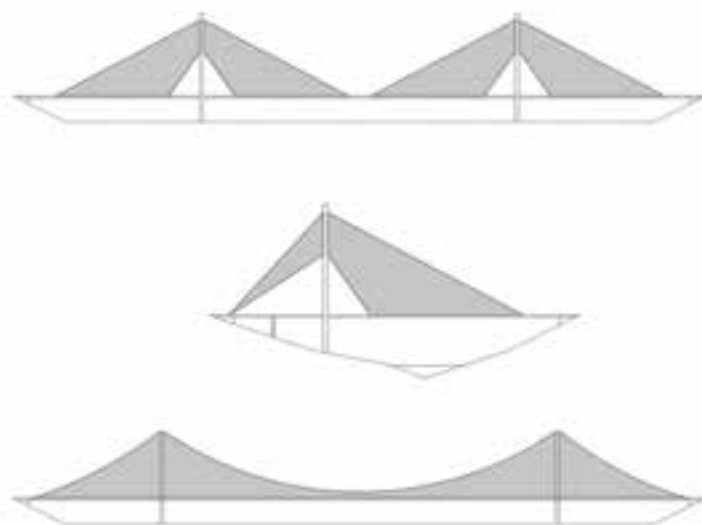
15 Zwei Kreise bilden keine Einheit, drei schon (oben). Das Geweih eines Hirschs oder Vogelkrallen sind so geformt, dass sie in eine wechselseitige Beziehung treten (unten). Variante A zeigt jeweils eine natürliche, Variante B eine unnatürliche Ausformung.
© Michael Kleiser/Aus [21]/Trystan Edwards

4 Dualität und Mittenbezug

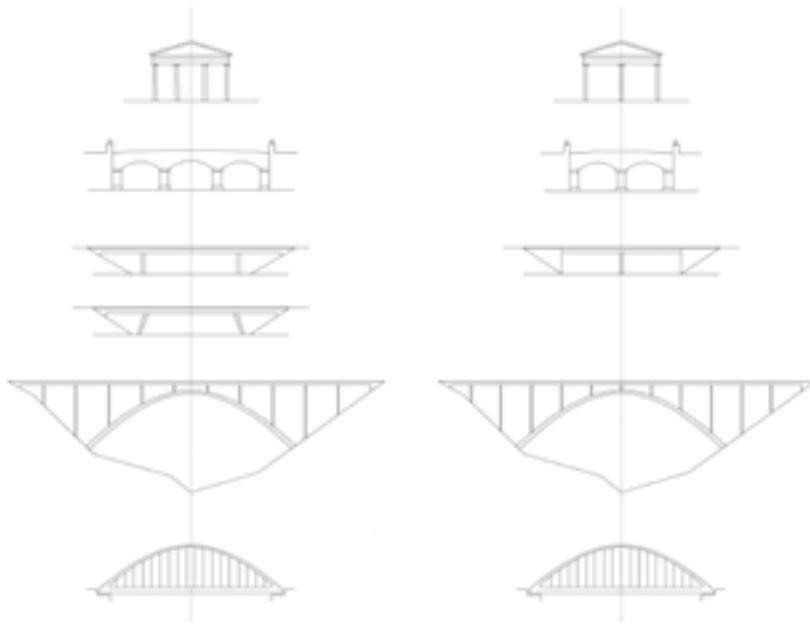
Zwei nebeneinander angeordnete gleichartige Objekte, etwa zwei Kreise, lösen in der visuellen Wahrnehmung Irritationen aus. Das Auge pendelt zwischen den Objekten hin und her und findet keine Ruhe – es entsteht keine Einheit. Anders bei drei Kreisen: Hier bildet sich eine geschlossene Gruppe, die das Auge als Ganzes wahrnimmt. Trystan Edwards bezeichnet dieses Phänomen als das Prinzip der »unentschiedenen Dualität« [21]. Die Natur sieht offensichtlich derartige Unstimmigkeiten nicht vor. Betrachten wir unsere Augen, Hände oder Füße, Vogelkrallen oder das Geweih eines Hirschs: Es handelt sich nicht um paarweise identische Objekte, sondern um asymmetrische Formen, die um eine zentrale Achse gespiegelt sind. Dadurch entsteht ein Bezug zwischen den zwei Objekten – und eine Einheit (Bild 15).

Überträgt man dieses Prinzip auf Großbrücken, wirken zwei aufeinanderfolgende Schrägseilfächer in ihrer Ausdruckstärke nachteilig, da sie als paarweise, jeweils singuläre Konstruktionsformen erscheinen – im Gegensatz zu einhüftigen Schrägseilbrücken. Der Architekt

Richard J. Dietrich spricht in diesem Zusammenhang von der »gebrochenen Gestalt« einer symmetrischen Schrägseilbrücke mit zwei Seilfächern gegenüber der »geschlossenen Gestalt« einer Hängebrücke, deren verbindendes Element das durchgehende Hängeseil ist [6] (Bild 16).



16 Unterschiedliche Wirkungen einer symmetrischen und einer asymmetrischen Schrägseilbrücke sowie einer Hängebrücke
© Michael Kleiser



17 Ausgewogene (links) und weniger ausgewogene (rechts) Konstruktionen
© Michael Kleiser

Betrachtet man eine schlichte zweifeldrige Überführungsbrücke, rücken nicht die Konstruktionsteile, sondern die Öffnungen zwischen ihnen in den visuellen Fokus – und erzeugen nach dem Prinzip der unentschiedenen Dualität Irritationen. Aus diesem Grund ist eine ungerade Zahl von Öffnungen einer geraden vorzuziehen. Ein- oder dreifeldrige Überführungsbrücken wirken daher harmonischer als zweifeldrige, wie bereits Tiedje in Bild 7 andeutete. Als Schlussfolgerung sollte man in der Regel eine ungerade Feldanzahl wählen, wie auch in der Literatur oft empfohlen [3] [5] [22] – ebenso wie eine ungerade Anzahl von Öffnungen zwischen Bogenhängern oder Stützen bei aufgeständerten Bogenbrücken. Nicht zuletzt wurde auch bei antiken Tempeln meist eine gerade Zahl von Stützen gewählt, so dass in der Mitte stets eine Öffnung verblieb (Bild 17).

5 Zusammenfassung

Tragwerksplaner prägen unsere Umwelt maßgeblich durch die Wahl von Konstruktionsformen und deren Dimensionen und Proportionen. Unter Anwendung der Gestaltpsychologie, die bemerkenswerte Parallelen zur Mechanik aufweist, wurden anhand von Beispielen Methoden aufgezeigt, mit denen Brückenformen dynamischer und eleganter gestaltet werden können – ohne die technische Funktionalität zu beeinträchtigen oder erhebliche Mehrkosten zu verursachen. Im Gegenteil: Die konstruktive Qualität kann so in vielen Fällen verbessert werden. Dadurch eröffnet sich ein kreativer Gestaltungsspielraum, den Tragwerksplaner aufgrund ihrer mechanischen Kenntnisse für sich in Anspruch nehmen können. Dieser Beitrag soll sie dazu ermutigen, den vorhandenen Gestaltungsspielraum bewusst zu nutzen und ihre Verantwortung, insbesondere im Brückenbau, wahrzunehmen. Über die konstruktive Tragwerksplanung hinaus ergibt sich somit ein breiteres Wirkungsfeld: die Gestaltungskraft des Konstruierens.

Autor:
Dipl.-Ing. Dr. techn. Michael Kleiser
ASFiNAG Bau Management GmbH,
Wien, Österreich

Anmerkung

Dieser Beitrag ist eine stark gekürzte und nicht vollständige Zusammenfassung der Vorlesung »Ingenieurformkunst« an der Technischen Universität Wien. Für einen tieferführenden Wissensaustausch steht der Autor jederzeit zur Verfügung.

Literatur

- [1] Leonhardt, F.: Brücken. Ästhetik und Gestaltung. Stuttgart, 1982.
- [2] Menn, C.: Stahlbetonbrücken. Wien, New York, 1986, S. 86.
- [3] Pauser, A.: Massivbrücken – ganzheitlich betrachtet. Hrsg. v. Österreichische Zementindustrie, Österreichische Vereinigung für Beton und Bautechnik. Wien, 2002, S. 15.
- [4] Billington, D. P.: Der Turm und die Brücke. Deutsche Übersetzung der Originalausgabe »The tower and the bridge« von 1983. Berlin, 2014.
- [5] Gottemoeller, F.: Bridgescape. The art of designing bridges. Hoboken, New Jersey, 2004, S. 111.
- [6] Dietrich, R. J.: Faszination Brücken. Baukunst, Technik, Geschichte. Berlin, 2017.
- [7] Seyler, A.: Wahrnehmen und Falschnehmen. Praxis der Gestaltpsychologie. Berlin, 2003.
- [8] Lipps, T.: Raumästhetik und geometrisch-optische Täuschungen. Leipzig, 1897, S. 35, 40, 33 f.
- [9] Arnheim, R.: Die Dynamik der architektonischen Form. Köln, 1980, S. 56.
- [10] Neutra, R.: Wenn wir weiterleben wollen ... Erfahrungen und Forderungen eines Architekten. Hamburg, 1956, S. 73.
- [11] Arnheim, R.: Die Macht der Mitte. Köln, 1996, S. 28 ff.
- [12] Grütter, J. K.: Grundlagen der Architekturwahrnehmung. Berlin, 2015, S. 286.
- [13] Arnheim, R.: Kunst und Sehen. Eine Psychologie des schöpferischen Auges. Überarbeitete Version der Originalausgabe »Art and visual perception. A psychology of the creative eye« aus 1974. Berlin, New York, 2000.
- [14] Walraven, J. C.: Neue Entwicklungen im Brückenbau in den Niederlanden; in: Tagungsband des Internationalen Brückenbausymposiums, Technische Universität Darmstadt, Fachgebiet Massivbau. Darmstadt, 2003, S. 418, 184, 237.
- [15] Tiedje, W.: Formprobleme im Brückenbau. Stuttgart, 1966, S. 10.
- [16] Torroja, E.: Logik der Form. München, 1961, S. 254.
- [17] Kleiser, M.: Formdynamik an Überführungsbrücken; in: Beton- und Stahlbetonbau 112, H. 7, 2017, S. 402–411.
- [18] Mattheck, C.: Design in der Natur. Der Baum als Lehrmeister. Karlsruhe, 1998.
- [19] Kleiser, M.: Formlogik an Brücken, Teil 1. Überlegungen zur authentischen Formbildung von integralen Brückenenden; in: Bautechnik 93, H. 2, 2016, S. 49–58.
- [20] Kleiser, M.: Formlogik an Brücken, Teil 2. Überlegungen zur authentischen Formbildung von fugenlosen Stützenanschlüssen; in: Bautechnik 94, H. 2, 2017, S. 83–92.
- [21] Edwards, T.: The things which are seen; a reevaluation of the visual arts. Wolverhampton, 1921.
- [22] May, R.: Pontifex Maximus. Der Architekt Paul Bonatz und die Brücken. Münster, 2011, S. 261.

Brückenbau mit Liapor

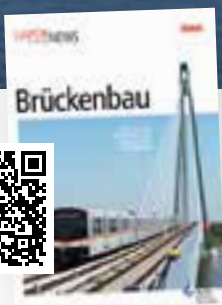
NACHHALTIG VERBINDEN

Bild: Donaustadtbrücke, Wien (Wikipedia/Tokfo)

Brücken schaffen Verbindungen zwischen Orten, Menschen und Perspektiven.

Ob für Neubau, Verstärkung oder denkmalgerechte Instandsetzung: Der innovative Baustoff Liapor-Blähton sorgt für Stabilität, Leichtigkeit und nachhaltige Lösungen im gesamten Brückensystem. Mehr dazu in der *Liapor News*-Sonderausgabe „Brückenbau“. Einfach QR-Code scannen und anfordern oder digital lesen.

 **Aus Ton**
Natürlich
Nachhaltig



Für eine persönliche Beratung erreichen
Sie die Liapor-Experten unter
Tel.: (+49)9545/4480
Mail: info@liapor.com



Liapor[®]

Ertüchtigung und Erneuerung von Eisenbahnbrücken Erhaltungsstrategie und Innovationen im Brückenbau

■ ■ ■ von Jens Müller

Groß, klein, jung, alt, aus Beton, Stahl, Stahlverbund oder Mauerwerk, wenige Meter oder einige Kilometer lang: Die DB InfraGO AG unterhält in Deutschland ca. 25.500 Eisenbahnbrücken unterschiedlichster Bauart. Ihnen allen gemeinsam ist, dass sie stets einwandfrei befahrbar sein müssen. Daher werden sie regelmäßig instand gehalten. Eisenbahnbrücken haben jedoch aufgrund ihres baulichen Zustands einen hohen Erneuerungsbedarf, der nur durch die Verstetigung von Investitionen behoben werden kann.

1 Bauarten und besondere Bauwerke

Viele Eisenbahnbrücken haben bereits ein Alter weit über der bauartenspezifischen normativen Lebensdauer erreicht, wobei die ältesten noch in Betrieb befindlichen Brücken, nämlich Gewölbebrücken aus Naturstein, bis zu 185 Jahre alt sind. Die älteste heute noch genutzte Eisenbahnbrücke bei Wurzen, an der Strecke Leipzig–Dresden gelegen, wurde bereits im Jahr 1838 erbaut.

Weitere Beispiele für sanierte und gut erhaltene Gewölbebrücken sind das Göltzschtalviadukt oder die Elstertalbrücke auf der Bahnstrecke Leipzig–Hof bei Jocketa über die Weiße Elster (Bild 1). Das 68 m hohe Bauwerk gilt nach der Göltzschtalbrücke als zweitgrößte Ziegelsteinbrücke der Welt sowie als einer der »schönsten Brückenbauten Sachsens«.

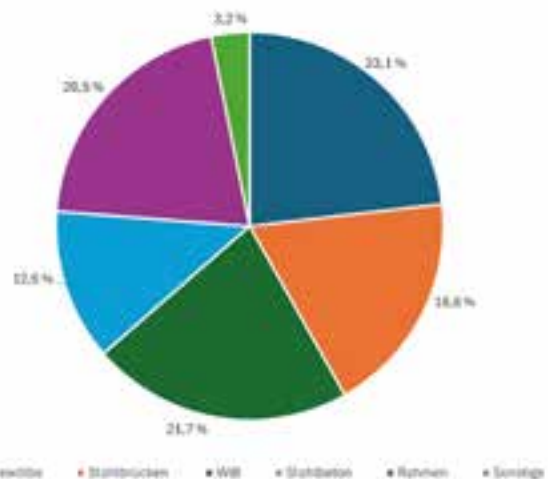


1 Elstertalbrücke von 1851
© DB InfraGO AG/Jürgen Findeisen

Neben den Gewölbebrücken mit 23,10 % stellen Walzträger-in-Beton-Brücken (21,70 %) und Stahlbrücken (18,60 %) jeweils etwa ein Fünftel des Brückenbestands dar.

Seit den 1960er Jahren wurden hauptsächlich Stahlbeton- und Spannbetonbrücken errichtet, so dass die Anzahl der Rahmenbauwerke auf 20,50 % und die der »gelagerten« Stahlbetonbrücken auf 12,60 % am Gesamtbestand angewachsen ist.

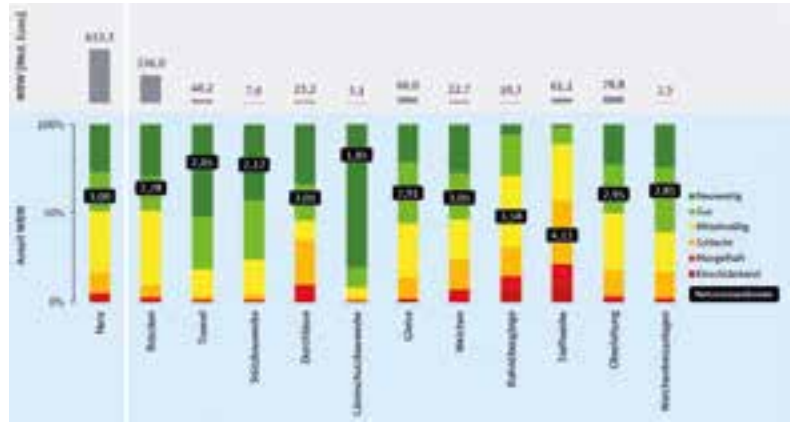
Der Brückenbestand der DB InfraGO ist durch kleine und mittlere Stützweiten geprägt. Brücken bis 30 m Stützweite haben dabei einen Anteil von 96 % an der Gesamtanzahl, im innerstädtischen Bereich dürfte ihr Anteil sogar annähernd 100 % betragen. Für diese Stützweiten wird vorzugsweise auf Rahmenbauwerke zurückgegriffen – sie nehmen daher in den vergangenen 20 Jahren einen Anteil von nahezu 65 % der Neubauten ein.



2 Bauartverteilung bei Eisenbahnbrücken
© DB InfraGO AG/Jens Müller

2 Zustand der bestehenden Eisenbahnbrücken

Der Zustand der Eisenbahnbrücken ist trotz intensiver Anstrengungen im Rahmen der Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung II (Ersatz von 900 Brücken) auf einer Netzzustandsnote von 2,78 annähernd gleich geblieben (vergleiche Bahnübergänge bzw. Stellwerke mit einer Gesamtzustandsnote von 3,58 bzw. 4,12). Dabei stellt die Netzzustandsnote einen aggregierten, wert- und zustandsgewichteten Kennwert zur quantitativen Beurteilung des baulichen Zustands der Eisenbahninfrastruktur dar. Sie wird auf einer Schulnotenskala von 1,0 (neuwertig) bis 5,99 (stark eingeschränkt) ausgewiesen und erlaubt eine vergleichbare Gesamtdarstellung des Netzzustands. Grundlage der Bewertung bilden detaillierte Inspektionsdaten und technische Zustandsmerkmale einzelner Anlagenkomponenten einschließlich ihrer Verfügbarkeit sowie sicherheitsrelevante Auffälligkeiten und erwartete Restnutzungsdauern. Auf Basis definierter Schwellwerte werden diese Informationen in Teilnoten überführt, die entsprechend ihrer ökonomischen und funktionalen Relevanz insbesondere unter Berücksichtigung der Wiederbeschaffungswerte gewichtet und zu segmentübergreifenden Netzzustandsnoten aggregiert werden. Dieses Verfahren gewährleistet eine methodisch fundierte, konsistente Ableitung von Instandhaltungsprioritäten und strategischen Erneuerungsmaßnahmen für das Gesamtnetz (Bild 3).



3 Netzzustandsnote gemäß Infrastrukturzustandsbericht 2024 © DB InfraGO AG

Brücken machen mit einem Wiederbeschaffungswert von 336 Mrd. € ca. 51 % des gesamten Anlagenbestands (653 Mrd. €) aus. Der Anteil erneuerungsbedürftiger Anlagen (1.452 Brücken) bleibt zwar mit 9,50 % konstant gegenüber dem Vorjahr, stellt aber mit 31,90 Mrd. € den zweithöchsten zustandsbasierten Erneuerungsbedarf der DB InfraGO neben Stellwerken dar. Neben dem Erneuerungsbedarf besteht bei ca. 9.000 Bauwerken ein potenzieller Instandsetzungsbedarf (Zustandsnote 3).

3 Erhaltungsstrategie

Eisenbahnbrücken haben im Lauf ihrer langen Nutzungsdauer stetig steigende Anforderungen zu erfüllen. Aus diesem Grund wurden ab den 1930er Jahren alte oder verfallene Brücken oft teilerneuert. In den letzten zwei Jahrzehnten hat sich jener Trend jedoch zugunsten der vollständigen Erneuerung gewandelt, so dass der Anteil der Teilerneuerungen nur noch bei ca. 10 % aller Bauprojekte lag. Dieser Wandel ist vor allem auf die Finanzierungsbedingungen zurückzuführen, die den Neubau gegenüber der Erhaltung des Bestands bevorzugten.

Mittlerweile dreht sich der Trend, da der immense Erneuerungs- und Instandsetzungsbedarf mit den vorhandenen Ressourcen nicht umsetzbar ist. Des Weiteren können erhebliche CO₂-Einsparungen durch Sanierungen generiert werden. Aus den vorgenannten Gründen wird ein Großteil der Gewölbebrücken nicht mehr ersetzt, sondern grundlegend saniert (siehe zum Beispiel die Elstertalbrücke). Vorteile sind reduzierte Baukosten, hohe Ressourcennutzung und Abfallvermeidung. Nicht außer Acht zu lassen ist der Erhalt der Baukultur. Das einzige tatsächliche Argument, das gegen die Sanierung von Gewölben spricht, sind Aufweitungsverlangen des Kreuzungspartners.



4 Gewölbebrücke vor der Instandsetzung © Walter Pelka



5 Gleiches Tragwerk nach der Instandsetzung und mit neuer Stahlbetonfahrbahnplatte © Rettberg GmbH



6 Künftiges Erscheinungsbild der Süderelbbrücke
© Deutsche Bahn AG

In der Vergangenheit haben den an der Planung Beteiligten oftmals die Erfahrungen bzw. die Kenntnisse der Sanierung im Bestand gefehlt. Hinzu kommen Ängste vor den Risiken, die aus dem Bestand resultieren könnten. Selbige bestehen aber nur bei unzureichender vorheriger Erkundung. Gerade hier wurde mit Rahmenverträgen, wie unter anderem der Diagnostik für künstliche und natürliche Mauerwerksstrukturen, Grundlagen geschaffen. Die Erfahrungen gehen in eine neue Richtlinie zur Instandsetzung bestehender Gewölbebrücken innerhalb der Richtlinienfamilie 804 ein.

Neben den Gewölbebrücken haben aber auch Stahl- und Stahlverbundbrücken einen enormen Investitionsbedarf. Gründe hierfür sind neben dem hohen Durchschnittsalter unter anderem notwendige Erneuerungen des Korrosionsschutzes sowie der Lager, Fugen und Abdichtungen. Sofern sich die Brücken in einem sanierbaren Zustand befinden und eine ausreichende Restlebensdauer nachgewiesen werden kann, werden die Überbauten saniert.

Leider handelt es sich bei den Stahlbrücken oftmals um zentral gelegene und stark frequentierte »Flussbrücken«, die große Stützweiten aufweisen. Daher ist die Erneuerung zeit- und kostenaufwendig. Bekannteste Beispiele hierfür sind die Süder- und die Norderelbbrücken in Hamburg, deren Erneuerung voraussichtlich 2028 beginnen und mehrere hundert Millionen Euro kosten wird (Bild 6).

Sollten die Überbauten der Eisenbahnbrücken nicht mehr nutzbar sein, so sind sie gegen neue auszutauschen. Hierbei bleibt ebenfalls stets zu prüfen, ob sich die Unterbauten weiterhin nutzen lassen. Bereits seit dem Jahr 2017 besitzt die Deutsche Bahn AG ein Regelwerk zum Nachweis von Bestandswiderlagern, was zur Vereinfachung der Umsetzung führt. Durch die Nutzung der Unterbauten – lediglich die Widerlagerbank wird erneuert – können maßgebliche Mengen an Beton und somit auch an CO₂ eingespart werden. Für beide beschriebenen Bereiche der Instandsetzung von Stahlbrücken und massiven Unterbauten gibt es eine Finanzierungswürdigkeit über die Leistungs- und Finanzierungsvereinbarung (LuFV), die in Abstimmung mit der zentralen Anlagenbuchhaltung sowie dem Eisenbahnbundesamt als Pilotanwendung noch bis Ende 2026 läuft. Neben diesen bauarten- und altersspezifischen Sanierungsfällen gibt es natürlich auch aufgrund von Entwicklungen und Mängeln der Vergangenheit einen zusätzlichen Optimierungsbedarf. Seit der Carolabrücke ist die Spannungsrissskorrosion »in aller Munde«. Die DB InfraGO betreibt aktuell noch ca. 130 Brücken mit potenziell spannungsrissskorrosionsgefährdeten Spannstählen. Bei diesen Bauwerken werden neben rechnerischen Nachweisführungen (in Verbindung mit verkürzten Inspektionsintervallen) und invasiven Materialuntersuchungen auch Monitoringsysteme, vorrangig sogenannte Schallemissions-Monitorings, eingesetzt.

Durch diese Maßnahmen sind Veränderungen zeitnah erkennbar und ein sicherer Eisenbahnbetrieb kann bis zur Erneuerung der Bauwerke gewährleistet werden. Schallemissions-Monitorings werden insbesondere in Einzelfällen eingesetzt, bei denen im Zuge von Materialuntersuchungen moderate Spannstahlschäden, wie etwa Versprödungen, vorgefunden wurden.

Ihr Einsatz bedarf stets einer ergänzenden rechnerischen Standsicherheitsbewertung sowie eines qualifizierten Alarmplans. Die Erkenntnisse aus dem Teileinsturz der Carolabrücke und aus Schäden an weiteren Straßenbrücken in der jüngsten Vergangenheit haben zu einem verstärkten Fokus auf invasive Materialuntersuchungen geführt, und zwar auch in den oft schwer zugänglichen Bereichen der Spanngliedhochpunkte.

Annähernd abgeschlossen ist der Tausch der Edelstahlrollenlager. Selbige wurden von den 1960er bis Ende der 1970er Jahre in Deutschland eingebaut. Bereits in frühen Phasen stellten sich Schäden an Lagerplatten und Brüche bzw. Ausbrüche an Rollen ein. Aus diesem Grund wurde der Einbau untersagt und die vorhandenen Edelstahlrollenlager einem Austauschprogramm unterzogen. Aufgrund des Umfangs hat es fast vier Jahrzehnte bis zu seinem Abschluss gedauert.

Im Bereich der Beton- und Spannbetonbrücken sind bei der Eisenbahn wesentlich weniger Probleme als bei der Straße zu verzeichnen, da beispielsweise Koppelfugen unzulässig waren, Einfeldsysteme gebaut wurden und volle Vorspannung beim Spannbeton verwendet wurde. Des Weiteren wurde in der Vergangenheit einiges an »schlaffer Bewehrung« eingebaut, so dass der Nachweis der Querkraftbewehrung nach heutiger Norm nicht ganz so kritisch ausfällt. Darüber hinaus sind an Eisenbahnbrücken in der Regel keine erheblichen Schäden durch Karbonatisierung und Tausalz zu verzeichnen, da bekanntlich Schienenwege nicht gestreut werden. Die Alkali-Kieselsäure-Reaktion (Betonkrebs) trat bei der DB Netz bzw. InfraGO in größerem Ausmaß bei Betonschwellen einzelner Hersteller auf. Im Bereich der Eisenbahnbrücken sind lediglich einzelne Bauwerke bekannt, die überwacht werden und bei denen weitere Sanierungsmaßnahmen eingeleitet wurden. Neben den oben genannten Ursachen kommen immer wieder individuelle Bedarfe aus dem Betreiben der Anlagen hinzu. Hierzu gehören Aufweitungsverlangen, Änderung der Streckengeometrie oder der -geschwindigkeit sowie Anfahrtschäden etc.

4 Planung und Umsetzung der Maßnahmen

Die Erneuerung von Eisenbahnbrücken stellt eine besondere Herausforderung dar. Sie soll zum wirtschaftlich optimalen Zeitpunkt (Ende der Nutzungsdauer) und ohne längere Beeinträchtigung des Betriebs erfolgen, zudem die Träger öffentlicher Belange beteiligen sowie umweltverträglich und möglichst kostengünstig sein, um nur einige Punkte zu nennen. Einige Projekte in der Vergangenheit haben jedoch gezeigt, dass dies die sogenannte Quadratur des Kreises ist. Waren Mittel vorhanden, so lagen die Zustimmungen beispielsweise des Denkmalschutzes nicht vor oder Sperrpausen und Umleitungsstrecken waren nicht vorhanden.

Aufgrund dieser begrenzten Planbarkeit kommt es immer wieder zu kurzfristigen Ersatzmaßnahmen zur Aufrechterhaltung der Verkehre – beginnend mit einer Brückenmessung, um »die letzten Reserven« der Brücke zu mobilisieren, und, damit einhergehend, einer realitätsnahen Bewertung der Trag- und Ermüdungssicherheiten nach Richtlinie 805 sowie der Gebrauchstauglichkeiten bei heutigen Belastungsanforderungen. Außerdem kann zur sicheren Führung des Verkehrs ein Dauermonitoring installiert werden, das bei kritischer Bauwerksreaktion unmittelbar Hinweise an den Betreiber der Anlage übermittelt.

Sollte auch die Brückenmessung zu keinem positiven Ergebnis kommen, so können nur noch betriebliche Restriktionen umgesetzt werden. Hierzu gehört die Reduktion der Geschwindigkeit bzw. der Zuggewichte und Radsatzlasten. Sollte der Nachweis sogar mit diesen Maßnahmen nicht gelingen, so verbleibt lediglich die Möglichkeit der Sperrung. Um die Einschränkungen zu minimieren, lassen sich zeitnah Hilfsbrücken einbauen. Hierfür hält die DB InfraGO Zwillingsträgerhilfsbrücken bis zu einer Stützweite von 31 m in Konz vor. Im Rahmen der Überarbeitung der Zwillingsträgerhilfsbrücken ist geplant, sie auch bis zu einer Stützweite von 40 m zu erstellen. Für größere Hilfsbrücken besteht lediglich die Möglichkeit, modulare Fachwerkbrücken (SKB-Gerät) vom Bund anzumieten. Durch die Vorhaltung eigener Hilfsbrücken lassen sich Einschränkungen im Bereich »alternder« Brücken minimieren.



7 Absenken einer Hilfsbrücke in Hamburg-Rothenburg
© DB Bahnbau GmbH/Max Lautenschläger

5 Innovationen im Brückenbau

Die letzten Jahre waren geprägt von Innovationsinitiativen rund um digitale, datenbasierte Anwendungen für die Mobilität der Zukunft. Hierbei stand neben der finanziellen Förderung auch die Vernetzung zwischen Akteuren aus Politik, Wirtschaft und Forschung sowie der Zugang zu den Mobilitäts-Datenportalen Mobilithek und Mobility Data Space im Vordergrund.

Unter anderem hat die von der Bahn und Bauwirtschaft ins Leben gerufene »Zukunftsinitiative Bahnbau« viele Themen, die zum Teil aus der Wissenschaft kamen, in die Projektwelt getrieben (siehe <https://www.deutschebahn.com/de/konzern/bahnwelt/Zukunftsinitiative-Bahnbau-ZIB>). Weiterhin wurde das von der Bahn initiierte Programm der »mindbox« eingerichtet, das jungen Startups die Möglichkeit gibt, sich im Bereich des Bahnsektors zu etablieren (siehe <https://www.dbmindbox.com>).

Darüber hinaus werden Mess- und Monitoringsysteme, auf Schallemissionen und faseroptischen Sensoren basierend, in Pilotprojekten eingesetzt und deren nachhaltiger Nutzen überprüft. Aktuell handelt es sich hier um einen punktuellen Einsatz zur Beantwortung spezifischer Fragestellungen und zur Beurteilung von »Schwachstellen«.

Bei Gewölbebrücken wurden erste Pilotprojekte zur Abdichtung und Querschnittserweiterung unter Verwendung von Ultra-Hochfesten-Faserverbund-Baustoffen (UHFB) durchgeführt. Die Verminderung von Querschnittsdicken gegenüber herkömmlichen Stahlbetonfahrbahnplatten erreicht bis zu 80 % und kann so helfen, bei geringer Überschüttungshöhe mehr kritische Brücken in diesem Bereich in die Erhaltung zu überführen. Die Ergebnisse sind vielversprechend und werden für weitere Anwendungen aufbereitet. In der Instandhaltung wird regelmäßig das Thema Drohnen zur Inspektion aufgebracht und in unterschiedlichsten Forschungsprojekten untersucht. Mit der neuen DIN 1076 ist der Einsatz unter bestimmten Voraussetzungen möglich, jedoch können solche bildgebenden Verfahren nur eine Unterstützung bei der Begutachtung bzw. Hauptuntersuchung sein und nicht die Arbeit des Brückenprüfers ersetzen.

Auch das Thema Künstliche Intelligenz (KI) wird in unterschiedlichen nationalen und internationalen Projekten untersucht. Die Beteiligten sind sich einig, dass die KI einen wichtigen Beitrag zur Modernisierung und Effizienzsteigerung der Eisenbahninfrastruktur leistet. So kann sie die vorausschauende Wartung (Predictive Maintenance) durch KI-gestützte Sensoren unterstützen, indem der vorzeitige Verschleiß von Gleisen, Weichen, Brücken und Oberleitungen erkannt wird. Hierdurch lassen sich frühzeitige Reparaturen und teure Störungen bzw. Notfallmaßnahmen vermeiden.

Die KI unterstützt auch bei der Digitalisierung der Infrastruktur. Neben Bilderkennung und -auswertung ist es möglich, große Datenmengen aus »smarten Sensoren« zu verarbeiten, um kritische Infrastrukturprobleme früher zu erkennen. Des Weiteren kann die KI helfen, Bauprojekte effizienter zu planen, indem sie Materialverbrauch, Kosten und Zeitabläufe optimiert und mittels digitalen Zwillings eine präzisere Simulation von Bau- und Wartungsmaßnahmen durchzuführen hilft.

Erkennbar ist jedoch, dass trotz aller Innovationen erhebliche Investitionen in die Infrastruktur notwendig sind. Nur so kann alte Technik, zum Beispiel Stellwerke aus dem 19. Jahrhundert oder 120 Jahre alte Stahlbrücken, ersetzt werden. Aus diesem Grund ist eine Verstärkung der Investitionen in die Infrastruktur notwendig und mit dem Sondervermögen Infrastruktur und Klimaneutralität (SVIK) ein wichtiger Schritt getan worden. Die Behebung des Investitionsstaus der Eisenbahninfrastruktur ist ein Schlüssel, um die angestrebte Klimaneutralität bis 2045 zu erreichen.

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

ÜBERBRÜCKEN.MIT.SYSTEM.



SB30N und SB30X in Rekordzeit entwickelt.
Zwei Prototypen im Dauereinsatz.

SYSTEC: ÜBERBRÜCKEN.MIT.SYSTEM.

Anlass, Vergabeverfahren und Ergebnis

Realisierungswettbewerb Weserbrücke im Zuge der A 1 in Bremen

■ ■ ■ von Sebastian Krohn



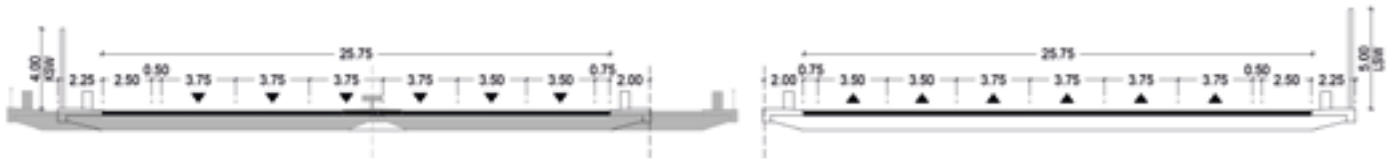
1 *Weserbrücke im Bestand*
© René Legrand/DEGES GmbH

Die DEGES wurde 2023 mit der Planung und Realisierung der achtstreifigen Erweiterung der A 1 im ersten Bauabschnitt zwischen den Anschlussstellen Arsten und Hemelingen beauftragt. Dieser Abschnitt schließt die Weserbrücke mit ein, welche im Zuge des Ausbaus vollständig zu ersetzen ist. Im Rahmen eines Realisierungswettbewerbs wurde ein Brückenentwurf ausgewählt, der technische Innovation, gute Gestaltung und kostengünstiges Bauen miteinander in Einklang bringt. Das gesamte Vergabeverfahren einschließlich des integrierten Realisierungswettbewerbs konnte in weniger als zehn Monaten durchgeführt werden. Der Beitrag beschreibt die Planungsrandbedingungen, zeigt die eingereichten Arbeiten und berichtet von der Preisgerichtssitzung sowie der Auswahl des Wettbewerbssiegers.

1 Projektüberblick

Die DEGES wurde 2019 beauftragt, eine Machbarkeitsstudie (MBS) zur achtstreifigen Erweiterung der A 1 zwischen dem Autobahndreieck (AD) Stuhr und dem Autobahnkreuz (AK) Bremen durchzuführen. Aufgrund der hohen verkehrlichen Bedeutung wurde für diesen 19,20 km langen Streckenabschnitt ein Nutzen-Kosten-Verhältnis $NKV > 6$ ermittelt, weshalb die achtstreifige Erweiterung hier notwendig ist. Ende 2023 wurde der Projektauftrag um die Planung und Realisierung des ersten Bauabschnitts zwischen der AS Arsten und der AS Hemelingen erweitert. Dieser Abschnitt schließt die Weserbrücke mit ein, welche im Zuge des Ausbaus vollständig zu ersetzen ist. Die bestehende Weserbrücke wurde 1963 gebaut und 1977 umgebaut bzw. erweitert. Die Strombrücke, eine gevoutete Deckbrücke in Stahlbauweise, weist zahlreiche Ermüdungs- und Korrosionsschäden auf, so dass ihre Restnutzungsdauer nur durch eine aktuell laufende Grundinstandsetzung bis zum dringend benötigten Ersatzneubau verlängert werden kann. Auch die annähernd gleich lange Vorlandbrücke, ein mehrfeldriger Spannbetonplattenbalken, zeigt altersgemäße Schäden, so dass auch hier ein Ersatzneubau unausweichlich ist (Bild 1).

Die Möglichkeiten für einen Ersatz des Bestandsbauwerks wurden im Rahmen einer MBS eingehend untersucht. Unter der Maßgabe, den Verkehr auf der hochbelasteten A 1 möglichst wenig einzuschränken, wurden verschiedene Trassierungsvarianten für den achtstreifigen Ausbau entwickelt und bezüglich genehmigungsrelevanter Faktoren abgewogen. Maßgeblich waren hierbei die Raumwiderstände infolge hochwertiger Schutzgebiete wie FFH- und europäischer Vogelschutzgebiete im Süden der Trasse sowie die autobahnahe Bebauung auf der Nordseite. Die sich ergebende Vorzugslösung sieht eine Erweiterung der Autobahntrasse nach Norden vor. Der hiermit verbundene Versatz zwischen bestehender und zukünftiger Autobahnachse der A 1 erlaubt einen Ersatzneubau der Weserbrücke ohne späteren Querverschub eines Überbaus.



2 Regelquerschnitt Weserbrücke neu (s/w) und alt (grau)
© Ingenieurbüro Prof. Dr.-Ing. H. Bechert + Partner / A+S Consult GmbH

Bild 2 zeigt den Bestandsquerschnitt grau und den neu geplanten Querschnitt schwarz-weiß darüber gezeichnet.

Mit einer Fahrbahnbreite von insgesamt 25,75 m je Richtung ergibt sich eine erhebliche Gesamtbreite für den Neubau. Der Fahrbahnquerschnitt beinhaltet zum einen die vier Fahrstreifen, die je Richtungsfahrbahn als Ausbauziel definiert wurden. Zum anderen sind aus Gründen der Verkehrssicherheit je Überbau zwei Verflechtungsfahrstreifen erforderlich, da die AS Arsten und Hemelingen sehr nah beieinanderliegen. Zusammen mit dem ebenfalls notwendigen Standstreifen ergibt sich in Summe die vorgenannte Fahrbahnbreite.

Zudem besteht schon seit längerem der Wunsch der Stadt Bremen, in der Nähe eine Fuß- und Radwegquerung über die Weser zu errichten. Die Idee zu einer solchen Querung im Bereich der nördlich gelegenen Korbinsel unweit von der A 1 wurde durch die Stadt Bremen zunächst unabhängig vom Ausbau der Autobahn im Zuge des sogenannten Wesersprungs Korbinsel verfolgt. Geplant wurde dort ein elegant gestalteter Brückenzug als eigenständige Geh- und Radwegverbindung. Als kostengünstige Alternative zu separat errichteten Fuß- und Radwegbrücken ließe sich der Brückenquerschnitt für den Ersatzneubau der Weserbrücke um einen Geh- und Radweg erweitern. Daher lag es auf der Hand, auch eine Radwegüberführung in die Planung des Ersatzneubaus zu integrieren. In Bild 2 ist der Geh- und Radweg auf der rechten Bildseite zu erkennen.

Die beiden Richtungsfahrbahnen der neuen Weserbrücke haben zwar einen identischen Höhenverlauf, liegen aber aufgrund einer unterschiedlichen Linienführung im Grundriss nicht parallel zueinander, so dass sich ein in der Breite veränderlicher Lichtspalt zwischen den Überbauten ergibt. Dieser Spalt ermöglicht erstens die Errichtung des ersten neuen Teilbauwerks ohne wesentliche Verkehrseinschränkungen auf dem Bestandsbauwerk und führt zweitens im Endzustand zu weniger Verschattung unterhalb der Brücke, was unter Umweltaspekten positiv zu bewerten ist.

Zum Regelquerschnitt des Ersatzneubaus gehören auch zwei Schutzwände: Eine 5 m hohe Lärmschutzwand verläuft entlang des nördlichen Fahrbahnrandes und in Abgrenzung zum Vogelschutzgebiet eine Irritationsschutzwand mit einer konstanten Höhe von 4 m entlang des südlichen Fahrbahnrandes.

Im Rahmen der MBS zum Bauwerk wurde unter anderem untersucht, welche Tragwerksvarianten unter den vorgenannten Querschnittsabmessungen sowie unter der Vorgabe einer Stützweite im Stromfeld von ca. 160–170 m am besten geeignet wären. Im Ergebnis war festzustellen, dass Deckbrücken mit untenliegendem Tragwerk, Stab- oder Netzwerkbogenbrücken sowie Schrägeilbrücken gleichermaßen in Frage kommen. In technischer wie in ästhetischer Hinsicht stach keine der vorgenannten Varianten besonders hervor bzw. war von vornherein auszuschließen. Aufgrund der großen Bandbreite an möglichen Lösungen eignete sich diese Planungsaufgabe grundsätzlich für die Durchführung eines Realisierungswettbewerbs.

2 Wettbewerbsaufgabe

Die Wettbewerbsaufgabe bezog sich ausschließlich auf den achtstreifigen Ersatzneubau der Weserbrücke. Anschließende Streckenabschnitte bzw. Anschlussstellen waren nicht Bestandteil des Wettbewerbs. Die Linienführung war bereits in der MBS optimiert worden und verbindlich vorgegeben. Die Gradienten wurden ebenfalls vorgegeben, wobei Abweichungen in definierten Grenzen möglich waren. Entscheidend waren hierbei der Anschluss des Bauwerks an die vorhandene Strecke und vor allem an die AS Arsten und Hemelingen.

Die zuvor genannten Randbedingungen für den Querschnitt des neuen Brückenbauwerks inklusive des Geh- und Radwegs sowie der Schutzwände (Bild 2) wurden ebenfalls im Wettbewerb verbindlich vorgegeben. Des Weiteren war ein Bauablauf zu planen, bei dem der Verkehr auf der A 1 permanent aufrechterhalten bleibt. Für den zu planenden Radweg wurden Anschlusspunkte an das vorhandene Radwegenetz beidseitig der Weser vorgegeben. Diese Anschlusspunkte lagen landseitig der Deichlinie, so dass der Radweg auch bei Hochwasser nutzbar bleibt.

Analog zur Situation im Bestand wurde für die neue Brücke festgelegt, dass die Pfeiler nicht innerhalb der Weser liegen dürfen, um die Schifffahrtsstraße nicht einzuschränken. Der Gefährdungsräum für Schiffsanprall wurde definiert und entsprechende Bemessungswasserstände wurden vorgegeben. Um einen größeren Öffnungs- bzw. Abflussquerschnitt bei Hochwasser zu gewährleisten, war bei der Planung der Pfeiler darauf zu achten, dass deren Anzahl die des Bestandsbauwerks möglichst unterschreitet. Zudem wurde es positiv gewertet, wenn die Pfeilerstellung so gewählt wurde, dass Konflikte mit der Bestandsgründung vermieden werden.

Das bestehende Widerlager auf Hemeinger Seite ist im Bestand vollständig in den Deich eingebunden. In Abstimmung mit der Hochwasserschutzbehörde wird mit dem Neubau eine bauliche Trennung von Deich und Brückenbauwerk angestrebt. Aus dieser Forderung entstand die Auflage für den Wettbewerb, möglichst keine Unterbauten im Deichkörper zu planen.

Wie bereits in Abschnitt 1 beschrieben, grenzen hochwertige FFH- und Vogelschutzgebiete an das Bestandsbauwerk. Um sicherzustellen, dass sich nur solche Planungen im Wettbewerb durchsetzen, die auch unter umweltplanerischen Aspekten genehmigungsfähig sind, war unter anderem besonderes Augenmerk auf die Wahrnehmung des Bauwerks bzw. von Bauteilen für Vögel zu legen. Daher waren transparente, spiegelnde Oberflächen sowie Beleuchtung und filigrane Strukturen, wie zum Beispiel sehr schlanke Seile, zu vermeiden.

3 Wertungskriterien und Ablauf des Verfahrens

Grundlage für den durchgeführten Wettbewerb war der Leitfaden des Bundes zur Durchführung von Planungswettbewerben im Straßen- und Ingenieurbau [1], welcher sich inhaltlich stark an die Richtlinie für Planungswettbewerbe RPW 2013 [2] anlehnt, die vor allem für Hochbauprojekte ausgelegt ist. Gemäß Leitfaden [1] ist das Kriterium Wirtschaftlichkeit bei der Wertung angemessen zu berücksichtigen. Im vorliegenden Verfahren entfiel die Wichtung der Wertungskriterien zu 30 % auf das Kriterium Wirtschaftlichkeit und zu 70 % auf die sogenannten weiteren Wertungskriterien. Die Wichtung entsprach damit einer für solche Wettbewerbe üblichen Verteilung. Zu den weiteren Wertungskriterien zählten:

- statisch-konstruktive Konzeption
- Umweltverträglichkeit im Bau- und Endzustand
- Identität, Gestaltung, Einfügung in die Landschaft
- Ausführbarkeit und Bauzeit
- Umsetzung der funktionalen Anforderungen

Im Rahmen der Vorprüfung wurden die Arbeiten hinsichtlich der vorgenannten fünf Kriterien bewertet. Einzige Ausnahme bildete das Kriterium 3 (Identität, Gestaltung, Einfügung in die Landschaft), dessen Bewertung allein durch die Jury und ohne Empfehlung durch die Vorprüfer erfolgte. Die Bewertung der Arbeiten nach den Kriterien 1, 2 sowie 4 und 5 durch die Vorprüfer diente den Preisrichtern als Orientierungshilfe am Tag der Preisgerichtssitzung. Die Preisrichter ermittelten nach der Vorstellung der Vorprüfungsergebnisse in mehreren Rundgängen und Abstimmungen die endgültige Rangfolge der eingereichten Arbeiten. Die ersten drei Arbeiten wurden gemäß ihrer Rangfolge folgendermaßen bewertet:

- Rang 1: 10,00 Punkte
- Rang 2: 7,50 Punkte
- Rang 3: 5,00 Punkte

Das Wertungskriterium Wirtschaftlichkeit wurde getrennt von den weiteren Wertungskriterien vorab durch die Vorprüfer auf der Grundlage von evaluierten Kosten ermittelt. Um eine Vergleichbarkeit der Kosten zwischen den Wettbewerbsarbeiten zu ermöglichen, wurden die Hauptmengen durch Vergleichsrechnungen überprüft und, falls erforderlich, angepasst. Zudem wurden die Einheitspreise der Hauptmengen im Sinne der Vergleichbarkeit vereinheitlicht. Das Ergebnis der Wertung der Wirtschaftlichkeit und das Gesamtergebnis wurden am Ende der Jurysitzung bekanntgegeben, nachdem die Wertung der vorgenannten fünf Kriterien abgeschlossen war.

Der Realisierungswettbewerb wurde als Bestandteil eines regulären Vergabeverfahrens für Planungsleistungen nach Vergabeverordnung (VgV) durchgeführt. Das Verfahren bestand aus einem vorgeschalteten Teilnahmewettbewerb zur Vorauswahl geeigneter Bieter, der Angebotsphase, die mit der Einreichung der Angebote endete, und der Auswertung der Angebote sowie der Beauftragung des Angebots, welches innerhalb der Bewertung am besten abgeschnitten hatte. Die Wettbewerbsarbeiten wurden zusammen mit dem jeweils endgültigen Angebot eingereicht. Der Realisierungswettbewerb diente schließlich der Festlegung der Bieterangfolge innerhalb des Vergabeverfahrens. Nach Abschluss des Wettbewerbs stand gleichzeitig der Sieger des Vergabeverfahrens fest und sein zuvor eingereichtes Angebot wurde beauftragt.

Der Zeitrahmen, der für die Durchführung eines solchen Wettbewerbsverfahrens benötigt wird, ist im Allgemeinen nicht größer als der, der für eine Vorplanung des Brückenersatzneubaus inklusive Variantenuntersuchung benötigt wird. Die Planungskosten erhöhen sich durch den Wettbewerb ebenfalls nicht wesentlich. Einzig der Aufwand auf Seiten des Auftraggebers sowie auf Seiten der Bieter mag etwas höher sein. Es ist eben nicht ein Ingenieurbüro, das im Rahmen einer Vorplanung mehrere Varianten entwickelt und gegenüberstellt, sondern es waren in diesem Fall fünf Büros, die jeweils eine Variante als Wettbewerbsarbeit eingereicht haben, welche durch die Vorprüfer und das Preisgericht bewertet werden musste.

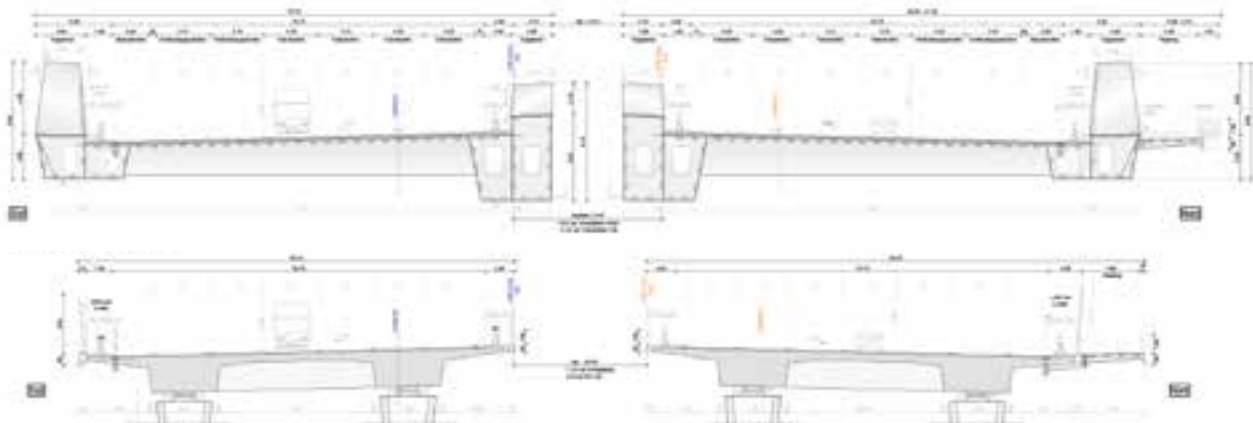
Der Teilnahmewettbewerb für das Vergabeverfahren bzw. den Realisierungswettbewerb startete Mitte September 2024. Im November 2024 wurden die Wettbewerbsunterlagen an alle Teilnehmer versandt und nach einer gut vier Monate langen Bearbeitungszeit wurden Ende März 2025 alle Wettbewerbsarbeiten planmäßig eingereicht. Die Preisgerichtssitzung fand am 24. Juni 2025 in Bremen statt und die Auftragsvergabe an den Wettbewerbssieger erfolgte bereits kurz darauf Anfang Juli 2025. Somit wurde das gesamte Vergabeverfahren einschließlich des integrierten Realisierungswettbewerbs in weniger als zehn Monaten durchgeführt.

4 Eingereichte Arbeiten

Nach Prüfung der formalen und technischen Mindestkriterien konnten alle Arbeiten für den Wettbewerb zugelassen werden. Positiv ist die Vielfalt der eingereichten Entwürfe zu bewerten. So wurden neben zwei Deckbrücken mit untenliegendem Tragwerk auch eine Trogbrücke sowie eine Schrägseilbrücke und eine Zügelgurtribrücke zur Ausführung vorgeschlagen.



3 Beitrag 1: gevouteter Stahltrug im Hauptfeld und Spannbetonplattenbalken in den Seitenfeldern
© Leonhardt, Andrä und Partner AG/PPL GmbH



4 Beitrag 1: Querschnitt im Hauptfeld (oben) und Querschnitt der Vorlandbrücke (unten)
© Leonhardt, Andrä und Partner AG/PPL GmbH

Beitrag 1:

Bild 3 zeigt Beitrag 1 des Ingenieurbüros Leonhardt, Andrä und Partner. Die Strombrücke ist als stählerne Einfeldbrücke mit Orthoverbundplatte geplant.

Der Einfeldträger besitzt einen Trogquerschnitt mit gevouteten, stählernen, mehrzelligen Hohlkästen als Hauptträger (Bild 4). Die Stützweite im Hauptfeld beträgt 165 m. Bei einer Konstruktionshöhe in Feldmitte von ca. 8 m ist der gevoutete Einfeldträger relativ schlank ausgebildet. Bei Einsatz von Baustahl S460 ergeben sich erforderliche Blechdicken von bis zu 190 mm.

Die Vorlandbrücken sind durchgängig als zweistegige Plattenbalken in Spannbetonbauweise mit Stützweiten zwischen 53 m und 28 m konzipiert und grenzen sich so klar von der Konstruktion im Hauptfeld ab. Die Vorlandbrücke West wird als Einfeldträger ausgebildet, östlich der Weser entsteht ein Durchlaufträgersystem. Die Konstruktionshöhen im Vorlandbrückenbereich liegen etwa zwischen 1,25 m und 2,50 m. Beitrag 1 ist der einzige Entwurf, der Trennpfeiler und Fahrbahnübergänge an den Enden des Hauptfelds vorsieht, wodurch sich die klare bauliche Trennung von Material und Querschnitt auch in der Fugenausbildung manifestiert. Insgesamt ist die Konstruktionsweise der Vorlandbrücken robust und kostengünstig gewählt.

Die Strombrücke ruht auf massiven, sich nach oben hin verjüngenden Trennpfeilern, während die Vorlandbrücke schlankere, sechseckige Pfeiler erhält. Es wurden Tiefgründungen mit neun Pfählen $d = 1,50$ m je Trennpfeiler und vier Pfählen $d = 1,50$ m je Vorlandpfeiler vorgesehen.



5 Beitrag 2: Spannbetonbrücke mit Stahlverbundhohlkasten im Hauptfeld
© WTM Engineers GmbH/Cowi/Dissing+Weitling



6 Beitrag 2: Stahlverbundhohlkasten im Hauptfeld (links), Spannbetonhohlkasten in den Seitenfeldern (rechts)
© WTM Engineers GmbH/Cowi/Dissing+Weitling

Beitrag 2:

Beitrag 2 wurde von den Büros WTM und Cowi erstellt und nahezu vollständig als Spannbetonhohlkastenbrücke entworfen (Bild 5). Zwei Ausnahmen gibt es hierbei. Erstens wird der Betonhohlkasten im letzten Feld der Vorlandbrücke auf der Hemelinger Seite aufgrund der geringen Bauhöhe nicht mehr als Hohlkasten, sondern als Spannbetonplattenbalken ausgebildet. Zweitens wird im 174 m weit spannenden Hauptfeld das Gewicht des Spannbetonkastens zu groß, so dass in den mittleren 74 m des Hauptfelds auf einen Stahlverbundhohlkasten gewechselt wird. Diese innovative Hybridbauweise ermöglicht die Ausbildung als Deckbrücke mit untenliegendem Tragwerk bei großen Stützweiten und einem gleichzeitig maximierten Bauwerksanteil, der kotengünstig und robust als Spannbetonquerschnitt umgesetzt werden kann (Bild 6).

Die Strombrücke wird monolithisch an V-Stützen links und rechts der Weser angeschlossen, welche wiederum monolithisch mit den Fundamenten verbunden sind. Auch die Vorlandbrücken sind in gleicher Bauweise an die Strombrücke angebunden und längsverschieblich auf Pfeilerscheiben und Widerlagern gelagert. So ergibt sich ein semiintegrales Rahmenbauwerk in Spannbetonbauweise mit Hohlkastenquerschnitt, welches längs und quer vorgespannt ist. Die Stützweiten im Vorlandbereich liegen zwischen 80,00 m und 36,50 m. Zudem ist auch die Konstruktionshöhe über die Brückenspannlänge veränderlich. Die lichte Weite der Strombrücke zwischen den V-Stützen beträgt 158,00 m. Die zugehörige Bauhöhe der Strombrücke wurde in Feldmitte mit 3,70 m und am Pfeileranschnitt mit 5,50 m sehr schlank gewählt. Die massiven V-Stützen der Strombrücke wurden mit Betongelenken knapp oberhalb der Pfahlkopfplatte versehen, um Zwangskräfte abzubauen.

Aus dem gleichen Grund wurde für die Tiefgründungen mit Bohrpfehlen $d = 1,50$ m unterhalb der V-Stützen eine zusätzliche Baugrunderkennung in den oberen 6 m mit Casings angeordnet. Als weitere Besonderheit werden Spannlieder zwischen den V-Stützen und durch den Verbundhohlkasten geführt, um die Rahmenstiele vor dem Schließen der Lücke zusammenzuziehen und die H-Kräfte an den V-Stützen zu reduzieren. Im Bereich der Vorlandbrücke sind die Unterbauten als Stahlbetonpfeilerscheiben auf Tiefgründungen mit Bohrpfehlen $d = 1,20$ m vorgesehen. Eine weitere Besonderheit ist der unter dem Kragarm des nördlichen Teilbauwerks abgehängte Radweg. Die Brücke wird so schmäler gehalten und die Aufenthaltsqualität für Radfahrer und Fußgänger verbessert. Im Vorlandbereich wird der Radweg als Rampe mit einer separaten Gründung bis über den Deich geführt.

Beitrag 3:

Bild 7 zeigt Beitrag 3 des Büros Arup. Die Strombrücke wurde als einhäufige Schrägseilbrücke mit Harfensystem in Stahlverbundbauweise entworfen. Ihre Hauptspannweite über der Weser beträgt 180 m, die Seitenspannweite im großen Nachbarfeld lediglich 135 m. Der Querschnitt des Brückendecks besteht im Wesentlichen aus zwei außenliegenden Stahlverbundhohlkästen, die mit ca. 22 m weit spannenden, kastenförmigen Querträgern verbunden sind (Bild 8).

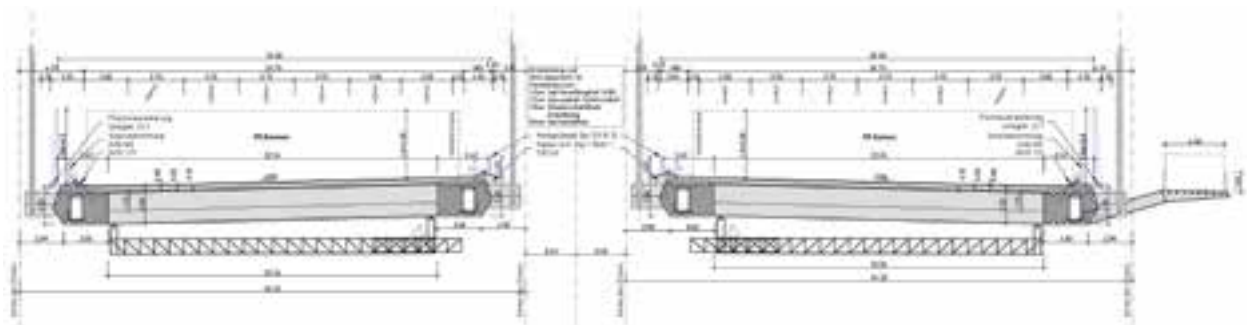
Darüber spannt eine Verbundfahrbahnplatte aus Teilfertigteilen und einer Ortbetonergänzung. Mit einer Höhe von 80 m über Gelände sind die Pylone der Schrägseilkonstruktion als weithin sichtbare Landmarke wahrnehmbar. Die begehbaren Pylone sind als Stahlverbundquerschnitte mit zum Teil ausbetonierten Kammern konzipiert. Von ihnen spannt ein Schrägseilsystem mit je drei doppelten Seilbündeln pro Pylon zum Überbau. Der Querschnitt des Brückendecks im Schrägseilbereich wird auch entlang der Vorlandbrücken beibehalten. Die Vorlandbrücken sind fugenlos mit der Strombrücke verbunden. Die Stützweiten der Vorlandbrücken variieren zwischen 45,00 m und 34,40 m, womit hier eine Reduktion der Pfeileranzahl auf fünf gegenüber zehn Pfeilern beim Bestandsbauwerk gelingt.

Da sich die Überbauhöhe zum Widerlager Hemelingen sukzessive reduziert, sind die Hauptträger zum Teil nur noch bedingt begehrbar. Die Pfeiler sind mit einer einfachen Kubatur als Stahlbetonvollquerschnitte geplant. Für die Gründungen kommen Bohrpfähle $d = 1,50$ m, beim Pylon und im Vorlandbereich $d = 1,20$ m zur Anwendung.

Der Radweg ist als weit auskragende Konstruktion an den Hauptträger angeschlossen und verläuft im Wesentlichen parallel und auf gleicher Höhe zur Fahrbahn.



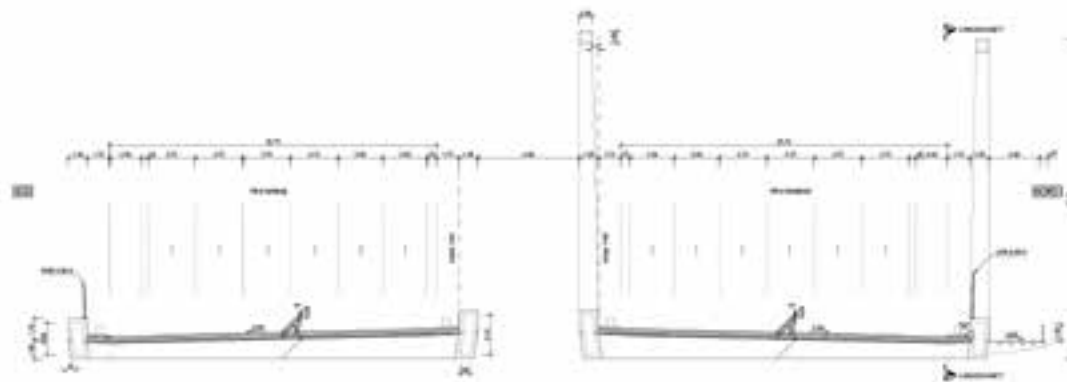
7 Beitrag 3: Schrägseilbrücke in Stahlverbundbauweise
© Arup/explorations architecture



8 Beitrag 3: Querschnitt der Schrägseilbrücke in Haupt- und Seitenfeld
© Arup/explorations architecture



9 Beitrag 4: Zügelgurtbrücke in Stahl- und Stahlverbundbauweise
© Ingenieurbüro Grassl GmbH/Firmhofer + Günther Architekten



10 Beitrag 4: Querschnitt der Zügelgurtbrücke in Haupt- und Seitenfeld
© Ingenieurbüro Grassl GmbH/Firmhofer + Günther Architekten

Beitrag 4:

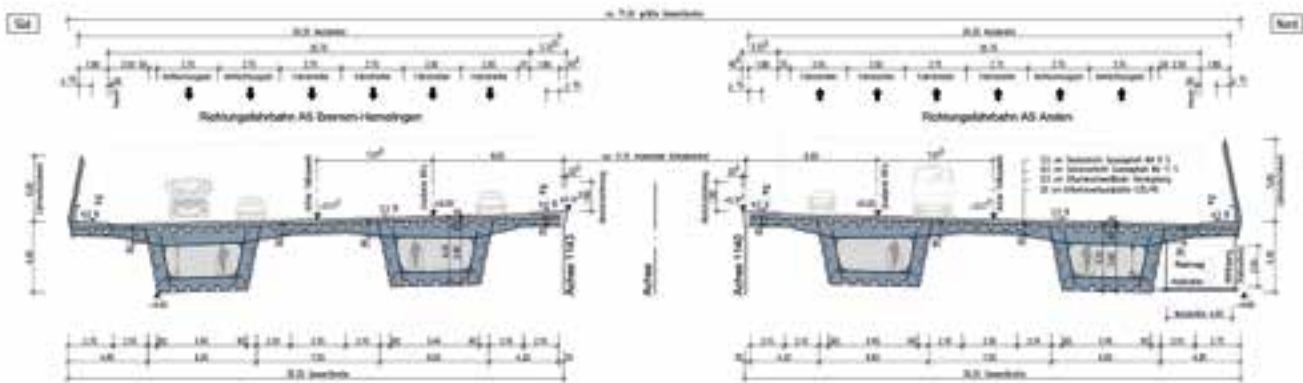
Beitrag 4 wurde vom Ingenieurbüro Grassl eingereicht und ist in Bild 9 dargestellt. Die beiden Zügelgurtbrücken sind ästhetisch ansprechend angelegt, wobei die Pylone je Richtungsfahrbahn versetzt angeordnet wurden. Auf diese Weise liegen nicht vier Zügelgurtebenen hintereinander, was dem Tragwerk mehr Transparenz und Leichtigkeit verleiht. Strom- und Vorlandbrücke sind nicht durch Fugen getrennt, so dass der Querschnitt einer Trogbücke mit zwei außenliegenden stählernen Hohlkastenträgern und einer Verbundfahrbahnplatte inklusive Querträger fast über die gesamte Brückenlänge durchläuft.

Diese durchlaufenden Kastenträger werden am Hauptfeld eines jeden Überbaus durch sehr schlanke Zügelgurte und die zugehörigen Pylone ergänzt. Als Hauptspannweite werden 153,40 m angegeben, während die restlichen Stützweiten zwischen 69,70 m und 40,70 m liegen. Die Konstruktionshöhe der außenliegenden Hohlkästen misst zwischen 3,40 m und 2,00 m, weshalb die Hauptträger zum Teil nur bedingt begehbar ausgebildet werden können. Zügelgurte, Pylone und Querträger werden als geschlossene Hohlkästen luftdicht verschweißt (Bild 10). Es wird mit Baustahl S460 über die gesamte Brückenlänge geplant. Zudem werden maximale Blechdicken von $t > 200$ mm erforderlich.

Die mit angeschnittenen Dreiecksflächen gestalteten Pfeiler von Strom- und Vorlandbrücke werden in Massivbauweise ausgeführt. Als Tiefgründung sind jeweils neun Pfähle mit $d = 1,50$ m für die Pfeiler unterhalb der Pylone sowie vier bzw. sechs Pfähle mit $d = 1,50$ m für alle weiteren Pfeiler vorgesehen.



11 Beitrag 5: Deckbrücke in Stahlverbundbauweise
© SSF Ingenieure AG/KRP Architektur GmbH



12 Beitrag 5: Querschnitt des Stahlverbundhohlkastens mit Orthoverbundplatte im Hauptfeld
© SSF Ingenieure AG/KRP Architektur GmbH

Beitrag 5:

Bild 11 zeigt die Visualisierung des Beitrags 5 des Büros SSF. Es handelt sich um eine ansprechend gestaltete Deckbrücke mit V-Stützen am Hauptfeld, die im Gegensatz zu Beitrag 2 jedoch vollständig in Stahlverbundbauweise geplant wurde. Die Schenkel der V-Stützen sind symmetrisch geöffnet und ragen auch aufgrund der geringeren Stützweite des Hauptfelds von 164 m in den Gefährdungsraum der Schifffahrt hinein, so dass sie auf Schiffsanprall zu bemessen sind.

Strom- und Vorlandbrücken sind fugenlos als semiintegrale Durchlaufträgerbrücken mit zwei einzelligen Stahlhohlkästen inklusive Konsol- und Querträger konzipiert. Die Fahrbahnplatte im Hauptfeld ist als Orthoverbundplatte mit 20 cm Betondicke geplant (Bild 12).

Die Stromrandfelder weisen eine Ort-betonverbundplatte mit 40 cm Dicke auf, um das Gegengewicht zum Hauptfeld zu erhöhen. Im übrigen Vorlandbereich wird eine Orthoverbundplattendicke von $d = 25$ cm angegeben.

Von den Strom- und Stromrandfeldern abgesehen, liegen die Stützweiten im Bereich der Vorlandbrücken zwischen 62 m und 38 m. Die Konstruktionshöhen betragen 4,10 m im Stromfeld und 3,10 m im Stromrandfeld, von dort sinkt die Bauhöhe in Richtung Osten auf bis zu 1,90 m am Widerlager Ost. Dieses Widerlager ist in den Deich integriert, so dass zur Überbrückung der deichparallel verlaufenden Straße »Am Weserhof« zusätzlich ein Stahlbetonrahmen als separates Bauwerk vorgesehen ist.

Die V-Stützen werden in Stahlbauweise mit monolithischem Anschluss an einen Stahlbetonsockel oberhalb der Pfahlkopfplatte ausgeführt. Gegründet werden die V-Stützen auf 21 Pfählen mit $d = 1,50$ m je V-Stützenpaar. Im Vorlandbereich werden die Pfeiler in Stahlbeton mit gemeinsamer Pfahlkopfplatte sowie mit Tiefgründung mit je sieben Pfählen à $d = 1,20$ m pro Pfeiler geplant.

Der Radweg wird, wie bei Beitrag 2 auch, zum Teil unterhalb des Kragarms geführt. Bei Beitrag 5 wird der Radweg jedoch bereits im flutgefährdeten Vorlandbereich auf das Geländeniveau heruntergeführt, so dass er bei Hochwasser nicht nutzbar wäre.



13 Siegerentwurf (Beitrag 2): Darstellung der Hybridkonstruktion im Hauptfeld
© WTM Engineers GmbH/Cowi/Dissing+Weitling

5 Entscheidung des Preisgerichts

Nach mehreren Rundgängen und intensiven Diskussionen zu Statik, Konstruktion, Baubarkeit und Funktionalität sowie zu Fragen der Gestaltung und der Einbindung in die Umgebung verblieben die Beiträge 2 und 5 in der engeren Auswahl. Eine einstimmige Entscheidung ließ sich nicht herbeiführen, weshalb im Kreis der Preisrichter per Handzeichen abgestimmt wurde. Im Ergebnis fiel die Wahl mit fünf zu zwei Stimmen zugunsten des Beitrags 2 aus.

Darüber hinaus bestätigte das Ergebnis der Wertung der Wirtschaftlichkeit noch einmal die Preisgerichtsentscheidung, da Beitrag 2 auch in puncto Wirtschaftlichkeit auf Rang 1 lag. Der Kostenvorteil gegenüber den anderen Beiträgen ist vor allem auf den hohen Betonanteil an der Gesamtkonstruktion und die damit geringeren Herstellungskosten für den Überbau zurückzuführen.

Mit diesem eindeutigen Ergebnis konnte der Ingenieurvertrag wenige Tage nach der Preisgerichtssitzung geschlossen und die Entwurfsplanung gestartet werden. Mit dem zu erstellenden Bauwerksentwurf liegt vor den Büros WTM und Cowi sowie den Architekten von Dissing+Weitling eine sehr interessante sowie auch anspruchsvolle Ingenieuraufgabe, die technische Innovation, gute Gestaltung und kostengünstiges Bauen miteinander in Einklang bringen wird (Bild 13).

Der Auftraggeber musste für den Realisierungswettbewerb weder wesentlich mehr Mittel noch mehr Zeit einplanen, als es eine konventionelle Vorplanung für den Brückenersatz erfordert hätte. Dennoch waren am Realisierungswettbewerb deutlich mehr Planer beteiligt, so dass der Gesamtaufwand an Ingenieurstunden höher sein dürfte und selbige trotz Entschädigung nie vollständig vergütet werden. Daher sei an dieser Stelle allen Planenden, die an dem Wettbewerb teilgenommen haben, ausdrücklich für ihren persönlichen Einsatz und ihre vielen Arbeitsstunden gedankt, die in die Entwürfe eingeflossen sind. Ihre Innovationskraft und ihre Motivation für gut gestaltete Brücken werden auch angesichts der in Zukunft anstehenden Aufgaben zur Erhaltung unserer Infrastruktur hochwillkommen sein.

Autor:
Dr.-Ing. Sebastian Krohn
DEGES Deutsche Einheit
Fernstraßenplanungs- und
-bau GmbH, Berlin

Literatur

- [1] Bundesministerium für Verkehr und Digitales (Hrsg.): Leitfaden zur Durchführung von Planungswettbewerben im Straßen- und Ingenieurbau, nicht offene Wettbewerbe (LF RPW). Bonn, Stand 01/2018.
- [2] Bundesministerium für Umwelt, Klimaschutz, Naturschutz und nukleare Sicherheit (Hrsg.): Richtlinie für Planungswettbewerbe, RPW 2013. Berlin, Stand 01/2013.

Bauherr bzw. Auslober
DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH, Berlin

Planungsbüros im Wettbewerb
Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG
mit PPL Gesellschaft für Hochbau, Städtebau und Forschung mbH
WTM Engineers GmbH mit Cowi und Dissing+Weitling Arup
mit explorations architecture
Ingenieurbüro Grassl GmbH mit Firmhofer + Günther Architekten
SSF Ingenieure AG mit KRP Architektur GmbH

Überwinden, was uns trennt: Der ECHTERHOFF Brückenbau!



ECHTERHOFF



Unsere Leistungsbereiche:

- › Ingenieurbau
(u.a. Expressbrücken)
- › Kanal- und Rohrleitungsbau
- › Spezialtiefbau
- › Industriebau und
schlüsselfertiges Bauen
- › Projektentwicklung

Seit 1860 Ihr Partner rund ums Bauen: [echterhoff.de](https://www.echterhoff.de)

Bauen mit besonderen Herausforderungen

Pont Neuf in Pinga, Demokratische Republik Kongo

■ ■ ■ von Andreas Galmarini, Matthias Ludin, Dady Kasereka, Bernard Tissot

In Pinga, einem abgelegenen Ort rund 100 km von der kongolesischen Provinzhauptstadt Goma entfernt, musste eine Straßenbrücke über einen Fluss ersetzt und mussten zwei Fußgängerbrücken erstellt werden. Bei eingeschränkten technischen Möglichkeiten, schwierigen Straßenverhältnissen und politischer Instabilität kann eine Standardaufgabe zu einer ansehnlichen Herausforderung werden. Dank einem engagierten Team und einer vertrauensvollen Zusammenarbeit über Kontinente hinweg entstanden trotz aller Widrigkeiten drei Brücken, welche den betroffenen Menschen gute Dienste leisten.

1 Einleitung

1.1 Infrastruktur

Pinga ist eine Stadt mit ca. 40.000 Einwohnern in der Provinz Nord Kivu der Demokratischen Republik Kongo. Die Provinz Nord-Kivu ist fast eineinhalbmals so groß wie die Schweiz, während die Bevölkerung etwa gleich groß ist. Von der Provinzhauptstadt Goma mit zwischen 1 Mio. und 2 Mio. Einwohnern – je nachdem, ob man die intern Vertriebenen dazuzählt oder nicht – und einem internationalen Flughafen ist Pinga bei günstigen Verhältnissen in einer Tagesreise in einem robusten und leistungsstarken 4x4-Geländewagen zu erreichen. Die Stadt liegt etwas südlich des Äquators auf knapp 1.000 m über Meer in dicht bewaldetem, bergigem Gebiet bei der Mündung der Flüsse Mweso und Osso. Die Verkehrsinfrastruktur der Region besteht aus einem dichten Netz an Fußwegen mit einzelnen zeitweise befahrbaren Naturstraßen. Die spärliche und unzuverlässige Verkehrsinfrastruktur ist eine der Hauptursachen für die schlechte Versorgungslage und die große Armut der Bevölkerung. Die andere ist, dass die Region seit über 30 Jahren von Unruhen geplagt wird. 2024 bzw. 2025 ist eine Rebellen-Gruppe von der Grenze zu Ruanda bis knapp vor Pinga vorgestoßen und hält seither das Territorium inklusive Goma besetzt.

Pinga hat mit seinem Regionalspital und dem Markt eine wichtige Funktion für die Bevölkerung der Umgebung. Das Hilfswerk der Evangelisch-reformierten Kirche Schweiz (HEKS) ist als einzige internationale Organisation trotz aller Herausforderungen mit einer Niederlassung vor Ort. Unter anderem setzt sich das HEKS für die Offenhaltung der beiden unbefestigten Straßen ein, welche Pinga für den motorisierten Verkehr mit der Außenwelt verbindet.

1.2 Bestehende Brücke

Zwei Brücken, je eine über den Mweso und den Osso, verbinden die Quartiere von Pinga und stellen die Erreichbarkeit der Stadt für Motorräder, Geländewagen und Lkws sicher. Über den Mweso wurde 1991 von schwedischen Missionaren eine 37 m lange Baileybrücke errichtet als Ersatz für eine Holzbrücke, welche 1985 weggeschwemmt wurde. Die Brücke mit einer Fahrbahn aus Holzbohlen auf Querträgern zwischen den seitlichen Stahl-Fachwerkträgern ruhte auf gemauerten Widerlagern und einer 9 m langen, ebenfalls gemauerten Insel auf einer kleinen Anhebung des Flussbetts aus Lavagestein in Flussmitte. Die Flussöffnungen maßen rund 9 m und 13 m.



1 Herausforderungen auf den Hauptverkehrsachsen
© Andreas Galmarini



2 Baileybrücke über den Mweso bei Hochwasser: Sicht von Südosten
© Andreas Galmarini



3 *Untersicht der bestehenden Brücke mit massiven Korrosionsschäden und plastischen Verformungen*
© Andreas Galmarini



4 *Situation mit überschwemmtem Gebiet*
© Andreas Galmarini

2022 wurde das HEKS von der Stadt angefragt, ob es nicht im Rahmen der Straßenerhaltung den Korrosionsschutz der Brücke neu applizieren könnte. Die Anfrage veranlasste das HEKS, die Brücke etwas genauer unter die Lupe zu nehmen. Nach einem Blick unter das Bauwerk war klar, dass ein neuer Anstrich nicht die richtige Antwort auf den Zustand der Brücke war, sondern dass diese dringend ersetzt werden musste.

Die Geldgeber der HEKS-Straßenerhaltungsprogramme erklärten sich bereit, einen Ersatz der Brücke zu unterstützen, machten jedoch zur Bedingung, dass dem Bau eine nachvollziehbar dokumentierte Planung zugrunde liegen müsse, welche die Geldgeber prüfen und freigeben würden. Das Departement für Entwicklung und Zusammenarbeit (DEZA) der Schweiz stellte dem HEKS daraufhin ein Expertenteam aus dem Schweizerischen Korpus für humanitäre Hilfe (SKH) zur Verfügung. Bald kristallisierte sich heraus, dass es vor Ort einzig der Planungskompetenz ermangelte, während für das Bauen Umsetzungserfahrungen vorhanden waren. Während einer ersten Begehung Ende November 2022 konnte ein Hochwasserstand beobachtet werden, welcher gemäß Aussage von älteren Einwohnern nur alle paar Jahre vorkommt. Die Situation veranschaulichte ein weiteres Problem der bestehenden Brücke: Sie verjüngte das Durchflussprofil zu stark. Bei einer Fließgeschwindigkeit um 2,50 m/s staute der Fluss ca. 0,50 m oberwasserseitig auf, was genug war, um das Vorland inklusive Straße auf der Westseite unter Wasser zu setzen. Das Freibord betrug lediglich noch 0,90 m, was auf ein erhebliches Risiko von Schwemmgutschäden und Verklausung schließen ließ.

2 Projekt

2.1 Grundlagen und Ziele

Eine Herausforderung war die Abwesenheit von be- und anerkannten Normen sowie von hydrologischen und hydraulischen Daten zum Fluss und zum Brückenstandort, auch Abschätzungen zu zukünftigen Tendenzen fehlten. Selbst Topografie und Geologie konnten nur mit großem Aufwand bestimmt werden.

Die Fahrbahn der bestehenden Brücke war 3,70 m breit und wurde gleichzeitig vom Straßen- und Fußgängerverkehr genutzt. Dies führte zu gefährlichen Situationen, wenn ein Lkw auf der Brücke Motorräder und Fußgänger kreuzen musste, insbesondere wenn sich Fußgänger zu beiden Seiten des Lkw befanden und nicht zur Seite ausweichen konnten. Im neuen Projekt wurde von Beginn an eine Abtrennung der Fußgänger vom motorisierten Verkehr als Ziel gesetzt. Analog zur bestehenden sollte auch die neue Brücke nur einspurig sein. Die Spur sollte eine komfortable Lkw-Durchfahrt ermöglichen, ein Kreuzen zweier Pkws jedoch ausschließen. Ähnlich verhielt es sich mit der Randbedingung für die Fußgängerbereiche: möglichst breit, aber schmal genug, damit offensichtlich kein Pkw Platz hat.

Die Brücke sollte zudem so ausgestaltet werden, dass sie nicht von Panzern befahren werden kann – einerseits, um sie nicht zum Spielball der verschiedenen bewaffneten Gruppen in der Umgebung werden zu lassen, und andererseits, um die Lasten auf das lokal übliche Bemessungsmodell (zwei 30-t-Lkws oder eine Flächenlast von 9 kN/m²) zu beschränken.

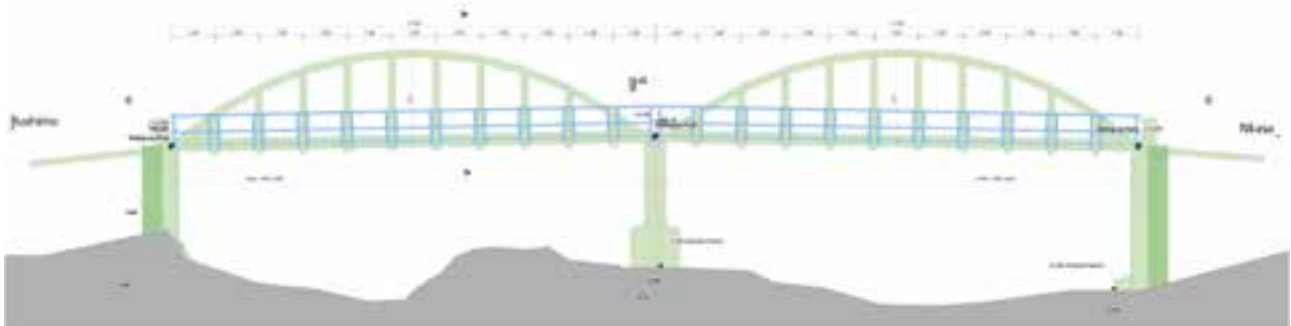
Zur Verbesserung der flussbaulichen Situation sollte die Brückenuntersicht um 0,50 m angehoben und gleichzeitig die Durchflussbreite signifikant vergrößert werden, wobei die neuen Widerlager etwa in gleicher Lage wie die bestehenden zu liegen kommen sollten, damit die Rampen nicht zu steil würden.

Aufgrund der Schwierigkeiten, einen hochwertigen Stahlbau zu beschaffen und zu transportieren, und in Anbetracht der lokal verfügbaren Arbeitskräfte hatte die neue Brücke eine Stahlbetonkonstruktion zu sein. Die Brücke sollte zudem so geplant werden, dass sie ohne Kran und ohne schwere Maschinen gebaut werden konnte.

2.2 Grundkonzept

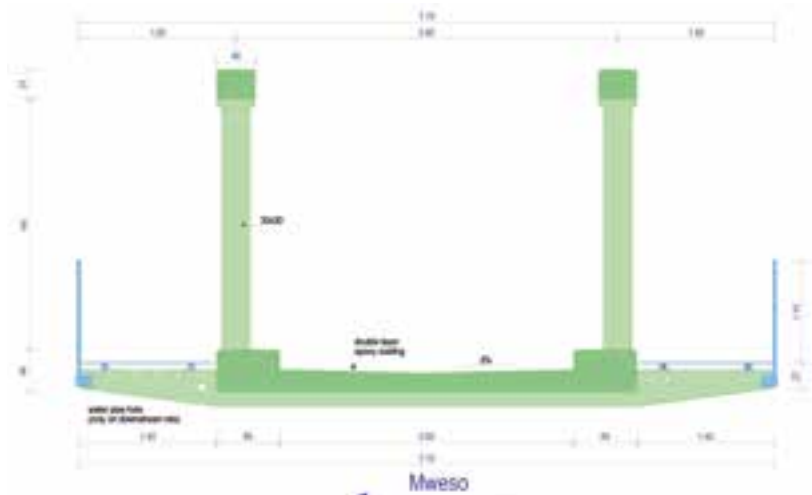
Die neue Brücke behält den Standort der bestehenden bei: Die Mittellinie liegt in der Achse der Hauptstraße von Pinga. Die Brücke überquert den Fluss leicht schräg. Oberstrom ist die Kurvenaußenseite zu befestigen, um die Position des Flusses zu stabilisieren und seinen Lauf langfristig zu sichern.

Das linke Widerlager befindet sich an der Stelle des bestehenden, der mittlere Pfeiler ruht auf der Lavagesteinsinsel in der Mitte des Flussbetts und das rechte Widerlager befindet sich unmittelbar hinter dem vorhandenen. Beide Widerlager und der Pfeiler stehen orthogonal zur Brückenmittellinie. Der Mittelpfeiler und die Übergänge der Flügelmauern zur Widerlagerwand sind im Grundriss abgerundet, um den Strömungswiderstand zu minimieren.



5 Pont Neuf: Längsschnitt
© WaltGalmarini AG

Die neue Brücke ist als semiintegrale Konstruktion konzipiert, wobei der zentrale Pfeiler den Festpunkt der Längsbewegung darstellt und der Brückenträger über Elastomerlager auf den Widerlagerwänden aufliegt. Das jeweilige Lager unterstrom ist quer zur Brücke unverschieblich ausgebildet. Die Fahrbahn krägt jeweils in Brückenlängsrichtung über die Widerlagerwand aus und trägt die Schleppplatte, so dass auf einen Fahrbahnübergang verzichtet werden kann. Die durchgehende Fahrbahnplatte wird alle 1,60 m über Querträger und Hänger an seitliche Bögen aufgehängt. Die Querträger ragen dabei über die Bogenebene aus, um die Riffelbleche und die Geländer der seitlichen Fußgängerbereiche zu tragen. Eine Öffnung in den Querträgern unterstrom, im Lee der Fahrbahnplatte, nimmt die Wasserleitung auf, welche als einzige Leitung über den Fluss geführt werden muss. Die beiden Felder sind als identische Bogenbrücken mit einer Spannweite von 17,46 m ausgebildet. Eine Längsneigung von 2 %, zum zentralen Pfeiler hin ansteigend, sorgt für einen effizienten Wasserabfluss. Das Regenwasser auf der Fahrbahn wird über zentrale Abflusslöcher zwischen den Querträgern direkt in den Fluss abgeleitet. Die bestehende zentrale Insel wurde rückgebaut,



6 Pont Neuf: Querschnitt
© WaltGalmarini AG

so dass die totale Durchflussbreite von 22 m auf 33,50 m gesteigert werden konnte (+50 % Durchflussbreite). Die Hauptelemente des Querschnitts sind die zentrale Betonfahrbahn mit Randträgern, der Bogen mit den Hängern und die Fußgängerbereiche zu beiden Seiten. Die Fahrbahnbreite beträgt 3,00 m, die lichte Breite zwischen den Bögen 3,50 m. Die Brücke ist als Langerscher Balken ausgebildet. Die Randträger dienen gleichzeitig als Zugband für die Bögen. Sie sind in Richtung Fahrbahn verlängert und um-

fassen einen nichttragenden Teil, der die Funktion eines Bordsteins übernimmt. Das Projekt wurde eingehend mit den Vertretern der Stadt, welche von Beginn an großes Interesse am Ersatzneubau hatten, besprochen. Trotzdem verblieb eine merkbare Unsicherheit, weil sie sich das Projekt aufgrund der Pläne nicht so richtig vorstellen konnten. Ein von befreundeten Architekten in »Fronarbeit« erstelltes Rendering half, diese Schwierigkeit zu überwinden und trug wesentlich zur finalen Zustimmung bei.



7 Pont Neuf als Rendering
© ROK Architects

2.3 Eingegossener Blechbogen

Eine Grundannahme des Konzepts war, dass während der Trockenperioden das Restwasser des Mweso durch die eine oder andere Öffnung kanalisiert wird, wie dies gemäß den Älteren auch für den Bau der bestehenden Brücke gemacht wurde. Während der Projektentwicklung mehrten sich jedoch die Zweifel, ob die Trockenperioden lange genug seien, um den Überbau einer ganzen Spannweite konventionell, das heißt mit einer auf das Terrain abgestellten Schalung, bauen zu können. Zudem stellte sich heraus, dass in beschränktem Umfang auch einfache Stahlbauteile beschaffbar waren. In der Folge wurde das Konzept wie folgt modifiziert: Initial werden der Bogen, die Hänger und das Zugband aus verschraubten Stahlblechelementen erstellt. Diese Konstruktion vermag das Nassgewicht des Betons vom Bogen inklusive Schalung zu tragen (zweimal gegen Knicken aus der Ebene gehalten). Die geschlossenen Bewehrungsbügel müssen dabei schon während der Montage der Stahlblechelemente eingefädelt und nach der Stahlbaumontage vervollständigt werden, um in die finale Betonkonstruktion eingegossen zu werden. Schalung, Bewehrung und das Nassgewicht des Betons vom Rest des Überbaus vermögen die Verbundbögen plus Stahlblech-Zugband zu tragen (adaptierte Melan-Bauweise für obenliegende Bögen). Damit war einzig die Errichtung der Widerlager und des Mittelpfeilers an die Trockensaison gebunden, während sich der Rest unabhängig vom Wasserstand realisieren ließ.



8 Isometrie der Stahlblechkonstruktion © WaltGalmarini AG/Zenith Steel Fabricators Ltd.

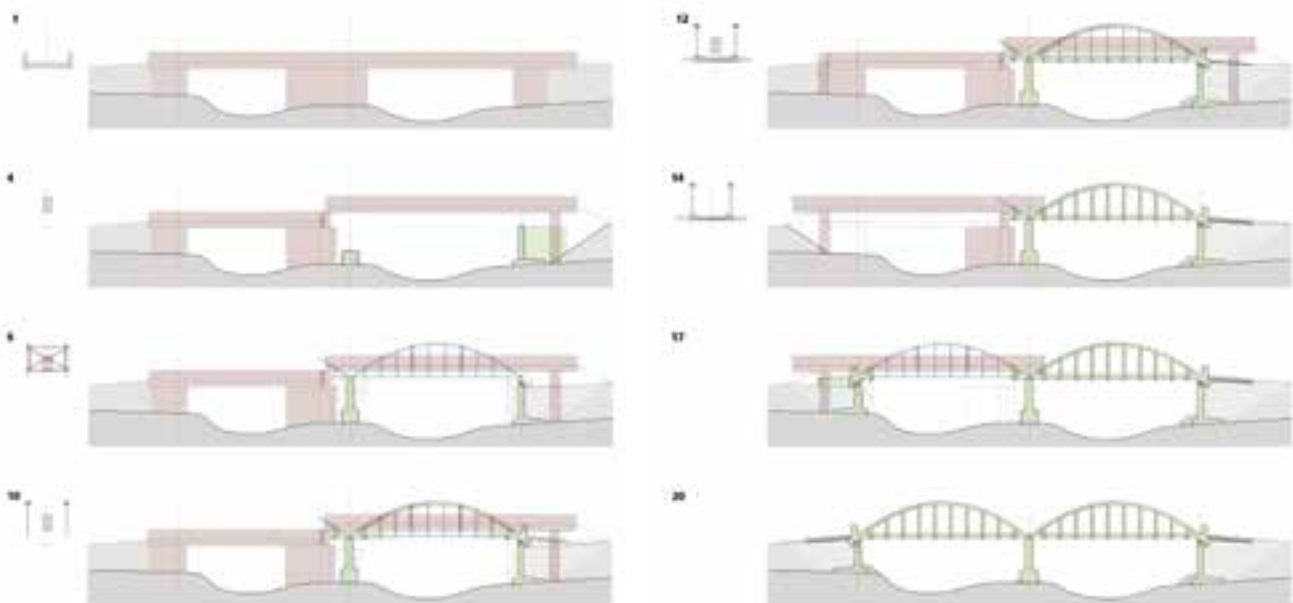
Generell wurden in der Dimensionierung tiefe Materialfestigkeiten angesetzt, zum Beispiel Beton C16/20, und eine großzügige Betonüberdeckung gefordert, um unabhängiger von möglichen Schwankungen bei den Materialqualitäten zu sein und die Dauerhaftigkeit zu gewährleisten. Während des Baus zeigte sich, dass die Verarbeitung gut war und konsistent Werte erreicht wurden, die über einem Beton C25/30 lagen.

2.4 Bauablauf

Der folgende Bauablauf wurde entwickelt:

- Ausbau von Fahrbahn und Querträger der bestehenden Baileybrücke, Versetzen der bestehenden Fachwerkträger zur Mitte hin und Anheben auf provisorische Stützen zur Sicherstellung eines einfachen Baustellenzugangs
- Während der Trockenperiode: Rückbau von Mittelinsel und bestehendem Widerlager Nkasa, Bau von Mittelpfeiler und neuem Widerlager Nkasa

- Montage der Stahlblechstruktur auf Nkasa-Seite von Fachwerkstruktur aus, Schalen und Betonieren der Fahrbahnabschnitte über Widerlager und Mittelpfeiler inklusive der Knoten, an denen Bogen und Zugband aufeinandertreffen
- Montage der Fahrbahnchalung, welche über Löcher in den Hängerblechen an den Bögen hängt, Bewehren und Armieren der Fahrbahn in symmetrischen Abschnitten von den Bogenenden gegen die Mitte
- Betonieren der Hänger
- Während nächster Trockenperiode: Aushub und Rückbau Widerlager Bushimo sowie Errichtung des neuen Widerlagers
- Erstellen des Überbaus wie für die erste Spannweite
- Rückbau der Fachwerkträger
- Montage der Fußgängerbereiche und Geländer, Abdichtung sowie Abschluss der Umgebungsarbeiten



9 Verkürzte Darstellung des Bauablaufs © WaltGalmarini AG

2.5 BIM-to-Field

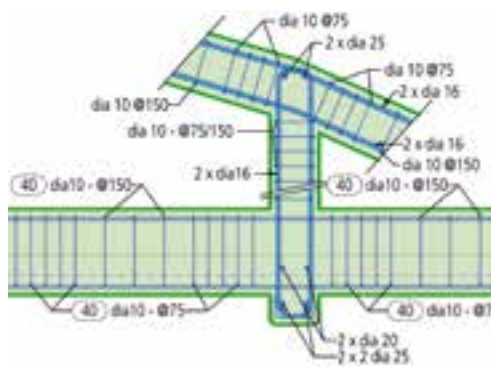
Da der physische Transport vom Planungsbüro in der Schweiz auf die Baustelle im Kongo lange dauert, unzuverlässig ist und vor Ort keine Plotter vorhanden waren – und wenn sie vorhanden wären, dann nicht über einen längeren Zeitraum zuverlässig funktionsfähig –, war es zwingend, die Kommunikation primär digital abzuwickeln und Dokumente so zu halten, dass sie auf einem Standard-Bürodrucker auf A4 oder A3 ausgedruckt werden konnten. Vor diesem Hintergrund wurde ein hybrides Dokumentationskonzept entwickelt: Vom gesamten Bau (Beton, Bewehrung und Stahlbau) wurde ein BIM-Modell erstellt. Zusätzlich wurden ein Übersichtsplan und Schemapläne inklusive Materialspezifikationen im A3-Format als PDF-Files auf die Baustelle gesendet.

Das Konzept hat sich gut bewährt, wobei es zentral war, zu Beginn der Arbeitsvorbereitung des Baumeisters den ganzen Bau und die Dokumente vor Ort durchzusprechen. Zudem war es ein großer Vorteil, dass der lokale Ingenieur des HEKS, welcher das Projekt vor Ort betreute, von Beginn der Konzeptentwicklung an dabei war und bei Baubeginn bereits eine gut eingespielte und vertrauensvolle Zusammenarbeit bestand.

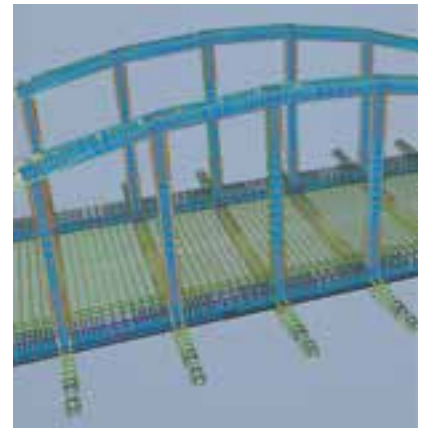
3 Ausführung

Weil man vor Ort mit den finalen Absprachen sowie der Ausschreibung und Unternehmervergabe eine Trockenperiode verpasst hatte, die von den Geldgebern gewünschten Fertigstellungstermine aber nicht angepasst werden konnten, wurde beschlossen, die ganze Brücke in Einem zu bauen und nicht eine Spannweite nach der anderen. Immerhin konnte die Zeit der Unternehmerfindung genutzt werden, um flussaufwärts eine Fußgängerbrücke zu errichten, damit der zivile Verkehr zu Baubeginn schon umgelegt war.

Das Ausbauen der bestehenden Brücke und die Weiterverwendung der reduzierten Längsfachwerkträger als Baustellenzugang waren problemlos. In der ersten Trockenperiode fiel der Wasserstand so weit, dass der wenig poröse Basalt, welcher unter den Flussablagerungen ansteht, beim Mittelpfeiler und beim Widerlager Bushimo sichtbar wurde. Mit der Errichtung des Pfeilers wurde zuerst begonnen. Nachdem der Fuß betoniert war, ereignete sich ein erstes überraschendes Hochwasser: Der Pfeiler wurde vom Wasser umströmt und die Widerlagerbaugruben wurden gefüllt.



10 11 Schemaplan und BIM-Modell © WaltGalmarini AG



12 Hochwasser während des Baus der Pont Neuf © HEKS



13 Vormontage der Stahlblechelementbögen in der Werkstatt © Dady Kasereka

Glücklicherweise nahm der Pfeiler keinen Schaden und die Arbeiten konnten nach dem Fallen des Wasserspiegels fortgesetzt werden. Es mussten lediglich Reinigungsarbeiten erfolgen und ein paar Holzwände repariert werden.

Währenddessen wurden in Nairobi die Stahlbogenelemente produziert und zur Kontrolle vormontiert.



14 Pont Neuf im Bau aus Blickrichtung des äußersten temporären Damms
© Bernard Tissot

Die Elemente kamen mit etwas Verzögerung, aber vollständig und in gutem Zustand auf der Baustelle an, worauf die Bögen auf Bushimo-Seite gestellt werden konnten. Die Montage inklusive des vorherigen Einfädels der Bewehrungsbügel erfolgte problemlos mit wenigen Zentimetern Abweichung zwischen den theoretischen Lagerachsen auf der Beton- und der Stahlseite. Schalen, Bewehren und Betonieren von Bogen, Fahrbahn und Hängern erfolgte anschließend ebenfalls zügig.

Währenddessen stellte das Widerlager Nkasa das Baustellenteam vor große Herausforderungen: Einerseits sank der Wasserstand auch während der Trockenzeit nicht genug, um den Fluss wie vorgesehen auf die Bushimo-Seite umzuleiten, andererseits ließ sich die Baugrube nicht abdichten. Das trübe Wasser erschwerte die Arbeiten und die Ursachenforschung. Nach einiger Zeit konnte man aber feststellen, dass die Erbauer der Baileybrücke den Baugrund in diesem Bereich mittels Holz-Ramppfählen verstärkt und die

aktuellen Geologen dies als anstehendes Gestein interpretiert hatten. Verschiedene Ideen wurden untersucht und zum Teil auch (erfolglos) umgesetzt, bis es letztendlich ein System aus mehreren Dämmen aus Holz, Sandsäcken und Dichtlagen aus fettem Lehm ermöglichte, bis auf den Basalt abzugraben und den Widerlagerfuß sowie die Widerlagerwände zu betonieren. Die Baugrubensohle lag zeitweise 5 m unter dem Wasserspiegel.



15 Erscheinungsbild der Brücke vor den Abschlussarbeiten
© Bernard Tissot



16 Hängebrücke für Fußgänger in Pinga
© Andreas Galmarini

Am 18. August 2025 ereignete sich eine schwere Flut, bei der der Wasserstand innerhalb von 45 min um 2,50 m anstieg und dabei die Dämme zerstörte. Glücklicherweise waren bis dahin alle Wände schon bis über die Normalwasserlinie betoniert und der unterste Bereich ausgeschalt und hinterfüllt, so dass dieses Ereignis weder Verletzungen verursachte noch zu Bauverzögerungen führte. Die Realisierung des Überbaus der zweiten Spannweite profitierte von der Erfahrung der ersten Spannweite und verlief ereignislos. Die letzte Etappe verzögerte sich trotzdem; der Straßenzustand und die Verschlechterung der politischen Sicherheitslage führten dazu, dass der letzte Lkw mit Baumaterial über einen Monat brauchte für eine Strecke, welche unter guten Bedingungen in ein bis zwei Tagen zu bewältigen ist. Im Dezember 2025 wurde ein Belastungstest mit einem Lkw durchgeführt. Die Durchbiegungen betragen erwartungsgemäß wenige Zehntelmillimeter. Anfang 2026 sollen die Abdichtung aufgebracht, die Umgebungsarbeiten abgeschlossen und die Brücke für die Bevölkerung geöffnet werden. Insgesamt zeigte sich, dass die Ausführungsqualität überraschend gut ist und ursprüngliche Bedenken sich als unbegründet erwiesen.

4 Fußgängerbrücken

Es wurde schon früh offensichtlich, dass die Querung während des Baus für die Öffentlichkeit geschlossen werden musste. Aufgrund des Zustands der Pisten auf den beiden Zubringerachsen – auf jeder war eine Brücke eingestürzt und auf der Achse über Masisi existierten zudem Abschnitte mit Unterhaltsproblemen – war klar, dass während der Bauzeit nur wenige Pkws und Lkws nach Pinga gelangen würden und dass deshalb eine durch Motorräder befahrbare Fußgängerbrücke ausreichend wäre.

Die Notwendigkeit, eine Fußgängerverbindung für die Bauzeit der Straßenbrücke zur Verfügung zu stellen, wurde als Chance gesehen, der Bevölkerung langfristig eine zweite Brücke über den Mweso anzubieten und das Verkehrsnetz der Stadt damit zu verdichten. Eine geeignete Stelle wurde ein Stück flussaufwärts identifiziert. Auf der einen Seite führte eine Stichstraße praktisch bis zum Ufer und das Grundstück auf der anderen Seite gehörte der Kirchgemeinde, die willig war, einen Teil für die Brücke zur Verfügung zu stellen.

Abstützungen im Fluss kamen aus praktischen Gründen nicht in Frage. Aufgrund der Flussbreite von 40 m und des bekannten Überschwemmungsperimeters drängte sich eine Seilbrücke auf, wobei das flache Gelände gegen eine Spannbandbrücke und für eine klassische Hängebrücke sprach. Helvetas hat für Nepal Standardlösungen entwickelt, welche sich über viele Jahre bewährt haben. Die amerikanisch-ruandische Hilfsorganisation Bridges to Prosperity (heute: FIKA) hat diese Lösungen mit Ideen von Toni Rüttimann und anderen modifiziert und auf den afrikanischen Kontext angepasst. Der Entwurf der Fußgängerbrücke in Pinga folgte mit kleineren Änderungen diesem Handbuch.

Obwohl die Brücke die erste war, die das lokale HEKS-Team errichtet hat, und trotz der Herausforderungen von Transport und Beschaffung konnte sie im Vergleich zu europäischen Projekten sehr schnell realisiert werden: Begehung und Identifikation möglicher Querungsbereiche Ende November 2022, Planungsdossierfertigung Ende Januar 2023, Baubeginn Juli 2023, Eröffnung Dezember 2023. Die erfolgreiche Realisierung dieses Projekts und die gute Aufnahme durch die Bevölkerung half später auch bei der Umsetzung der Straßenbrücke.

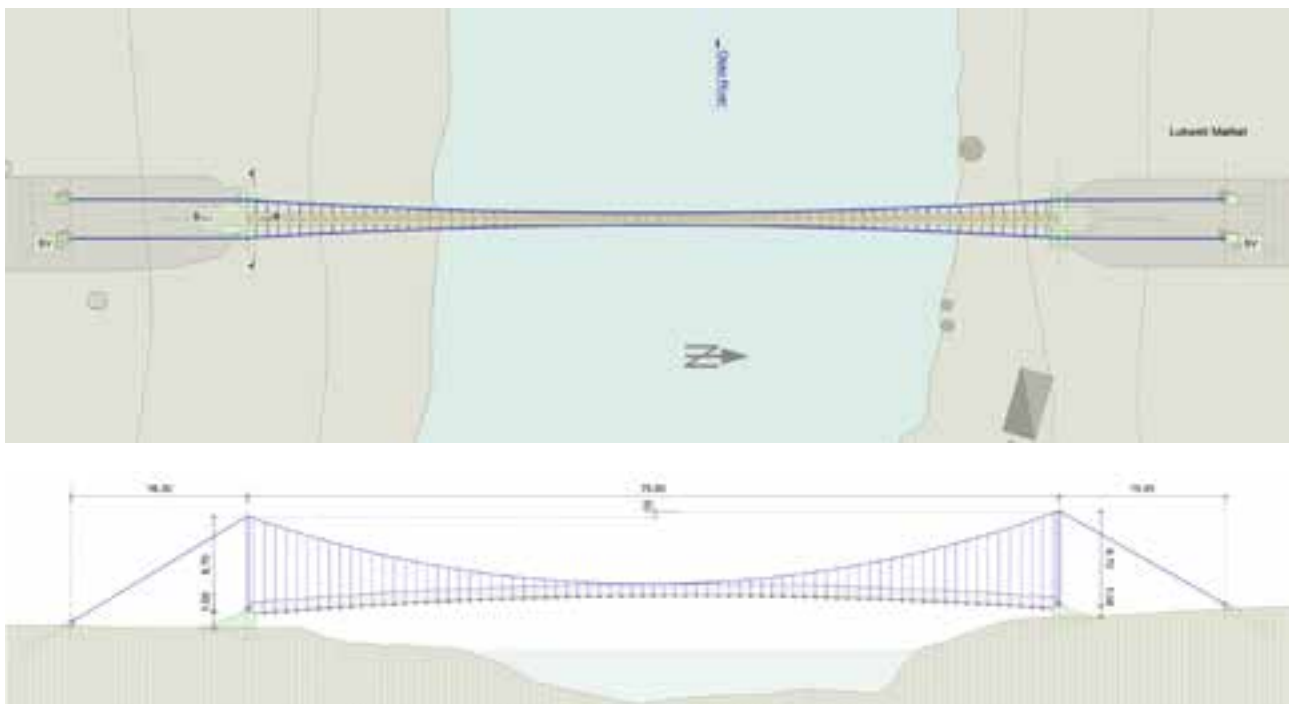


17 Behelfsmäßige Bambusbrücke in Lukweti
© Andreas Galmarini

Die Bevölkerung von Lukweti, einem Dorf ca. 25 km von Pinga entfernt, hatte beim HEKS schon früher wegen einer Fußgängerbrücke angefragt. Das Dorf mit ca. 12.000 Einwohnern ist durch den unter Hochwasserbedingungen 60 m breiten Fluss Osso von der Piste nach Pinga getrennt. Die Dorfgemeinschaft baute immer wieder behelfsmäßige Brücken, die jedoch nie mehr als ein paar Monate halten und deshalb unzuverlässig sind.

Die fehlende Anbindung des Dorfs an die Hauptverkehrsachse ist ein Problem, das sich auf fast alle Lebensbereiche auswirkt: höhere Sterblichkeit, geringere Bildung, weniger Handel und damit größere Armut etc. Das Anliegen der Dorfbevölkerung war offensichtlich gut begründet und aus operativer Sicht war es sinnvoll, die Brücke gleichzeitig mit derjenigen in Pinga zu planen, die Kabel und Stahlpylone aus Rohrprofilen zusammen zu beschaffen und die Brücken mit den gleichen Schlüsselpersonen zeitversetzt zu bauen.

Die Spannweite in Lukweti betrug 75 m. Die Dorfbevölkerung half beim Bau mit, wann immer eine große Anzahl Hände gebraucht wurde, und freute sich, als das erste Motorrad überhaupt im Februar 2024 das Dorfzentrum erreichte. Der Bau profitierte enorm von der Erfahrung in Pinga, so dass er trotz größerer Spannweite und schwierigerem Zugang einen Monat weniger lange dauerte.



18 19 Hängebrücke für Fußgänger in Lukweti: Situation und Längsschnitt
© WaltGalmarini AG



20 Neue Fußgängerbrücke Lukweti vor der Eröffnung
© Gaspard

5 Schlussbemerkungen

Während bei zahlreichen Projekten in Europa viel Energie darauf verwendet wird zu klären, ob und was man bauen darf, dominiert im Hinterland von Nord Kivu die zentrale Frage, wie man überhaupt bauen kann. Wie die Pont Neuf in Pinga exemplarisch zeigt, sind dabei technische, logistische und Sicherheitsaspekte zu berücksichtigen. Gerade die Sicherheitslage kann sich innerhalb der Bauzeit dramatisch verändern. In Pinga ist es dank des großen und unerschrockenen Engagements des HEKS-Teams vor Ort gelungen, allen Widrigkeiten zum Trotz mit bescheidenen technischen Möglichkeiten qualitativ gute Brücken über breite Gewässer zu realisieren und damit der lokalen Bevölkerung einen großen Dienst zu erweisen.

Aus gesellschaftlicher Sicht haben Wirksamkeitsstudien von Fußgängerbrücken – zum Beispiel Macharia, D. et al.: Mixed methods study design, pre-analysis plan, process evaluation and baseline results of trailbridges in rural Rwanda. Science of the Total Environment 2022 – gezeigt, dass die Erschließung von Dörfern in abgelegenen Gebieten durch Fußgängerbrücken einen stark positiven Einfluss auf Gesundheit, Bildung und Einkommen der entsprechenden Bevölkerung hat und dass die Investition sich in zwei Jahren amortisiert. Wenn man bedenkt, dass eine solche Fußgängerhängebrücke ungefähr so viel kostet wie ein typisches geländegängiges Auto, das die Pisten bezwingen mag, sind diese Brücken ein unglaublich effizientes Mittel, um Armut zu bekämpfen und der lokalen Bevölkerung Perspektiven zu eröffnen. In memoriam Prince, Youston und Alexi – hochgeschätzten Kollegen, welche bei ihrer Tätigkeit als Ingenieure und Fahrer ermordet wurden.

Autoren:
Dr.-Ing. Andreas Galmarini
Dipl.-Ing. Matthias Ludin
 WaltGalmarini AG,
 Zürich, Schweiz
Ir Dady Kasereka
Bernard Tissot
 HEKS-EPER,
 Goma, Demokratische Republik Kongo

Bauherr

Hilfswerk der Evangelisch-reformierten Kirche Schweiz (HEKS) mit finanzieller Unterstützung von USAid und der Direktion für Entwicklung und Zusammenarbeit (DEZA) der Schweiz

Entwurf und Tragwerksplanung

WaltGalmarini AG, Zürich

Baubausführung

HEKS und BBC, Goma, Demokratische Republik Kongo
 Zenith Steel Fabricators Ltd., Nairobi, Kenia (Stahlbau)

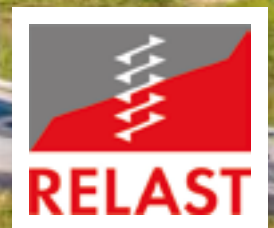


RELAST® – DIE LÖSUNG FÜR BRÜCKENSANIERUNGEN UNTER FLIESSENDEM VERKEHR

Mit dem zugelassenen und innovativen Verstärkungssystem RELAST® von Würth lassen sich Brücken nachträglich während des Betriebs kosteneffizient sanieren.

MEHR ERFAHREN!

www.wuerth.de/brueckensanierung
relast@wuerth.com



Innovatives Verstärkungssystem mit bauaufsichtlicher Zulassung

- Erhebliche Steigerung der Querkraft- und Durchstanztragfähigkeit
- Deutliche Erweiterung der Nutzungsdauer des Bauwerks
- Verwendung für dynamisch (nicht-ruhend) belastete Tragwerke
- Sofortige Belastbarkeit
- Schnelle Installation unter Aufrechterhaltung des Betriebs
- Minimierung wirtschaftlicher Schäden durch Vermeidung von Staus
- Positiver Beitrag zur CO₂-Bilanz

Entwurf, Planung und Errichtung Schrägseilbrücke Danjiang in Taiwan

■ ■ ■ von Michael Müller, Kilian Karius und Wen Kai Chen

Der Bau der Danjiang-Brücke ist das aktuell wichtigste Verkehrsprojekt im Norden Taiwans. Die Brücke liegt an der Mündung des Tamsui-Flusses, direkt an der Taiwanstraße, und wird vor dem Hintergrund des berühmten Sonnenuntergangs von Tamsui zu einem bedeutenden Wahrzeichen werden. Die von unserem Team entworfene Brücke wird die größte einhüftige Schrägseilbrücke weltweit sein. Der Bau der Brücke ist weitestgehend abgeschlossen und die Verkehrsübergabe erfolgt im Mai 2026.

1 Projektbeschreibung

1.1 Entwurfsziele

An der Tamsui-Mündung wird derzeit ein großes Infrastrukturprojekt fertiggestellt, das die Bezirke Tamsui und Bali im Norden Taiwans miteinander verbindet. Die Danjiang-Brücke soll nach ihrer Fertigstellung mehrere wichtige Ziele erreichen:

- Verkürzung der Reisezeit zwischen Tamsui und Bali, wodurch sich die wirtschaftliche und soziale Reichweite der Region erweitert und die lokale Entwicklung gefördert wird
- Verbindung wichtiger Erholungsgebiete zur Förderung des Tourismus
- Schaffung einer wichtigen Verkehrsanbindung zum neuen Stadtteil Danhai New Town, um die Infrastruktur entlang der Nordküste zu verbessern
- Erweiterung der Anbindung an den Hafen von Taipeh
- Beitrag zur Verbesserung des Schnellstraßennetzes im Großraum Taipeh im Einklang mit dem übergeordneten Stadtentwicklungsplan
- Ausbau des Stadtbahnnetzes (LRT) bis zum Gebiet Bali

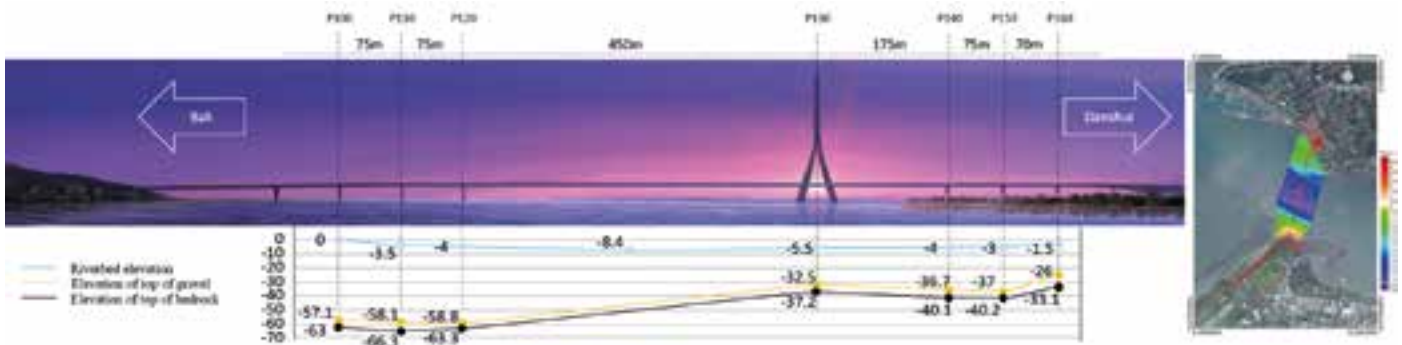
Das Team, bestehend aus Sinotech Engineering Consultants, Leonhardt, Andrä und Partner sowie den Architekten von Zaha Hadid, entwarf die asymmetrische Schrägseilbrücke, die sich in einem internationalen Entwurfswettbewerb siegreich durchsetzte. Die Brücke wurde nicht nur als funktionale Verkehrsverbindung, sondern auch als kulturelles und ikonisches Wahrzeichen entworfen, das sich harmonisch in die umgebende Landschaft einfügt.

1.2 Bathymetrie

Das Einzugsgebiet des Tamsui-Flusses umfasst 2.726 km², wobei die Danjiang-Brücke für Hochwasserstände mit einer Wiederkehrperiode von 200 Jahren ausgelegt ist. Bild 1 zeigt die Topografie des Flussbetts 200 m flussaufwärts und flussabwärts der Brückenbaustelle. Das Flussbett ist auf der Tamsui-Seite flacher und auf der Bali-Seite steiler, mit einer Bathymetrie von 0 m bis –8 m und einer maximalen Tiefe von etwa 8,40 m.

1.3 Geologie

Die nächstgelegenen geologischen Verwerfungen Hsingchuang, Chinshan und Shanchiao befinden sich in einer Entfernung von 7–8 km zur Brücke. Die Shanchiao-Verwerfung war zuletzt vor ca. 10.000 Jahren aktiv. Bei etwa –33 m auf der Tamsui-Seite beginnt das Grundgestein und fällt allmählich bis auf –66 m auf der Bali-Seite ab. Dieses Gefälle zeigt, dass die Positionierung des Pylons der Hauptbrücke auf der Tamsui-Seite die kostengünstigste und sinnvollste Option für das Gesamttragwerk war.



1 Bathymetrie und Geologie entlang der Danjiang-Brückenachse © Leonhardt, Andrä und Partner AG

1.4 Brückenlayout

Die 920 m lange Hauptbrücke setzt sich, wie in Bild 2 dargestellt, aus Spannweiten von 75 m + 75 m + 450 m (Hauptspannweite) + 175 m + 75 m + 70 m zusammen. Die Hauptspannweite überquert einen 200 m breiten Schifffahrtskanal mit einer Durchfahrtshöhe von 20 m. Die typische Gesamtbreite der Brücke beträgt 44,70 m zwischen den Geländern und erweitert sich im Schrägseilabschnitt auf 55,30 m. An dieser Stelle teilt sich der Überbau, um Platz für die jeweils 15 m breiten Pylonbeine zu schaffen. Die Fahrbahn besteht aus zwei Fahrspuren in jeder Richtung, einer 2,50 m breiten Spur für Roller sowie einem 5 m breiten Fußgängerweg. Bei Verkehrsübergabe umfasst die Fahrbahn auch eine zusätzliche Spur für Situationen mit hoher Verkehrsauslastung (HOV). In einer späteren zweiten Phase wird diese Spur durch Stadtbahnschienen (LRT) ersetzt.



2 Fahrbahnplatte der Danjiang-Brücke © Zaha Hadid Architects

2 Tragwerksentwurf

2.1 Überbau

Die unterschiedlichen Spannweiten der Danjiang-Brücke, 450 m im Hauptfeld und 175 m im Seitenfeld, führen zu einem Ungleichgewicht für alle Lastfälle und der entsprechenden Lagerkräfte in Längsrichtung am Pylon und zu Zugkräften an den Rückhaltepfeilern.

Die Entwurfsaufgabe bestand darin, die Materialverteilung zu optimieren und gleichzeitig das Gesamtgewicht sowie die daraus resultierenden Schnittkräfte im Erdbebenfall zu minimieren.

Zur Optimierung der Lastverteilung der ständigen Lasten sowie zur Gewichtsoptimierung wurden folgende Festlegungen getroffen:

a) Verwendung eines Überbaus in Stahlverbundbauweise in den Seitenfeldern und einer leichteren orthotropen Platte im Hauptfeld. Bild 3 zeigt den 115 m langen Bereich des Stahlverbunds mit einer 30 cm dicken Betonplatte zwischen den Achsen P 100 und P 120,

den 660 m langen Bereich der orthotropen Platte im Hauptfeld sowie den Bereich des Verbundquerschnitts über den Rückhaltepfeilern der Achsen 140 und 150. Um das nötige Gegengewicht zu erreichen, wurde im Bereich der Pfeilerachse 140 die Dicke der Betonfahrbahnplatte bis auf 65 cm erhöht.

Die Gewichtsreduzierung des Stahlüberbaus war entscheidend für die Bemessung unter Erdbebenlasten – nicht nur für die Haupttragglieder der Schrägseilbrücke und der Gründungen, sondern vor allem auch für die Dimensionierung der Gleitpendellager und der Hydraulikdämpfer, welche die Längslasten aus Erdbeben in die Pylonachse ableiten.

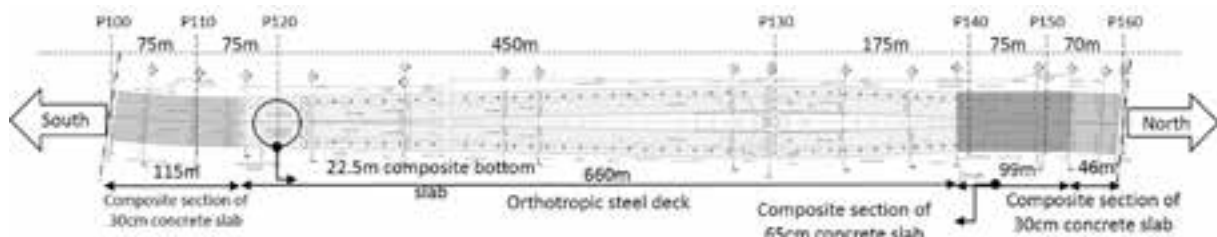
Durch den leichteren Überbau im Hauptfeld mit der orthotropen Platte konnten zudem die Segmentlängen im Hauptfeld vergrößert und die Anzahl der Baustellenstöße reduziert werden.

b) Verwendung von einbetonierten Stahlrohren in den Pylon- und Pfeilerquerschnitten, um durch die entstehenden Hohlräume Gewicht einzusparen. Dadurch konnten 550 m³ (14 %) Beton im oberen Pylonbereich und 1.200 m³ (20 %) in den Zwischenpfeilern eingespart werden.

c) Verwendung von Materialien mit höherer Festigkeit zur Minimierung der Bauteilabmessungen:

- Pylon und Pfeiler in der Achse P140: $f'c = 56$ MPa (selbstverdichtender Beton); sonstige Pfeiler: $f'c = 49$ MPa
- Bewehrung: $f_y = 420$ und 490 MPa
- Baustahl gemäß ASTM A709:
 - Güteklasse 50W, $f_y = 350$ MPa und
 - Güteklasse HPS70W, $f_y = 490$ MPa

d) Weitere Maßnahmen zur Gewichtsreduzierung waren die Verwendung von Stahlschutzplanken anstelle von Betonschutzwänden sowie leichtere Stahlbrückenschwellen für die LRT-Gleise.



3 Brückenlayout und Querschnittstypen © Leonhardt, Andrä und Partner AG



4 Entwicklung der Pylonform in der Wettbewerbsphase
© Zaha Hadid Architects

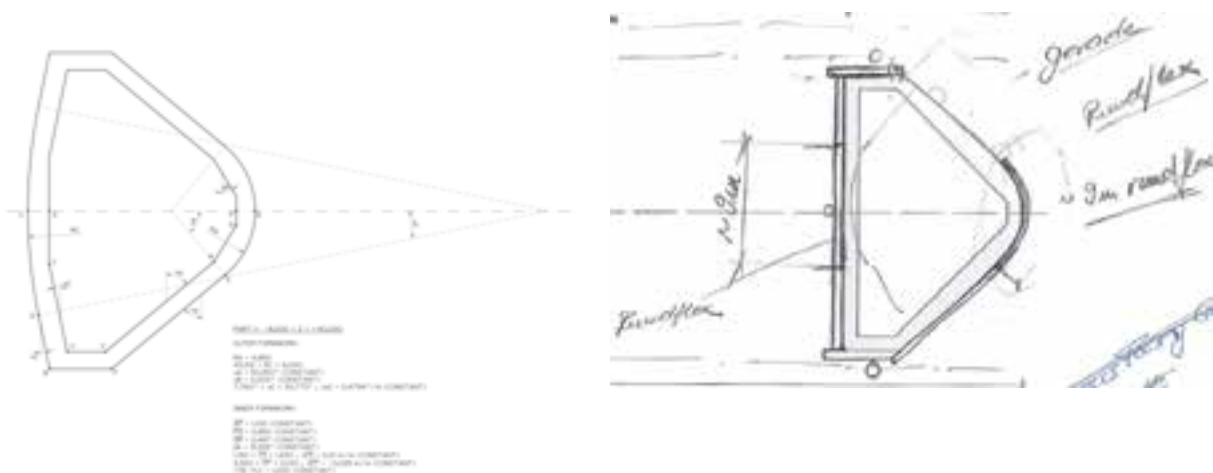
2.2 Pylon-Geometrie

Die Identität der Brücke wird maßgeblich durch die besondere Geometrie und Form der Pylone geprägt.

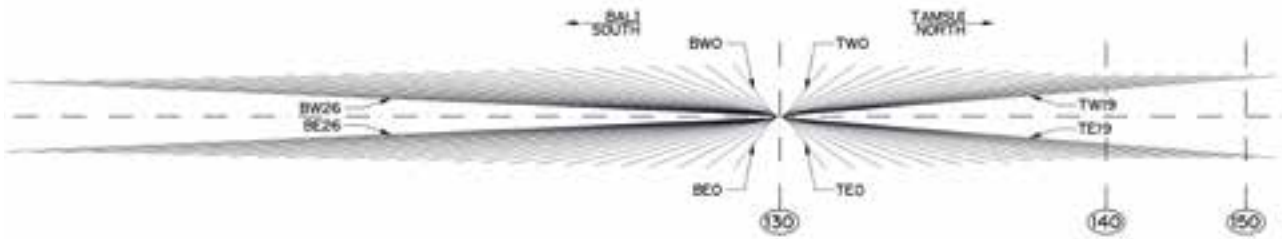
Eine besondere Herausforderung bestand darin, die Freiformflächen des architektonischen Konzepts in eine baubare Geometrie zu überführen, die sowohl wirtschaftlich realisierbar ist als auch die zugrunde liegende gestalterische Idee respektiert. Dieser Prozess begann bereits in der Wettbewerbsphase, wie in Bild 4 dargestellt, und mündete in einen Pylon, der sich 200 m über die Wasserlinie erhebt. Die beiden geneigten Pylonbeine laufen in einer Höhe von 45 m über dem Deck in einem kleeblattförmigen Querschnitt zusammen.

Während der Vorentwurfsphase wurde die Geometrie in enger Zusammenarbeit mit erfahrenen Schalungsherstellern weiter optimiert. Die Kernaufgabe des Optimierungsprozesses bestand darin, die ursprünglichen doppelt gekrümmten Freiflächen in sich regelmäßig wiederkehrende Schalflächen umzuwandeln. Dadurch wurde der Einsatz einer speziellen Kletterschalung ermöglicht, die in eine Richtung einen konstanten Krümmungsradius aufweist und bei der sich der Krümmungsradius in die andere Richtung mittels Stellschrauben sukzessive anpassen lässt.

Dieses Ziel wurde für alle Bereiche erreicht, mit Ausnahme des Verschmelzungsbereichs der beiden zusammenlaufenden Pylonbeine und der drei obersten Segmente in der Pylonspitze: Hier war weiterhin eine herkömmliche, individualisierte Schalung erforderlich. Im Rahmen dieses Prozesses wurden die Formen durch mathematische Formulierungen erfasst, was auch für die Bauausschreibung erforderlich war. Bild 5 zeigt den Übergang von den ursprünglichen Freiformflächen zur endgültigen Geometrie der Entwurfsplanung.



5 Querschnittsentwicklung des Pylons in der Vorentwurfsphase
© Leonhardt, Andrä und Partner AG



6 Geometrische Anordnung der Schrägseile
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

2.3 Schrägseilsystem

Die Schrägseile sind als Litzenbündelseile ausgeführt und bestehen aus PE-ummantelten Einzellitzen, die in einem dickwandigen, witterungsbeständigen HDPE-Rohr angeordnet sind. Die Einzellitzen umfassen sieben Einzeldrähte und sind mit einer galvanischen Beschichtung versehen. Die Schrägseile sind in einem asymmetrischen Fächer-Muster angeordnet, wie in Bild 6 dargestellt.

Die Seilanordnung der Hauptspannweite besteht aus 27 Schrägseilpaaren, die der Seitenspannweite aus 20 Schrägseilpaaren. Selbige sind in Abständen von 15 m im Bereich der orthotropen Fahrbahn des Hauptfelds und in Abständen von 12 m in den Seitenfeldern auf der Tamsui-Seite mit der Verbundfahrbahnplatte angeordnet.

Die eingestellten Schrägseilkräfte unter ständigen Lasten unterscheiden sich zum Zeitpunkt der Verkehrsfreigabe und zum Zeitpunkt unendlich ($t \infty$) nicht nur aufgrund von Langzeiteffekten, sondern auch wegen des zu berücksichtigenden Gewichts des späteren Ausbaus der HOV-Spur mit LRT-Gleisen während der 120-jährigen Lebensdauer der Brücke. Ein Nachspannen der Seile ist jedoch nicht geplant, da die Schrägseilkräfte so kalibriert sind, dass sie in allen Situationen die folgenden Kriterien erfüllen:

- Minimierung der Pylonquerkräfte am Verschmelzungspunkt der Pylonbeine
- Vermeidung von Zugkräften in den Brückenlagern für sämtliche Konfigurationen und Phasen
- Begrenzung der Biegemomente im Überbau

2.4 Beleuchtungskonzept

Die Danjiang-Brücke verfügt über ein einzigartiges Beleuchtungskonzept, bei dem konische und gebogene Lampenmaste zwischen den Schrägseilen angebracht sind. Diese Lampenmaste erreichen eine maximale Höhe von 30 m und sind in einem Winkel geneigt, der dem der angrenzenden Schrägseile entspricht. Dies macht sie zu einem charakteristischen Merkmal der Brücke.

Um die dynamische Stabilität der Lampenmaste unter verschiedenen Einwirkungsbedingungen nachzuweisen, mussten umfangreiche Untersuchungen durchgeführt werden:

- a) Böen-induzierte Winderregung
- b) Schwingungserregung durch Wirbelablösungen
- c) parameterinduzierte Erregung durch das Brückendeck
- d) dynamische Erregung durch die seismische Verformung des Brückendecks

Um unter den Bedingungen b) und d) eine optimale Leistung zu gewährleisten, war eine künstliche Dämpfung erforderlich. Daher wurden die Laternenmasten mit abgestimmten Massendämpfern und optionaler Massenverstimmung (»Detuning«) ausgestattet.

2.5 Lagerungssystem

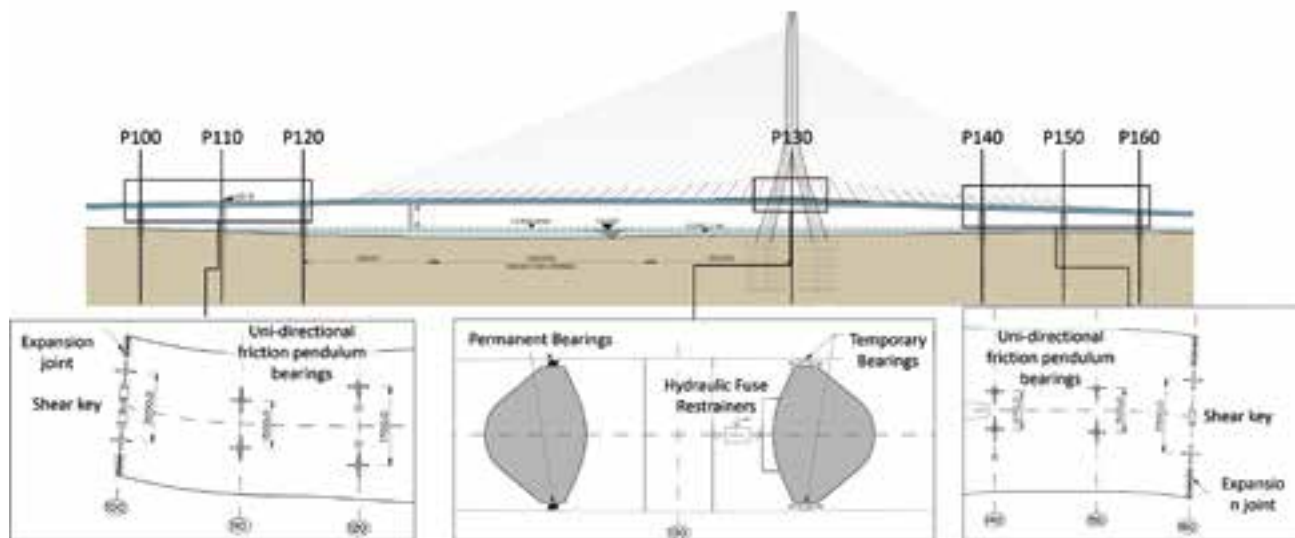
Die Wahl und die Einstellung des Lagerungs- sowie des seismischen Isolationssystems waren während des gesamten Entwurfsprozesses eine große Herausforderung.

Eine seismische Isolation ist in beiden horizontalen Richtungen erforderlich, um die Lagerreaktionen zu reduzieren. Zwar sind Verformungen für die Energie-dissipation und die Frequenzerhöhung während eines seismischen Ereignisses notwendig, aufgrund der Größe der Dehnungsfugen, der Platzbeschränkungen an den Pfeilern und Pylonen sowie der über die Schrägseile auf den Pylon übertragenen Kräfte müssen die resultierenden Längsverformungen jedoch begrenzt werden.

Die Aufgabe bestand darin, ein System zu entwickeln, das alle Anforderungen erfüllt und gleichzeitig Bewegungen unter normalen Gebrauchslasten verhindert. Dies führte schließlich zu einem Lagerungssystem, dessen Eigenschaften sich ab einer bestimmten Kraftstufe ändern mussten.



7 Beleuchtungskonzept mit schräg angeordneten Lampenmasten
© Zaha Hadid Architects



8 Längsschnitt mit Lagerkonzept
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

In Längsrichtung wurden hydraulische Sicherungshalterungen, sogenannte Hydraulic Fuse Restraints (HFR), als optimale Lösung ausgewählt. Sieben dieser Sicherungshalter verbinden die Brückenfahrbahn mit dem Pylonfuß und dienen als starre Längslagerung unter nicht seismischen Lasten. Bei Erreichen der Schwellenkraft öffnet sich ein Ventil und die HFRs fungieren als viskose Dämpfer. Standard-Viskositätsdämpfer an den Übergangspfählern und starre Rohrstopper an beiden Pylonbeinen bieten zusätzliche Redundanz und Sicherheit gegen das Herausrutschen unter einem Maximalerdbeben (MCE). Nach einem seismischen Ereignis schließt sich das Ventil wieder und die Struktur muss nach einem großen oder mehreren kleineren Erdbebenereignissen möglicherweise neu zentriert werden. Alle Pfeilerachsen tragen zur seitlichen Lagerung bei. Der Pylon und die Übergangspfeiler verfügen über eine ausreichende Kapazität, um eine starre seitliche Lagerung zu gewährleisten. Da die Zwischenpfeiler schlanker sind und bei einem Erdbeben überlastet würden, wurden querfeste Reibpendellager ausgewählt, die sich längs verformen können.

Selbige sind so konzipiert, dass sie unter normalen Lasten eine ausreichende Lastkapazität bieten, seismische Verschiebungen begrenzen und nach einem Erdbeben eine Neuzentrierung gewährleisten. Um die Test- und Herstellungskosten zu reduzieren, wurden für das finale Layout nur zwei Lagertypen gewählt.

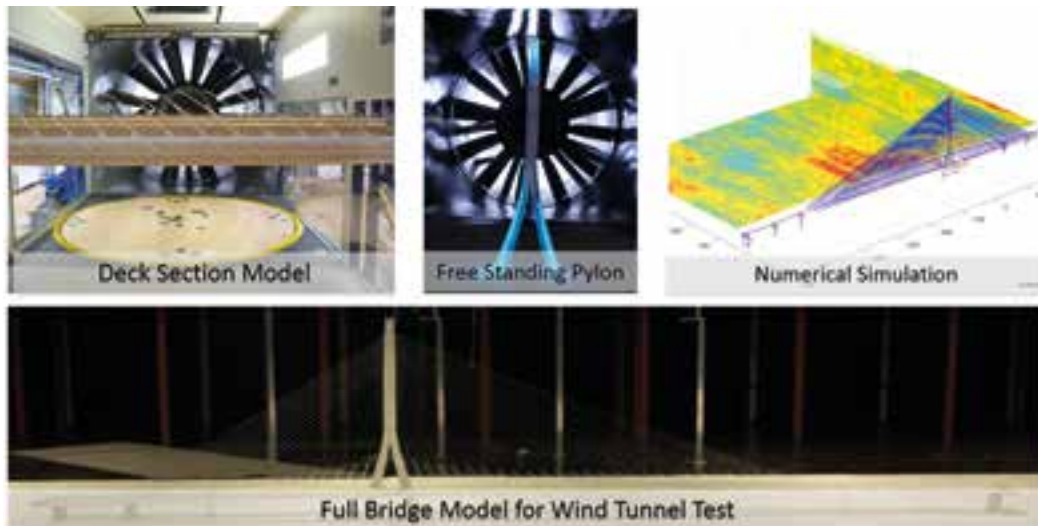
2.6 Erdbebenbemessung

Taiwan ist eine der erdbebenreichsten Regionen der Welt. Der Standort liegt gemäß den Bemessungsvorschriften für Straßenbrücken des MOTC in der Erdbebenzone Taipei II. Die maßgebenden Bemessungsspitzenbodenbeschleunigungen namens Peak Ground Acceleration (PGA) betragen 0,32 g für das maximal zu berücksichtigende Erdbeben, das Maximum Considered Earthquake (MCE), und 0,24 g für das Bemessungserdbeben, das Design Basis Earthquake (DBE). Das Entwurfskonzept gründet auf dem leistungsorientierten Ansatz des Performance-Based Seismic Design (PBSD), mit dem für unterschiedliche Erdbebenintensitäten definierte Leistungsniveaus bzw. Schadenszustände festgelegt werden. Ziel ist die Erfüllung der Leistungsanforderungen gemäß Bild 9 durch die folgenden Schutzziele:

1. Häufige schwache Erdbeben, Serviceability Earthquake (SEE): Das Tragwerk bleibt im elastischen Bereich, ohne Schädigung der Bauteile, und ist unmittelbar nach dem Ereignis vollständig nutzbar. Geringe bleibende Verschiebungen infolge mehrerer Ereignisse können lokale Maßnahmen zur Rückstellung oder Neujustierung erforderlich machen.
2. Gelegentliche Erdbeben, Bemessungserdbeben (DBE): Es treten lediglich geringfügige Schäden sowie begrenzte bleibende Verformungen auf. Maßnahmen zur Rückstellung bzw. Wiederherstellung der Lage sind erforderlich.
3. Seltene starke Erdbeben, Maximalerdbeben (MCE): Ein globales Tragwerksversagen wird vermieden, so dass die Sicherheit von Personen gewährleistet ist. Die Brücke wird als kritische Verkehrsinfrastruktur (Lifeline) eingestuft; alle Bauteile sind instandsetzbar. Die Ausbildung plastischer Gelenke ist ausgeschlossen. Die Brücke bleibt nach dem Ereignis für Not- und Rettungsverkehr funktionsfähig.

Seismic Intensity	Hazard Level (Return Period)	Service Performance Level	Damage Performance Level	Behaviour Factor R	Structural Behaviour
SEE (Safety Evaluation Earthquake)	80%/50y (30 y)	Fully Operational	None	1.0	Elastic
DBE (Design-Based Earthquake)	10%/50y (475 y)	Operational	Minimal	1.0	Essentially Elastic
MCE (Maximum Considered Earthquake)	2%/50y (2500 y)	Limited service (Emergency vehicle only)	Repairable	1.0-1.5	Limited Ductility

9 Definition der seismischen Gefährdungstufen und der zugehörigen Entwurfs- und Leistungsniveaus
© Leonhardt, Andrä und Partner AG



10 Windkanalversuche und numerische Simulationen
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

Zur Erreichung dieser Ziele wurde eine nichtlineare dynamische Zeitverlaufsanalyse durchgeführt. Dabei kamen sieben Erdbebenbeschleunigungszeitverläufe zum Einsatz, die mit den MOTC-Antwortspektren spektralkompatibel sind. Berücksichtigt wurden sowohl Ausbreitungseffekte der seismischen Wellen als auch das ausgeprägt nichtlineare Tragwerksverhalten, das im Wesentlichen durch den Einsatz von Reibpendellagern sowie hydraulischen Energieabsorbieren mit Sollbruchfunktion (Fuse-Elemente) bestimmt wird.

Ergänzend wurde eine projektspezifische seismische Gefährdungsanalyse zur Erfassung lokaler Standorteinflüsse (Site Effects) durchgeführt, und zwar unter Berücksichtigung der besonderen geotechnischen Randbedingungen des Baugrunds (seismische »Standortsignatur«). Drei historische Beschleunigungszeitverläufe aus dem Chi-Chi-Erdbeben, dem Hualien-Erdbeben sowie dem 331-Erdbeben wurden entsprechend der ermittelten Gefährdungskurve skaliert.

2.7 Windeffekte

Neben der hohen seismischen Gefährdung ist Taiwan auch durch das häufige Auftreten tropischer Wirbelstürme (Taufune) gekennzeichnet, so dass am Standort der Danjiang-Brücke ein außergewöhnlich anspruchsvolles Windklima vorliegt. Die maßgebenden Windkennwerte wurden auf Grundlage langjähriger Windmessreihen mittels Extremwertanalyse ermittelt. In Übereinstimmung mit Literaturangaben ergibt sich für den Endzustand der Brücke eine charakteristische Bezugswindgeschwindigkeit v_b (10-min-Mittelwert in 10 m Höhe über offenem Gelände) von 46,00 m/s bei einer Wiederkehrperiode von 100 Jahren. Für die Bauzustände wurde eine charakteristische Bezugswindgeschwindigkeit von 38,10 m/s bei einer Wiederkehrperiode von 25 Jahren angesetzt. Die betriebliche Grenzwindgeschwindigkeit unter Verkehrseinwirkung beträgt 30,30 m/s. Die Untersuchung der aerodynamischen und aeroelastischen Windeinwirkungen erfolgte durch eine Kombination aus Windkanalversuchen und numerischen Simulationen:

a) Windkanaluntersuchungen an Sektionsmodellen des Überbaus (Maßstab 1 : 120):
Zur Ermittlung der aerodynamischen Kraft- und Stabilitätsbeiwerte wurden unterschiedliche Konfigurationen des Überbauquerschnitts untersucht. Berücksichtigt wurden insbesondere der Spalt zwischen den getrennten Überbauhälften, die turbulente Anströmung sowie verschiedene Bau- und Endzustände. Die Ergebnisse zeigen, dass die Überbauquerschnitte gegenüber

aeroelastischen Instabilitäten wie Flutten, Gallopiere und aerodynamischer Divergenz bis zu Windgeschwindigkeiten von etwa 100 m/s stabil sind.

b) Windkanaluntersuchungen am freistehenden Pylon (Maßstab 1 : 200):
Am freistehenden Pylon wurden Oberflächendruckverteilungen sowie die daraus resultierenden Lager- und Fundamentreaktionen ermittelt. Ein Gallopiere des Pylons wurde nicht beobachtet; wirbelinduzierte Schwingungen infolge periodischer Wirbelablösung sind jedoch möglich. Die maximalen Schwingungsamplituden an der Pylonspitze betragen etwa 140 mm in Querrichtung und 200 mm in Längsrichtung mit zugehörigen Beschleunigungen von $0,84 \text{ m/s}^2$ bzw. $0,34 \text{ m/s}^2$.

c) Teilmodellversuche zur Windstabilität von Straßenfahrzeugen (Maßstab 1 : 175):

Die Windbeanspruchung von Straßenfahrzeugen wurde unter Einbeziehung des vollständigen Pylonmodells sowie eines Teilmodells des getrennten Brückenquerschnitts untersucht. Drei Konfigurationen wurden betrachtet:

- ohne Windschutzeinrichtungen
- mit Windschutzeinrichtungen
- mit Windschutzeinrichtungen und Lärmschutzwänden

In den durch Windschutzeinrichtungen abgeschirmten Bereichen traten reduzierte lokale Windgeschwindigkeiten auf, wodurch das Risiko windbedingter Verkehrssicherheitsgefährdungen im Vergleich zu offenen Fahrbahnabschnitten deutlich vermindert wird.

d) Numerische Simulationen der Böenbeanspruchung und aeroelastischer Effekte:

Zur Analyse der Böenbeanspruchung (Buffeting) sowie möglicher aeroelastischer Instabilitäten wurde ein dreidimensionales aeroelastisches Rechenmodell verwendet, dessen Eingangsparameter aus den Windkanaluntersuchungen abgeleitet wurden. Weder im Endzustand noch in den Bauzuständen wurden bei Windgeschwindigkeiten ≤ 100 m/s Instabilitäten festgestellt. Die Brücke weist eine ausreichende aerodynamische Stabilität gegenüber Flutter, Gallopiere und Divergenz auf. Die durch Wirbelablösung und turbulente Böenanregung verursachten Schwingungsamplituden lagen unterhalb der maßgebenden Komfort- und Wahrnehmungsschwellen. Es wurde empfohlen, den Brückenbetrieb bei Windgeschwindigkeiten ≥ 22 m/s auf Fahrbahnhöhe aus Gründen der Verkehrssicherheit einzustellen. Zusätzlich wurden aus dem Rechenmodell die maßgebenden Windlastfälle für die statische und dynamische Tragwerksbemessung abgeleitet.

e) Windkanaluntersuchungen am Gesamtmodell (Maßstab 1 : 175): Die Untersuchungen am vollständigen aeroelastischen Brückenmodell bestätigten die Ergebnisse der numerischen Simulationen und belegen die aeroelastische Eignung des Tragwerks. Für die drei untersuchten Konfigurationen, das heißt Betriebszustand, Bauzustand 1 und Bauzustand 2, wurde bis zu Windgeschwindigkeiten ≥ 90 m/s eine ausreichende aerodynamische Stabilität gegenüber allen relevanten Instabilitätsformen nachgewiesen.



11 *Stahlfertigung des Überbaus*
© KSECO

3 Bauausführung

3.1 Allgemeines

Die Danjiang-Brücke wurde nach dem bewährten Freivorbauverfahren für Schrägseilbrücken errichtet. Um sowohl die Wirtschaftlichkeit als auch die Risikominimierung zu gewährleisten, wurden alle Bauteilabmessungen, Schusslängen und Segmentgewichte sowie die Konstruktionsdetails an die verfügbaren Gegebenheiten und die bewährten Transport- und Bauverfahren angepasst.

3.2 Stahlbaufertigung

Die Stahlsegmente wurden vor Ort an der Ostküste Taiwans hergestellt. Anschließend wurden sie mit Schwertransporten zu Lagerbereichen auf der Baustelle und im Hafen von Taipeh transportiert, wo die einzelnen Stahlsegmente zum Gesamtquerschnitt zusammengesetzt wurden. Bild 11 zeigt ein Foto aus der Stahlfertigung und Bild 12 veranschaulicht die Montage und die Lagerung auf der Baustelle.

3.3 Herstellung des Pylons

Der Bau des Pylons erfolgte in 4 m hohen Schüssen mittels Kletterschalung unter Verwendung verschiedener Schalungssätze. Der Auftragnehmer entschied sich für selbstverdichtenden Beton, ein in Taiwan häufig verwendetes Material, um von den Erfahrungen der lokalen Arbeitskräfte zu profitieren. Die Längsstäbe wurden mit Bewehrungsverbindern gestoßen. Für die Herstellung der unteren schrägen Pylonstiele und der Pylonspitze wurde die Peri-SCS-Klettersystemschalung verwendet, wie in Bild 13 dargestellt. Bild 14 zeigt schematisch den Bauzustand der unteren schrägen Stiele und die temporären Streben, durch welche die korrekte Geometrie und die gewünschten Kräfte eingestellt werden konnten. Der Beton für die unteren Bereiche des Pylons wurde mit einer Betonpumpe von den Behelfsstegen aus geliefert, während der Beton oberhalb von +56 m mit Eimern zugeführt wurde.

Der obere, gerade Abschnitt des Pylons wird unter Verwendung der selbstkletternden Peri-ACS-Systemschalung hergestellt. Diese klettert entlang Schienen an der entstehenden Konstruktion. Bild 15 zeigt das ACS-System im Einsatz am Schrägseilabschnitt des Pylons. In diesem Bereich war keine Innenverschalung erforderlich, da der Beton gegen die Verankerungsboxen der Schrägseile gegossen wurde.

3.4 Herstellung des Überbaus

Bild 16 zeigt den Ablauf der Montage der Überbausegmente. Zunächst wurden die Seitenfelder und das Startersegment am Pylon installiert.

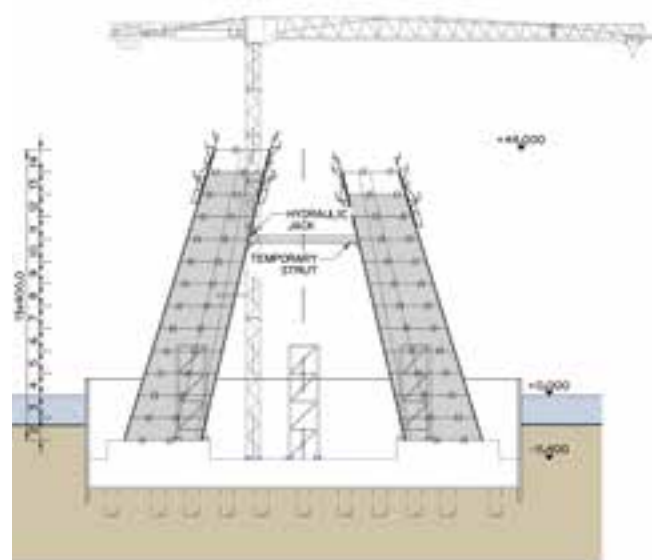
Der ursprüngliche Montageablauf sah vor, dass die Segmente der Seitenfelder per Lastkahn angeliefert und auf Verschubträgern in Richtung Ufer geschoben werden.



12 *Montage der Überbausegmente auf der Baustelle*
© KSECO



13 Herstellung des Pylons mit Kletterschalung
© Peri SE



14 Bauphasen zur Herstellung des Pylons
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

Aufgrund von Genehmigungsproblemen und Schwierigkeiten bei der Beschaffung von Lastkähnen entschied sich der Auftragnehmer jedoch dafür, die Segmente stattdessen mit einem Kran von der Landseite aus einzuheben und in die finale Position zu verschieben.

Eine weitere Änderung betraf die Realisierung der Betonplatte des Verbundquerschnitts. Der ursprüngliche Entwurf sah eine Herstellung mit Halbfertigteilplatten vor, die zu diesem Zeitpunkt als die wirtschaftlichste Option angesehen wurden. Der Auftragnehmer entschied sich jedoch für eine Ortbetonlösung, bei der die Betonage auf Trapezblechprofilen erfolgte, wie sie im Hochbau in Taiwan üblich ist. Bild 17 zeigt die bei diesem Verfahren verwendeten Stahltrapezbleche.



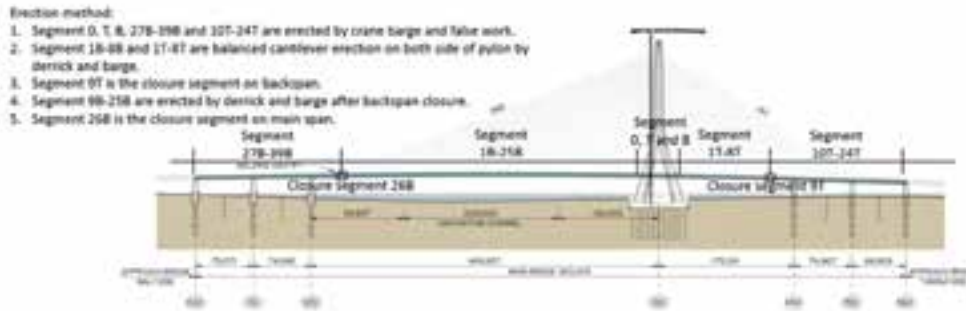
15 Oberer Pylonquerschnitt mit Verankerungsboxen der Schrägkabel
© KSECO



16 Überbaumontage in den Seitenfeldern
© KSECO



17 Schalung der Verbundplatte durch Stahltrapezbleche
© KSECO



18 Montagekonzept der Überbausegmente
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

Parallel zur Errichtung der Vorlandbrücken begann der Freivorbau des Brückendecks im Bereich des Hauptfelds mit der Montage des Starterelements am Pylon auf einem temporären Traggerüst. Nachdem die Pfeilersegmente vor Ort verschweißt worden waren, wurden auf dem Überbau Derrickkräne montiert. Mit Hilfe dieser Kräne wurden während des Freivorbauverfahrens Brückendecksegmente vom Ponton gehoben, wie in Bild 17 dargestellt. Vor dem Anheben des jeweils nächsten Brückendecksegments wurden die Schrägseile des vorherigen Segments installiert. Dieser beidseitige Zyklus wurde bis zum Lückenschluss im Seitenfeld fortgesetzt. Danach wurden die Segmente in der Hauptspannweite im Freivorbauverfahren einseitig weiter montiert, während im Seitenfeld gleichzeitig die entsprechenden Schrägseile im bereits positionierten Überbau installiert wurden.

4 Fazit

Die Planung und Herstellung der Danjiang-Brücke war eine sehr große Herausforderung für alle Projektbeteiligten. Die Lage des Standorts selbst stellt eine komplexe Umgebung für jede Brücke dar, da sowohl Erdbeben als auch Taifune ein Risiko bedeuten. Die Planung eines so ikonischen Bauwerks, das den Erwartungen des Bauherrn und der Öffentlichkeit entspricht und gleichzeitig das Budget einhält, machte das Projekt noch komplexer.



19 Freivorbau im Hauptfeld
© KSECO

Die nun fertiggestellte Brücke und die finale Qualität der Arbeiten zeigen jedoch, dass solche gewaltigen Herausforderungen tatsächlich zu meistern sind. Dieser Erfolg erforderte die frühe Einbindung und das Zusammenspiel aller Projektbeteiligten und Spezialisten, die auf ein gemeinsames Ziel hinarbeiteten und die Interessen des Projekts in den Vordergrund stellten.

Autoren:
Dipl.-Ing. Michael Müller
Dipl.-Ing. Kilian Karius
Wen Kai Chen P.Eng.
Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG,
Stuttgart

Literatur

- [1] Karius, K.; Cheng, S.-H.; Chen, W.-K.; Krieger, K.: Structural design of the Danjiang Bridge, Taiwan. The largest asymmetric single tower cable-stayed bridge; in: CECAR 8 Conference, Tokyo, 2019.
- [2] Karius, K.; Chen, W.-K.; Rodriguez, R.: Design and construction of the Danjiang single tower cable-stayed Bridge in Taiwan; in: ACHE Conference, Granada, 2025.

Bauherr

Directorate General of Highways, Taiwan, R.O.C.

Entwurf & Planung

Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG, Stuttgart
Zaha Hadid Architects, London, England
Sinotech Engineering Consultants Ltd., Taipeh, Taiwan

Prüfingenieur

T. Y. Lin International, Taipeh, Taiwan



Leonhardt, Andrä und Partner

www.lap-consult.com

Danjiang Brücke, Taiwan
Foto: Kung Sing Engineering Corporation

Ein stark umstrittener Ersatzneubau Eisenbahnüberführung Sternbrücke in Hamburg

■ ■ ■ von Ralph Rings, Nadine Raczek, Jörg Gnauert

Der Ersatzneubau der Sternbrücke in den Hamburger Stadtteilen Sternschanze und Altona ist eines der meistdiskutierten Infrastrukturprojekte Norddeutschlands. Seit einem Jahrhundert prägt die historische stählerne Balkenbrücke, welche diagonal über die Straßenkreuzung von Max-Brauer-Allee und Stresemannstraße führt, das Bild des Stadtteils und verbindet gleichzeitig wichtige Verkehrswege. Ihren Namen hat die Eisenbahnbrücke aufgrund des hier aus sieben Richtungen sternförmig zusammenlaufenden Verkehrs. Dass sie erneuert werden muss, ist unbestritten – doch der Weg dorthin ist komplex und von intensiven Debatten begleitet. Das Projekt berührt nicht nur technische und verkehrsplanerische Fragen, sondern ist eng verknüpft mit Themen wie Stadtentwicklung, Denkmalschutz, kultureller Vielfalt und politischem Entscheidungsprozess.

1 Lage und historische Bedeutung der Sternbrücke

Die Eisenbahnüberführung Sternbrücke liegt in den Hamburger Stadtteilen Sternschanze und Altona und überführt zwei Fernbahn- und zwei S-Bahngleise diagonal über die Straßenkreuzung von Stresemannstraße und Max-Brauer-Allee. Das Bauwerk befindet sich auf der Verbindungsstrecke zwischen dem Hamburger Hauptbahnhof und dem Bahnhof Altona.

Die ursprüngliche Sternbrücke wurde am Ende des 19. Jahrhunderts errichtet – in einer Zeit, in der Hamburg sein Eisenbahnnetz massiv ausbaute, um dem wachsenden Güter- und Personenverkehr gerecht zu werden. Bereits in den Jahren 1925 und 1926 wurde die erste Brücke durch das bis jetzt in Betrieb befindliche Bauwerk ersetzt. Jeweils zwei Gleise werden über einen Dreifeldträger über den darunterliegenden Straßenraum geführt. Die Überbauten sind aufgrund der Schiefwinkligkeit längs zueinander versetzt.

Im Lauf der Jahrzehnte entfaltete die Brücke eine Identität, die weit über ihre technische Funktion hinausging. Sie wurde ein Symbol des Schanzenviertels, an dessen Fuß sich in den an die Brücke anschließenden Kasemattenbauwerken Kneipen, Clubs, Werkstätten und kulturelle Treffpunkte entwickelten. Für viele Hamburgerinnen und Hamburger ist die alte Brücke mit den Kasematten daher ein Stück gelebte Stadtgeschichte. Diese emotionale Verbundenheit erklärt, warum der geplante Abriss in der Öffentlichkeit so kontrovers aufgenommen wurde.

2 Der Beschluss zum stark umstrittenen Ersatzneubau

Seit über zwei Jahrzehnten ist die denkmalgeschützte Sternbrücke in Hamburg Gegenstand intensiver Stadtentwicklungsdebatten.

Nach ca. 100 Jahren Betriebszeit hat das Bestandsbauwerk das Ende seiner technischen Nutzungsdauer erreicht. Eine Sanierung des Bauwerks wurde umfangreich gutachterlich untersucht, im Ergebnis jedoch verworfen, da das Material ermüdet sowie nicht schweißbar ist und das Bauwerk nicht mehr den heutigen Standards entspricht.

Der Hamburger Bahnknoten gehört zu den meistbefahrenen in Deutschland.

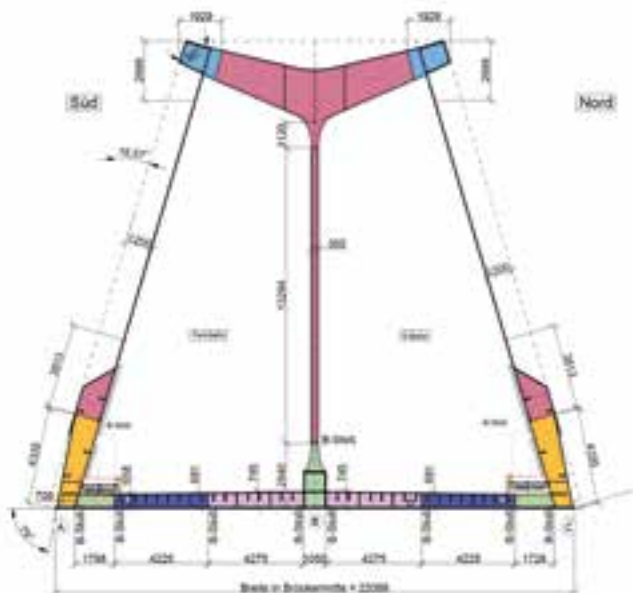
Die Deutsche Bahn prognostiziert eine weitere Zunahme von Fern-, Regional- und Güterzügen. Die bestehende Brücke bietet dafür weder ausreichende Tragfähigkeit noch genügend Gleiskapazitäten.

Politisch hat die Förderung des Schienenverkehrs durch Klimaschutzziele an Bedeutung gewonnen. Mehr Bahnverkehr soll die Straßen entlasten und CO₂-Emissionen reduzieren. Ein leistungsfähiges Schienennetz gilt deshalb als Schlüssel zur Verkehrswende. Der Ersatzneubau ist somit weniger eine Option als eine strukturelle Notwendigkeit.

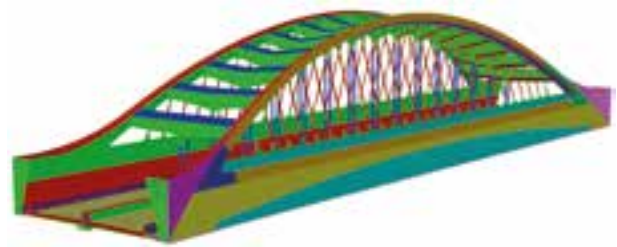
Im Jahr 2019 wurde der Öffentlichkeit ein erster konzeptioneller Entwurf für den Ersatzneubau der Sternbrücke vorgestellt. In der Folgezeit wurde das Projekt sowohl technisch als auch gestalterisch weiterentwickelt. Neben technischen Optimierungen und überarbeiteten Entwurfsfassungen fand im Rahmen einer sogenannten Kreativwerkstatt ein intensiver Beteiligungsprozess mit der Öffentlichkeit statt, der sich auf die Gestaltung des Bauwerks sowie auf die zukünftige Entwicklung des gesamten Stadtraums im Bereich der Sternbrücke konzentrierte. Die in diesem Prozess erarbeiteten Ergebnisse wurden vom Architekturbüro Sauerzapfe in exemplarische Visualisierungen überführt und gemeinsam mit einem



1 Visualisierung: Max-Brauer-Allee in Blickrichtung Osten
© Deutsche Bahn AG/Ney & Partners/rendertaxi architecture.visualisation



2 Querschnitt in Brückenmitte
© SEH Engineering GmbH



3 Visualisierung des Stahlüberbaus
© SEH Engineering GmbH

Impulspapier, das auch nicht visualisierte Workshop-Ergebnisse dokumentiert, als Grundlage für die weitere Entwurfsarbeit genutzt. Auf dieser Basis erarbeitete das Ingenieur- und Architekturbüro Ney & Partners den finalen Entwurf der Sternbrücke.

Die historisch stählernen Balkenbrücken werden gemäß Planfeststellungsbeschluss aus dem Jahr 2024 durch einen Neubau in der Bauart einer Stabbogenbrücke mit gekippten Bögen ersetzt. Die Spannweite des neuen Bauwerks ist gegenüber der Bestandsbrücke um rund ein Drittel länger, damit die bisher im Straßenraum vorhandenen Stützen entfallen können und der Verkehrsraum unterhalb der Brücke neu gestaltet werden kann.

Durch den Abbruch der historisch bedeutsamen Bestandsbrücke und durch die erheblich vergrößerte Stützweite in Verbindung mit einem rechtwinkligen Widerlager entfallen nicht nur die in den Kasematten ansässigen Clubs, es werden für das Einfahren der Brückenkonstruktion von einem Vormontageplatz in die endgültige Lage auch Eingriffe in die Natur sowie in die an die Sternbrücke angrenzende Bebauung erforderlich. So müssen 85 Straßenbäume gefällt und sieben der umliegenden, teils denkmalgeschützten Altbauten abgerissen werden.

Der Widerstand gegen den Ersatzneubau der Sternbrücke in Hamburg war über mehrere Jahre hinweg deutlich spürbar. Gegen den Planfeststellungsbeschluss wurden mehrere Klagen eingereicht, unter anderem von Umweltverbänden und Anwohnerinitiativen, welche jedoch durch das Oberverwaltungsgericht Hamburg zurückgewiesen wurden.

3 Das Konzept

3.1 Kreativwerkstatt

Wie kann das neue Bauwerk in den Stadtteil integriert werden, welche Wünsche haben die Menschen für den Ort, und welche Eigenschaften der alten Brücke sollen erhalten bleiben? Welche Chancen bietet der Neubau? Diese Fragen diskutierte die Bahn in der »Kreativwerkstatt Sternbrücke« mit Anwohnern und Interessierten. Die in diesem Prozess erarbeiteten Ergebnisse flossen in den finalen Entwurf der Sternbrücke ein. Der Entwurf vereint eine prägnante architektonische Form, eine kurze Bauzeit sowie eine flexible Verkehrsführung unterhalb der Brücke.

3.2 Konstruktive Ausbildung

Die neue Sternbrücke überführt zwei Fernbahn- und zwei S-Bahngleise stützenfrei über den Kreuzungsbereich Stresemannstraße und Max-Brauer-Allee. Sie wird als einfeldrige Stabbogenbrücke mit nach innen geneigten Bögen ausgeführt und hat eine Stützweite von 108 m,

eine Breite von 24,30 m und eine Gesamthöhe von 21 m. Die Ausführungstonnage beträgt ca. 3.600 t. Es wird ein Überbau für alle vier Gleise erstellt.

Die Bögen sind mit Y-förmigen Riegeln untereinander verbunden. Versteifungsträger, Bögen, Y-Riegel und Mittellängsträger werden als Hohlkästen realisiert. Die Fahrbahn wird als orthotrope Platte mit Flachstahlsteifen ausgebildet.

Ein Mittellängsträger in der Fahrbahnebene wird mit Doppelhängern mittig an den Y-Riegeln abgehängt, die äußeren Hänger liegen in der um 16,57° geneigten Bogenebene. Alle Hänger sind als Flachstahlquerschnitt konzipiert.

3.3 Lichtkonzept

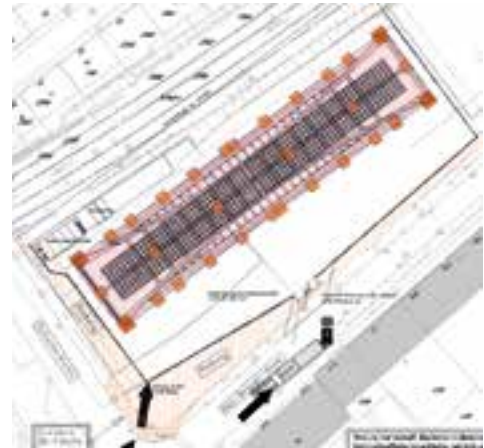
Die alte Sternbrücke prägte und ordnete den umliegenden Stadtraum für nahezu ein Jahrhundert und war immer wieder ein Motiv für Künstlerinnen und Künstler. Auch die neue Sternbrücke wird das Stadtbild durch ihre prägnante architektonische Form maßgeblich bestimmen. Eine an der Außenseite des Längsträgers angeordnete LED-Beleuchtung hebt die elegante Form der Brücke bei Dunkelheit hervor. Durch die zurückhaltende und dennoch sichtbare Beleuchtung wird der Brückenkörper auch aus weiterer Entfernung gut erkennbar. Es wird dergestalt ein Orientierungspunkt im urbanen Stadtgefüge geschaffen.



4 Visualisierung: Stresemannstraße in Blickrichtung Osten
© Deutsche Bahn AG/Ney & Partners/rendertaxi architecture.visualization



5 Vormontageplatz in der Draufsicht
© Janik Schmitt



6 Auszug: Betriebseinrichtungsplan des Vormontageplatzes
© SEH Engineering GmbH

Die Beleuchtung unterhalb der Sternbrücke macht die sternförmige Straßenkreuzung räumlich erfahrbar. Die Segmentierung in zahlreiche Lichtpunkte schärft die Wahrnehmbarkeit des gestalterischen Konzepts. Die drei unterschiedlichen LED-Farben dienen dabei jeweils als Orientierung und führen Fußgänger entlang der gewählten Laufrichtung.

4 Die Umsetzung

4.1 Allgemeines

Die von der Deutschen Bahn geplante Maßnahme »Ersatzneubau EÜ Sternbrücke in Hamburg« beinhaltet sowohl den Rückbau der Bestandsüberbauten und Widerlager inklusive der Kasemattenkonstruktion als auch den Neubau des Stahlüberbaus sowie der Widerlager. Ein Teil der Kasematten entfällt durch die größere Stützweite und den rechtwinkligen Abschluss, alle weiteren Kasematten werden verfüllt. Vor die Stirnseiten der Kasematten werden Stahlbetonstützwände angeordnet, so dass sie nicht mehr sichtbar sein werden. Mit den Arbeiten wurde eine Arbeitsgemeinschaft aus Himmel u. Papesch Bauunternehmung GmbH, Fr. Holst GmbH & Co. KG und SEH Engineering GmbH beauftragt. Der Leistungsanteil der SEH Engineering GmbH umfasst dabei den Neubau des Stahlüberbaus, die Firmen Himmel u. Papesch Bauunternehmung GmbH und Fr. Holst GmbH & Co. KG zeichnen für die umfangreichen Bauzustände und Unterbauten verantwortlich. Die exponierte innerstädtische Lage der Sternbrücke erfordert ein durchdachtes baulegisches Konzept. Die ca. 200 einzelnen Brückenbauteile werden aus den Fertigungsstätten der SAM Stahl- & Anlagenbau Magdeburg GmbH sowie der SEH Engineering GmbH in Hannover mit Schwerlasttransporten zu einer nahegelegenen Vormontagefläche angeliefert.

Der Transport des neuen Überbaus vom Vormontageplatz zum finalen Einbauort erfolgt mit Hilfe von Self-Propelled Modular Transporters (SPMTs).

4.2 Transportlogistik

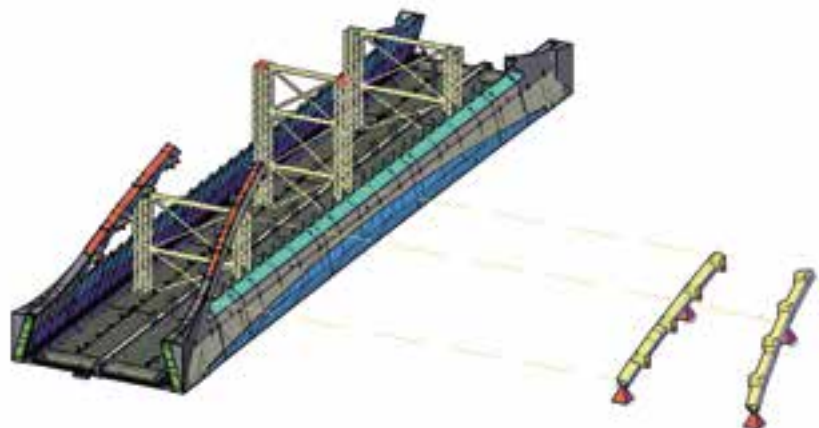
Eine besondere Herausforderung stellte die Transportlogistik dar, da Schwerlasttransporte in innerstädtischen Lagen unter heutigen Rahmenbedingungen mit erheblichen Unsicherheiten verbunden sind. Die insgesamt marode und vielfach ausgelastete Verkehrsinfrastruktur, kombiniert mit komplexen und zeitaufwendigen Genehmigungsverfahren, führt dazu, dass Transportabläufe nur eingeschränkt plan- und kalkulierbar sind. Insbesondere Terminrisiken durch kurzfristige Auflagen, Umleitungen oder infrastrukturelle Einschränkungen sowie daraus resultierende Kostensteigerungen machen Schwerlasttransporte in hochverdichteten Innenstadtbereichen zu einem kaum verlässlich kalkulierbaren Zeit- und Kostenfaktor.

Die begrenzten Platzverhältnisse auf der Vormontagefläche bedingten eine Just-in-time-Anlieferung, da eine Zwischenlagerung einzelner Bauteilgruppen auf der Vormontagefläche geometrisch nicht möglich war. Der Fortschritt auf der Baustelle wurde somit maßgeblich durch die Transportlogistik beeinflusst.

4.3 Vormontage des Überbaus

Die Montage des Überbaus erfolgt auf einer Freifläche entlang der Max-Brauer-Allee, wobei die vorhandenen Platzverhältnisse deutlich eingeschränkt sind. Aufgrund der städtischen Verdichtung und der Nähe zu Verkehrsachsen und bestehender Infrastruktur kann nur eine begrenzte Arbeitsfläche genutzt werden, was eine sorgfältige Baulegisches Planung erforderte.

Die ca. 200 einzelnen Brückenbauteile werden auf Hilfsunterstützungen (Haupt- und Nebenzulagen sowie temporäre Hilfsunterstützungen) vormontiert und zusammengebaut.



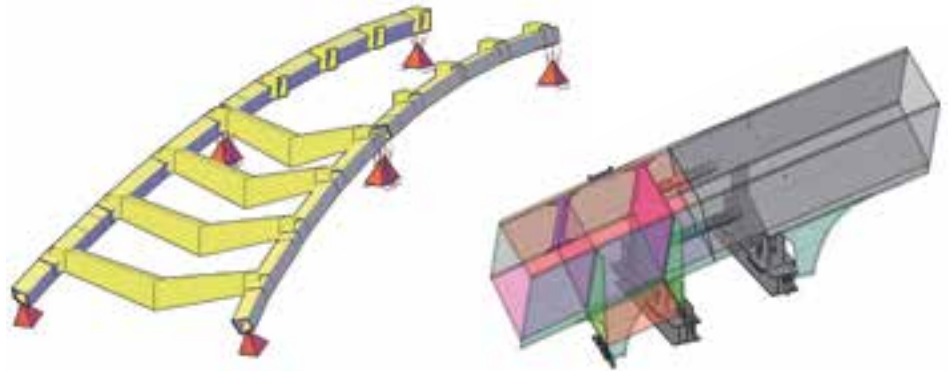
7 Visualisierung der Bogenmontage auf Bogenhilfsstützen
© Tragstahl GmbH

Zunächst wurden einzelne Segmente des Versteifungsträgers angeliefert und in vorgegebener Reihenfolge auf die Zulagen und Hilfsunterstützungen abgesetzt, ausgerichtet und gesichert. Die Anlieferung und Montage der Hauptträger-, Mittellängsträger- sowie Fahrbahnbauteile war immer schussweise vorgesehen, um die jeweils benachbarten Bauteile zusammen montieren zu können. Schritt für Schritt wurde so die gesamte Fahrbahn in der sogenannten spannungslosen Werkstattform aufgebaut und verschweißt, wodurch die Präzision der Konstruktion unter kontrollierten Bedingungen gewährleistet werden konnte.

Die anschließende Montage der nach innen geneigten Bögen wird auf temporären Bogenhilfsstützen durchgeführt. Die Längsfesthaltung der Kombination aus Bogenbauteilen und Bogenhilfsstützen erfolgt im Bereich der jeweiligen Bogenfußpunkte. Die Bogenriegel werden zwischen den Bogenbauteilen eingehängt.

Nachdem die Montage der Bögen und Bogenriegel abgeschlossen ist und die Bogenhilfsstützen freigesetzt und demontiert sind, erfolgt die Montage der Bogen- sowie der Riegel-Hänger.

Nach erfolgter Vormontage und Applikation des Korrosionsschutzes sowie dem Einbau der kompletten Ausrüstung (Laufstege, Entwässerung etc.) wird der Überbau freigesetzt und bis zum Verschieben eingelagert.



8 Visualisierung der Bogenriegelmontage
© Tragstahl GmbH

4.4 Verschieben in Endlage

Der Überbau wird mit Hilfe von in 272 Achslinien angeordneten SPMTs von der Vormontagefläche an der Max-Brauer-Allee an seine endgültige Position gebracht.

Auch hier zeigen sich die beengten Platzverhältnisse sowohl auf der Vormontagefläche als auch im städtischen Gesamtkontext deutlich.

Um die Brücke für die Übernahme durch die SPMTs vorzubereiten, muss sie zunächst mit Hilfe von Kletterpressen auf eine Höhe von ca. 4,50 m aufgestapelt werden. Sobald die Brücke diese Höhe erreicht hat, kann der erste SPMT-Satz, welcher parallel neben dem Bauwerk montiert wird, unter den Überbau gefahren werden. Dadurch entsteht ausreichend Raum, um den zweiten SPMT-Satz zu montieren.

Anschließend wird der Überbau durch die beiden SPMT-Sets übernommen und seitlich um ca. 50 m von der Vormontagefläche auf die Max-Brauer-Allee verfahren.

Auf der Max-Brauer-Allee angekommen, wird der Stahlüberbau abermals um ca. 2 m aufgestapelt, um Störkanten an den Widerlagern umfahren zu können. Anschließend erfolgt der Transport über ca. 350 m zur endgültigen Einbauposition. Der gesamte Fahrweg wird mit Sandanschlüpfungen nivelliert und mit Fahrblechen ausgelegt. Am Ziel eingetroffen, wird die Brücke in Einbaulage gedreht und auf die Lager abgesenkt. Das Transportgewicht mit Ausbaulasten beträgt ca. 4.100 t.



HIMMEL u. PAPESCH
Bauunternehmung GmbH

Ein Unternehmen der **HG Gruppe**



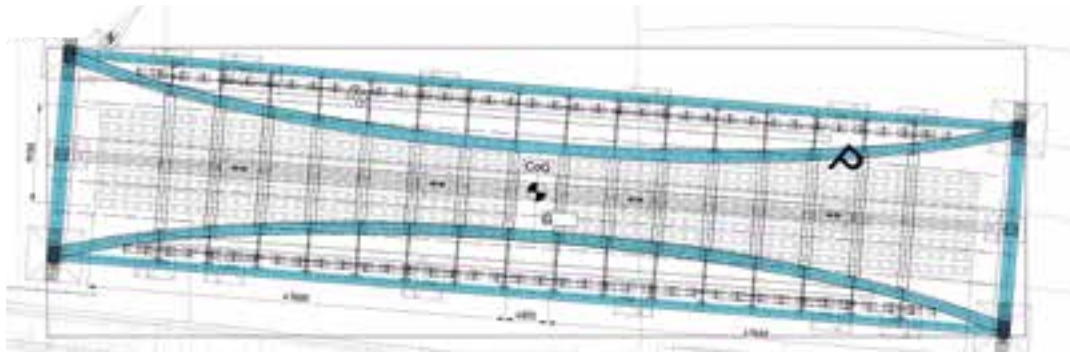
Ihr Bauprojekt. Unsere Leidenschaft.

Seit 100 Jahren steht Himmel u. Papesch für Qualität, Innovation und Verlässlichkeit im Brücken- und Ingenieurbau. Mit fundiertem Ingenieurwissen, technischer Präzision und einem klaren Anspruch an Beständigkeit realisieren wir Bauwerke, die verbinden und tragen.

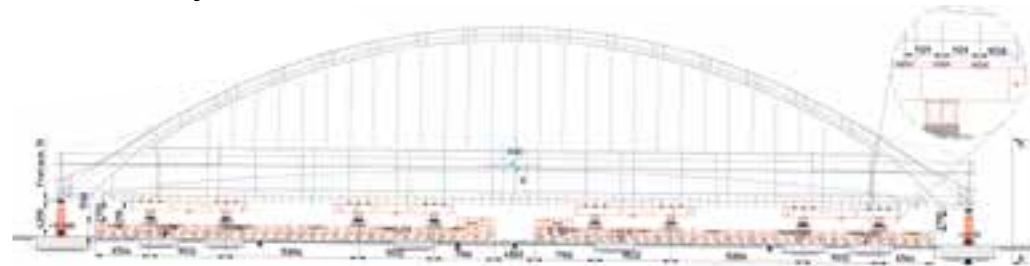
100 Jahre Ingenieurbau mit Substanz.

Max-Planck-Str. 4 | 36179 Bebra
T: 0 6622 507-0 | E: info@hup-bau.de

www.hup-bau.de



9 Draufsicht: Übernahme des Stahlüberbaus mit SPMT auf der Vormontagefläche
© Mammoet Holding B. V.



10 Ansicht: Übernahme des Stahlüberbaus mit SPMT auf der Vormontagefläche
© Mammoet Holding B. V.



11 Transport zur Einbaulage und Eindrehen des Stahlüberbaus
© Mammoet Holding B. V.

5 Unterbauten und Verbauten

Bevor die Herstellung der neuen, tiefgegründeten Widerlager erfolgte, mussten innerhalb der Kasematten Verbauten als überschnittene Bohrpfähwand mit $d = 1,20\text{ m}$ ausgeführt werden, die gleichzeitig als Gründung für die Hilfsbrücken dienen.

Hierzu war es erforderlich, unter $4,10\text{ m}$ lichter Höhe bis zu $9,00\text{ m}$ tiefe und im Durchmesser $1,20\text{ m}$ dicke Bohrpfähle herzustellen. Die auf den Bohrpfählen gegründeten Verbauträger, auf denen die Hilfsbrücken angeordnet sind, wurden in Brückenlängsrichtung in den dahinter liegenden Kasematten rückverankert. In einer Sperrpause wurden je Widerlager zwei Gewölbbebögen der Kasematten und ein Pfeiler abgebrochen und insgesamt acht Hilfsbrücken eingebaut.

Die neuen Widerlager werden mittels Bohrpfählen von $1,20\text{ m}$ und $1,50\text{ m}$ Durchmesser tiefgegründet. Die Tragfähigkeit der Pfähle wurde über umfangreiche Probepfähle und Pfahlprobepbelastungen nachgewiesen. Es werden Pfähle bis 45 m Länge hergestellt.

6 Resümee

Der Ersatzneubau der Sternbrücke ist weit mehr als ein technisches Infrastrukturprojekt. Er steht im Zentrum eines dynamischen Spannungsfelds zwischen Verkehrsnotwendigkeiten, städtebaulichen Interessen, kulturellem Erhalt und politischer Verantwortung. Klar ist: Die alte Brücke kann den Anforderungen der Zukunft nicht mehr gerecht werden. Ebenso klar ist jedoch, dass der Neubau tief in ein lebendiges urbanes Gefüge eingreift.

Ob der Neubau am Ende als Gewinn oder als Verlust für das Schanzenviertel wahrgenommen werden wird, hängt nicht allein von der technischen Umsetzung ab, sondern auch davon, wie sehr es gelingt, die Anliegen der Bevölkerung ernst zu nehmen, kulturelle Vielfalt zu schützen und das Quartier lebenswert zu erhalten. Die Sternbrücke bleibt damit ein Symbol dafür, wie schwierig, aber auch wie wichtig die Balance zwischen Fortschritt und Identität in modernen Städten ist.

Autoren:
Dipl.-Ing. Ralph Rings
Nadine Raczek M. Eng.
SEH Engineering GmbH,
Hannover
Jörg Gnauer
Himmel u. Papesch Bauunternehmung GmbH,
Bebra

Literatur

- [1] Denkmalverein Hamburg (www.denkmalverein.de)
- [2] DB-Eisenbahnbrücken für Hamburg (www.eisenbahnbruecken-ehm.de)

Bauherr

DB InfraGo AG, Hamburg

Entwurfs- und Ausführungsplanung
Ney & Partners BXL, Brüssel, Belgien

Tragwerksplanung

Meyer+Schubart Partnerschaft Beratender Ingenieure VBI mbB, Wunstorf
Vössing Ingenieurgesellschaft mbH, Hamburg
SSF Ingenieure AG, München

Werkstatt- und Montageplanung Stahlbau
SEH Engineering GmbH, Hannover
Ingenieurbüro STO-SHE, Hannover

Prüfingenieur

Dipl.-Ing. Andreas Hacker, Kempten

Bauausführung

Arbeitsgemeinschaft:
Himmel u. Papesch Bauunternehmung GmbH, Bebra
Fr. Holst GmbH & Co. KG, Hamburg
SEH Engineering GmbH, Hannover

Movable platform on the Grenland brua cable-stayed bridge in Norway © Eiffage Norge

EINFACH.MEHR.LEISTUNG.



Erster Preis im wettbewerblichen Dialogverfahren Klimafreundliche Rheinbrücke am Kölner Ubierring

■ ■ ■ von Julian Seisenberger, Hans Grassl



1 Visualisierung der Geh- und Radwegbrücke am Ubierring mit Blick von Süden
© Stadt Köln/Ingenieurbüro Grassl GmbH/Firmhofer + Günther Architekten/Kock Consult GmbH/arbos landscape

Die Stadt Köln plant zwei neue Rheinbrücken für Fuß- und Radverkehr als Beitrag zur Mobilitätswende. Die klimafreundliche Rheinbrücke am Ubierring, entworfen vom Ingenieurbüro Grassl mit Firmhofer + Günther Architekten, Kocks Consult und arbos landscape, gewann den ersten Platz im wettbewerblichen Dialog. Das Bauwerk ist als filigrane einhüftige Schrägseilbrücke mit einer Gesamtlänge von 624 m und einem in Brückenachse orientierten A-Pylon konzipiert, der eine pfeilerfreie Querung von Strom- und Vorland mit einer Hauptspannweite von 265,50 m ermöglicht. Der Entwurf setzt auf ressourcenschonende Materialien, eine wartungsarme Konstruktion und minimale Eingriffe in denkmalgeschützte Bereiche. Die Brücke schafft eine barrierefreie Verbindung zwischen Südstadt und Deutzer Hafen und bietet Aufenthaltsqualität mit neuen Blickachsen auf den Rhein. Grassl wurde als Generalplaner für die weiteren Planungen beauftragt.

1 Einleitung

Mit zwei neuen Rheinbrücken für den Fuß- und Radverkehr setzt die Stadt Köln ein starkes Zeichen für die Mobilitätswende. Die Brücke an der Bastei im Norden und die Brücke am Ubierring im Süden schließen zentrale Lücken im Netz des Umweltverbunds und verbinden bedeutende städtebauliche Räume mit den neu entstehenden Quartieren am Rhein. Beide Bauwerke sind als reine Geh- und Radwegbrücken konzipiert, barrierefrei und nachhaltig geplant. Sie schaffen nicht nur funktionale Querungen, sondern auch attraktive Aufenthaltsräume mit neuen Blickachsen auf den Rhein und die Stadt.

Für die südliche Rheinquerung am Ubierring erzielte Grassl gemeinsam mit Firmhofer + Günther Architekten, Kocks Consult und arbos landscape den ersten Platz im wettbewerblichen Dialogverfahren. Der Entwurf einer klimafreundlichen Rheinbrücke am Kölner Ubierring überzeugt durch eine filigrane Schrägseilbrücke mit einer Gesamtlänge von 624 m, ressourcenschonender Materialwahl und wartungsarmer Bauweise – ein klares Bekenntnis zu Nachhaltigkeit und zukunftsfähiger Infrastruktur.



2 Kölner Rheinbrücken und ihre Funktion
© Aus [1]



3 Lageplan der neuen Rheinbrücke mit linksrheinischer Anbindung an den Ubieringpark und rechtsrheinischem Anschluss an den Deutzer Hafen
© Ingenieurbüro Grassl GmbH/Firmhofer + Günther Architekten/Kock Consult GmbH/arbos landscape

2 Wettbewerblicher Dialog

Der wettbewerbliche Dialog war das Herzstück des Vergabeverfahrens für die beiden neuen Rheinbrücken. Eine Rheinquerung wurde je einem Los zugeordnet. Ziel war es, die besten Ideen für eine zukunftsfähige Infrastruktur zu gewinnen – offen, transparent und im Austausch zwischen Stadt und Planungsteams. Das Verfahren gliederte sich in drei Stufen: Zunächst bewarben sich 21 Teams je Los, von denen acht für die Dialogphase ausgewählt wurden. In mehreren Gesprächsrunden wurden die Konzepte gemeinsam weiterentwickelt, bevor die vier besten Entwürfe in die Angebotsphase gingen. Bewertet wurde nach klaren Kriterien: Qualität der Entwürfe, Nachhaltigkeit, Wirtschaftlichkeit und Umsetzbarkeit. Dieser Prozess hat nicht nur zu einem technisch ausgereiften, sondern auch zu einem gestalterisch überzeugenden Ergebnis für beide Lose geführt. Unser Planungsteam von Grassl konnte sich im hochrangig besetzten Teilnehmerfeld mit dem Lösungsvorschlag für die südliche Rheinquerung am Ubiering durchsetzen [1].

3 Randbedingungen

Die neue Rheinquerung verbindet den südlichen Abschluss der Kölner Ringstraße mit dem entstehenden Quartiersplatz Deutzer Hafen. Der Ubiering endet am Ubieringpark und bietet sich als Ausgangspunkt der Brücke an, wobei bestehende Wegeführungen des Rheinaufhafens berücksichtigt werden müssen.

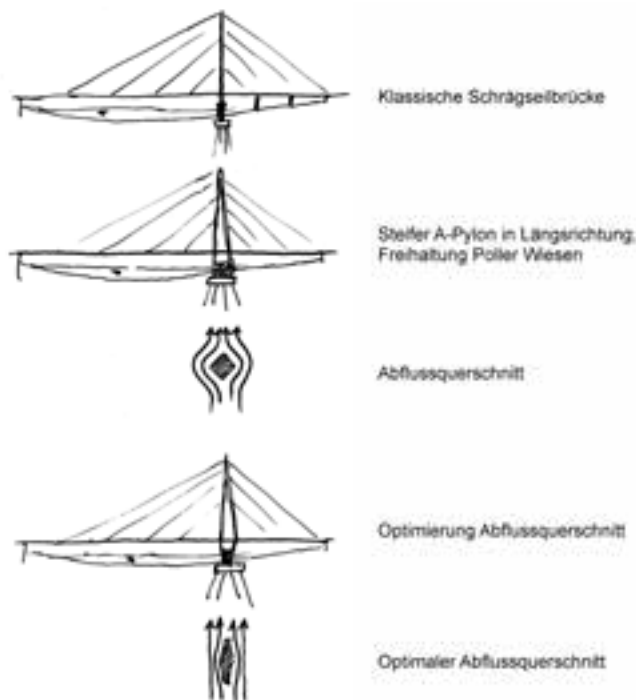
Ein markantes Bauwerk am linken Rheinufer ist die denkmalgeschützte Rheinbastion. Rechtsrheinisch trifft die Brücke auf die denkmalgeschützten Poller Wiesen und das neu konzipierte Areal des Deutzer Hafens. Die Planung muss die Transformation des Deutzer Hafens zu einem neuen Stadtquartier berücksichtigen und eine attraktive Anbindung schaffen. Maßgebend sind daher die Einbeziehung der Lage im innerstädtischen Rheinraum und die hohen Anforderungen an Schifffahrt, Verkehr und Denkmalschutz. Die Fahrinne des Rheins sowie zusätzliche stromnahe Breiten sind pfeilerfrei zu überspannen und eine entsprechende Mindestdurchfahrthöhe für die Schifffahrt ist zu gewährleisten. Vollsperrungen der Schifffahrt sind während Bau und Unterhaltung auszuschließen. Im Bereich der linksrheinischen Rampe ist zudem eine Querung der beiden Trassen der Kölner Verkehrsbetriebe (KVB) und des Agrippinaufers zu berücksichtigen. Für die Nutzung als Geh- und Radwegbrücke soll eine Flächenlast von 5 kN/m^2 sowie die Befahrbarkeit durch Service- und Rettungsfahrzeuge bis $7,50 \text{ t}$ angesetzt werden. Die Brücke muss barrierefrei gestaltet sein und eine Breite von mindestens 10 m aufweisen, um eine sichere und komfortable Führung des Fuß- und Radverkehrs zu gewährleisten. Nachhaltigkeit ist eine zentrale Planungsprämisse: Ressourcenschonende Bauweise, langlebige Materialien und eine wartungsarme Konstruktion sind verpflichtend.

4 Wettbewerbsentwurf

4.1 Gestaltungs- und Tragwerkskonzept

Der Entwurf folgt dem Leitgedanken einer eleganten, ressourcenschonenden Konstruktion, die die historische Blickachse zum Kölner Dom frei hält und das Rheinpanorama bewahrt. Die Brücke zeichnet sich durch eine filigrane, transparente Gestaltung aus, die ihre Bestimmung als Geh- und Radwegbrücke unmittelbar erkennen lässt. Der A-Pylon mit asymmetrisch gebrochenen Kanten erzeugt spannende Lichtreflexionen und unterstreicht die Leichtigkeit des Bauwerks. Die Gestaltung interpretiert die typologischen Elemente bestehender Rheinbrücken neu und schafft so eine eigenständige, identitätsstiftende Ergänzung des Kölner Brückenensembles. Die Brücke ist als Schrägseilbrücke mit einem zentralen A-Pylon konzipiert. Diese Konstruktion wurde gewählt, um den Eingriff in das Landschaftsschutzgebiet der Poller Wiesen sowie die historische Rheinbastion minimal zu halten.

Eine oftmals für Straßenbrücken eingesetzte Spreizung der Pylonstiele über die Fahrbahn ist weder für das Tragwerk noch für die Nutzung erforderlich und daher weder wirtschaftlich noch nachhaltig. Stattdessen wird der zentral angeordnete Einzelpylon in Brückenlängsrichtung aufgelöst. Durch diese Maßnahme erhält der Pylon als Bock in Längsrichtung eine breitere Basis und damit gegenüber einem Einzelpylon eine deutlich höhere Steifigkeit in Brückenlängsrichtung. Diese erhöhte Steifigkeit reduziert die Beanspruchungen im Überbau und ermöglicht eine stützenfreie Ausbildung des Randfelds über den Poller Wiesen. Um zugleich den Abfluss des Rheins nur in geringem Maße zu beeinträchtigen, wird unterhalb des Brückendecks ein gegenläufiger Knick vorgesehen, der die Breite des Sockels strömungsgünstig reduziert. Sämtliche Stahlquerschnitte werden dichtgeschweißt, um den Wartungsaufwand sowie den Stahl- und Korrosionsschutzbedarf im Sinne der Nachhaltigkeit zu minimieren. Das Gesamtkonzept vereint technische Innovation, Nachhaltigkeit und gestalterische Qualität. Die schlanke Bauweise und der hohe Vorfertigungsgrad minimieren den Eingriff in die denkmalgeschützten Uferbereiche. So entsteht ein Bauwerk, das nicht nur funktional und effizient ist, sondern auch einen neuen städtebaulichen Akzent setzt und die Ingenieurskunst zeitgemäß interpretiert.



4 Skizzenhafte Darstellung des Gestaltungs- und Tragwerkskonzepts
© Ingenieurbüro Grassl GmbH/Firmhofer + Günther Architekten/Kock Consult GmbH/arbos landscape

4.2 Vorrangiges Entwurfskriterium: Nachhaltigkeit

Maßgeblichen Einfluss auf die Wertung im wettbewerblichen Dialog hatte die Nachhaltigkeit des Brückenentwurfs. Neben einem umfassenden Nachhaltigkeitskonzept wurde insbesondere die Bilanzierung der Treibhausgasemissionen über den gesamten Lebenszyklus des Bauwerks bewertet.

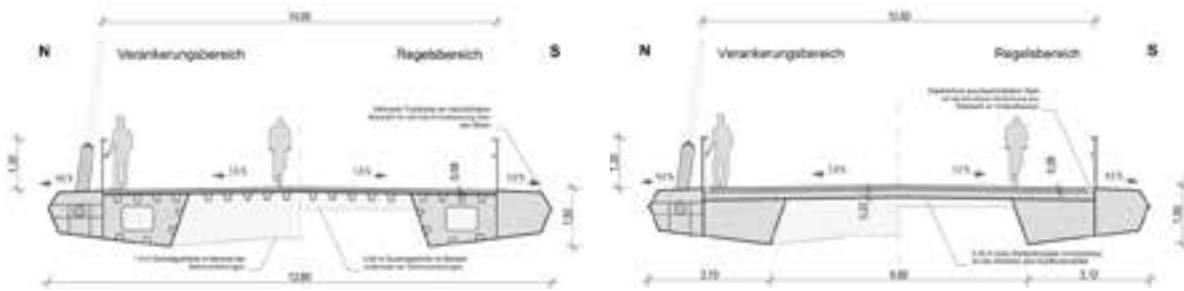
Hierfür stellte der Auslober in Zusammenarbeit mit der Mark Ingenieure GmbH ein Excel-Tool zur Ermittlung des Global Warming Potentials (GWP) auf Grundlage der Ökobaudat des Bundesministeriums für Wohnen, Stadtentwicklung und Bauwesen bereit. Die Wettbewerbsbeiträge konnten so direkt miteinander verglichen und bewertet werden. Die im vorherigen Kapitel dargestellte Gestaltung und das Tragwerkskonzept sind eng mit diesem Ziel verknüpft. Nachhaltigkeit wird dabei nicht als Zusatz verstanden, sondern als integraler Bestandteil des Entwurfs. Sie umfasst die Minimierung des Materialeinsatzes, die Reduktion von Eingriffen in denkmalgeschützte und landschaftlich sensible Bereiche sowie die Sicherstellung einer hohen Dauerhaftigkeit. Die gewählte Schrägseilbrücke folgt dem Prinzip »Material nur dort, wo es wirkt« und ermöglicht eine ressourcenschonende, wartungsarme Konstruktion. Damit erfüllt der Entwurf ökologische, ökonomische und soziokulturelle Anforderungen und setzt ein klares Zeichen für zukunftsfähige Infrastruktur.



5 Visualisierung der Geh- und Radwegbrücke am Ubiering mit Blick von Norden
© Stadt Köln/Ingenieurbüro Grassl GmbH/Firmhofer + Günther Architekten/Kock Consult GmbH/arbos landscape



6 Ansicht der Strombrücke
© Ingenieurbüro Grassl GmbH/Firmhofer + Günther Architekten/Kock Consult GmbH



7 8 Brückenquerschnitt im Fluss- (links) und Vorlandbereich (rechts)
© Ingenieurbüro Grassl GmbH/Firmhofer + Günther Architekten/Kock Consult GmbH

4.3 Tragwerk und Konstruktion der Strombrücke

Die Rheinquerung ist als Schrägseilbrücke mit einer Hauptstützweite von 265,50 m und einer Vorlandstützweite von 164 m geplant. Höhe und Querschnittsabmessung des Pylons einer Schrägseilbrücke unterliegen den statischen Zwangspunkten, die sich aus den erforderlichen lichten Weiten ergeben. Die im Wettbewerbsentwurf im statisch-konstruktiv optimierten Fächersystem angeordneten Seile definieren durch die Einhaltung einer minimalen Seilneigung von 1 : 2,50 die Pylonhöhe von 69 m. Die Pylonhöhe erfüllt sowohl die Anforderungen an eine stadtbildverträgliche Silhouette als auch die statisch-konstruktiven Vorgaben für eine über 265 m freitragende Schrägseilbrücke. Die geringe Fahrbahnbreite von 10 m und die im Vergleich zu den benachbarten Straßen- und Eisenbahnbrücken deutlich reduzierten Verkehrslasten erlauben eine kompakte Querschnittsausgestaltung mit einer Konstruktionshöhe von 1,50 m am Überbau. Die Biege- und Druckbeanspruchungen aus dem robusten Multiseilsystem rechtfertigen keine großen Querschnittsabmessungen des Pylons. Stattdessen wird der in Längsrichtung aufgelöste Stahlpylon im Hinblick auf maximale Effizienz und Schlankheit vollständig dichtgeschweißt und nicht begehbar hergestellt.

Bei einem vergleichbaren, begehbar ausgebildeten Pylon würde sich die erforderliche Stahlmenge mehr als verdoppeln und die Fläche des Korrosionsschutzes aufgrund der Einbauten beinahe vervierfachen. Für einen ganzheitlich nachhaltigen Bauwerksentwurf ist das nicht angemessen. Um trotzdem die Wartungselemente an den Seilverankerungen am Pylon zugänglich zu machen, werden die Seile jeweils durch den Pylon hindurchgeführt und außen verankert. Eine handnahe Prüfung kann so mit mobilen Arbeitsbühnen durchgeführt werden. Der Querschnitt mit je zweizelligen außenliegenden Hohlkästen, die mit einem regelmäßigen Abstand von 5 m mit Querträgern verbunden sind, ermöglicht Seilanker ohne Zusatzkonsolen. Da sich die beiden inneren Hohlkästen im Stromfeld im Bereich der orthotropen Platte befinden, werden sie bedingt inspizierbar ausgeführt. Sollten wider Erwarten Schäden im Bereich der orthotropen Platte auftreten, ist eine Zugänglichkeit gewährleistet. Die außenliegenden Hohlkästen befinden sich außerhalb der Fahrbahn und werden nicht inspizierbar ausgeführt. Ein innenliegender Korrosionsschutz ist somit nicht erforderlich.

Im Bereich der Seilverankerungen werden untenliegende Montage- und Wartungsöffnungen vorgesehen. Die außenliegenden Kästen erlauben eine aerodynamisch günstige Ausbildung der Überbauränder, um die Schwingungsanfälligkeit der leichten Stahlkonstruktion zu reduzieren. Der Verzicht auf punktuelle Seilverankerungskonsolen am Überbau führt zudem zu einer ruhigen und schlanken Wirkung der Brückenansicht. Im Vorlandbereich kommt zum Ausgleich der größeren Stützweite des Stromfelds ein schwererer Stahlverbundquerschnitt zum Einsatz. Aufgrund der Ausbildung des Pylons als in Brückenlängsrichtung wirkender Bock ist eine Stahlbetonplatte von maximal 22 cm plus 8 cm Gussasphalt ausreichend. In Richtung des rechtsrheinischen Widerlagers wird noch zusätzlicher Balastbeton eingesetzt. Die Fahrbahnplatte wird zwischen den außenliegenden Hohlkästen oberhalb der inneren Kästen angeordnet. Die dichtgeschweißten Stahlhohlkästen werden im Vorlandbereich robust und wartungsfreundlich ohne Längssteifen nicht inspizierbar ausgeführt.



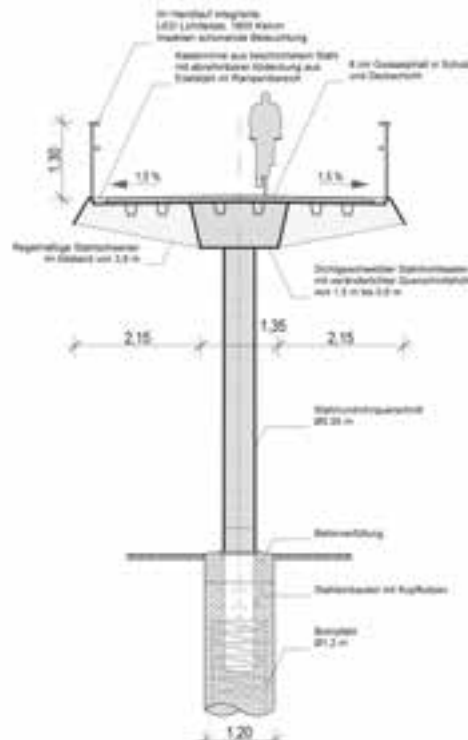
9 Visualisierung der Brücke am Ubierring im Bereich des linksrheinischen Agrippinaufers
 © Stadt Köln/Ingenieurbüro Grassl GmbH/Firmhofer + Günther Architekten/Kock Consult GmbH/arbos landscape

4.4 Tragwerk und Konstruktion des Rampenbauwerks

Als schlanke semiintegrale Stahlbrücke zeichnet sich das linksrheinische Rampenbauwerk des Wettbewerbsentwurfs durch seine zurückhaltende Einbindung im Bereich des Ubierrings aus. Die Rampe quert den Elisabeth-Treskow-Platz mit der darunterliegenden Tiefgarage des Rheinaufhafens, den Hochwasserschutz entlang des Rheins, zwei Straßenbahntrassen der KVB und die mehrspurige Agrippinauferstraße. Aufgrund der beengten innerstädtischen Randbedingungen wurde die Fahrbahnbreite von 10 m auf der Strombrücke auf nur noch 5 m im Bereich der Rampe reduziert. Durch die Anordnung einer Treppenanlage und eines Aufzugs am Elisabeth-Treskow-Platz kann im Bereich der Rampe von geringeren Verkehrsmengen ausgegangen werden. Der Überbau wurde als kompakter dichtgeschweißter Stahlhohlkasten mit orthotroper Fahrbahn und außenliegenden Stahlschwertern konzipiert. Auf ein vollständiges Schließen der Untersicht wurde aus Gründen der Ressourceneffizienz bewusst verzichtet.

Aufgrund des engen Baufelds, welches durch die rheinparallelen Verkehrsachsen und insbesondere die denkmalgeschützte alte Festungsmauer eingeschränkt wird, wurden die Unterbauten der Achsen 20, 30 und 40 mit Hilfe sehr platzsparender Stahlrundstützen mit minimalem Eingriff

in den Baugrund durch direkte Einspannung in Einzelbohrpfähle geplant. Diese Maßnahme minimiert einerseits den bauzeitlichen Eingriff und erhöht andererseits durch die integrale Bauweise die Robustheit und Wartungsfreundlichkeit des Bauwerks im Endzustand.



10 Regelquerschnitt im Rampenbereich
 © Ingenieurbüro Grassl GmbH/Firmhofer + Günther Architekten/Kock Consult GmbH

4.5 Einbindung in den urbanen Raum und die Parkanlagen

Die neue Geh- und Radwegbrücke schafft die direkte Verbindung zwischen dem bestehenden linksrheinischen Platzensemble mit angeschlossener Parkanlage und dem rechtsrheinisch konzipierten neuen Stadtquartier am Deutzer Hafen. Die geplante Rheinquerung würdigt das Stadtgefüge in seiner Wertigkeit und städtebaulichen Bedeutung für diesen innerstädtischen Uferbereich von Köln. Sie tritt in den direkten Dialog mit ihrer Umgebung, die durch eine starke Achse sowie eine stringente und nahtlose Eingliederung in den städtebaulichen Gesamtkontext geprägt ist. Somit trägt die Brücke zu einem harmonischen Stadtbild bei und wirkt identitätsstiftend für das neue Quartier.

Durch die geplante Brücke wird eine Fortführung der Radverkehrsachsen im Süden auf den Kölner Ringen über den Rhein in das rechtsrheinische Stadtgebiet (Stadtteile Deutz, Poll usw.) geschaffen. Durch die Verknüpfung mit den Nord-Süd-Achsen links und rechts des Ufers fungiert die neue Rheinachse als integrierender Lückenschluss im vorhandenen Radverkehrsnetz. Die Brücke dient in analoger Weise als Fußverkehrsverbindung. Die Zugangsrampen und die Brücke werden barrierefrei und nutzerfreundlich ausgebildet.

Freiraumplanerisch bindet die Brücke die linksrheinische Parkanlage am Ubierring an die Poller Wiesen und die Alfred-Schütte-Allee an. Die Rampe orientiert sich an der Allee und wird in kürzestmöglicher Länge und Breite in den Park am Ubierring geführt; der Eingriff in den Baumbestand wird minimiert, Sichtbeziehungen bleiben offen. Aufenthaltsqualität und Erreichbarkeit werden durch neue Wegeanschlüsse und Zugänge gesteigert. Die Brücke fungiert damit als Bindeglied im Kölner Freiraumsystem und stärkt die geplanten Wegebeziehungen im Rahmenplan Deutzer Hafen, ohne das Stadtpanorama zu überformen.



11 Visualisierung der neuen Brücke im Bereich des linksrheinischen Elisabeth-Treskow-Platzes
© Stadt Köln/Ingenieurbüro Grassl GmbH/Firmhofer + Günther Architekten/Kock Consult GmbH/arbos landscape



12 Visualisierung der Brücke im Bereich der linksrheinischen Parkanlage mit reduzierter Fahrbahnbreite
© Stadt Köln/Ingenieurbüro Grassl GmbH/Firmhofer + Günther Architekten/Kock Consult GmbH/arbos landscape



13 Visualisierung der Strombrücke mit Blick auf den Pylon von Osten
© Stadt Köln/Ingenieurbüro Grassl GmbH/Firmhofer + Günther Architekten/Kock Consult GmbH/arbos landscape



14 Visualisierung der Geh- und Radwegbrücke am Ubierring mit Blick von Südwesten
© Stadt Köln/Ingenieurbüro Grassl GmbH/Firmhofer + Günther Architekten/Kock Consult GmbH/arbos landscape

4.6 Ausstattung und Aufenthaltsqualität

Die Brücke ist als freundlicher, heller Stadtraum gestaltet. Aufenthaltsinseln mit Sitzlandschaften, besonders im Bereich des Pylons, laden zum Verweilen ein und inszenieren den Blick über den Rhein auf die Innenstadt. Das Gelände mit durchgehenden, angenehm geformten Handläufen schafft hohe Transparenz und sicheren Komfort. Als Belag ist sowohl auf der Strombrücke als auch auf dem Rampenbauwerk Gussasphalt vorgesehen, welcher trotz höherem Eigengewicht im Vergleich zu einem Dünnbettbelag einen geringeren GWP-Wert aufweist und damit klimafreundlicher ist. Ein Berührungsschutz nach VDE 0115-3 wird im Rampenbereich über der KVB integriert.

4.7 Montagekonzept

Für die Herstellung der Strombrücke besteht die Auflage, die Rheinschiffahrt möglichst wenig zu beeinträchtigen und auf Vollsperrungen zu verzichten. Das gewählte System einer Schrägseilbrücke in Stahlbauweise eignet sich für diese Anforderungen besonders. Bei einer Schrägseilbrücke kann die Herstellung im Freivorbau unter Einsatz der ohnehin für den Endzustand vorgesehenen Bauteile erfolgen. Die Andienung der Stahlbauteile lässt sich sowohl über den Rhein als auch über Land organisieren. Grundsätzlich eignet sich der Wettbewerbsentwurf für unterschiedliche Arten des Freivorbaus und auch für Kombinationen mit Hubmontagen und Taktschieben. Alle Varianten haben gemeinsam, dass das Flussfeld im Freivorbau hergestellt wird. Mit Freivorbaulängen von in der Regel 15 m werden ausreichend große Korridore im Bereich des Fahrwassers für die Schifffahrt aufrechterhalten.

Der Vorlandbereich kann als erste Variante ebenfalls im wechselseitigen Freivorbau mit dem Flussfeld errichtet werden. Alternativ ist eine Herstellung des Vorlandbereichs vor dem Flussfeld mittels Hubmontage, analog der Montage der Rheinbrücke Leverkusen, oder mittels Taktschiebeverfahren, analog der Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp, denkbar. Die Festlegung des Bauverfahrens soll im Zuge der weiteren Planungen erfolgen.

5 Beurteilung des Bewertungsgremiums

»Der Lösungsvorschlag für den Brückentwurf überzeugte durch seine filigrane Gestaltung. Insbesondere der schlanke, gedrehte Pylon und der reduzierte Materialeinsatz führen zu einer ästhetischen Aufwertung des Stadtbilds. Die Ausführung des schlanken Pylons repräsentiert die Funktion als Rad- und Gehwegbrücke und wurde als äußerst gelungen empfunden. Die dauerhafte und robuste Stahlkonstruktion zeigt zudem eine probate Bauweise auf und konnte ebenso überzeugen.

Trotz der fehlenden direkten Anbindung durch einen Rampenbauwerk an die linksrheinische Promenade konnte die geradlinige und prägnante Lösung der Rampenanbindungen in gestalterischer Hinsicht überzeugen. Die Breitenreduzierung der Rampen ist ansprechend und fördert die sensible Einbindung in die linksrheinische, denkmalgeschützte Parkanlage.

Das gesamte Brückenbauwerk verfügt aufgrund der einfachen Ausformung über eine klare Linienführung. Die Blickbeziehungen zur Umgebung und die Erlebbarkeit des Gewässers werden durch den Balkon am Flusspfeiler positiv hervorgehoben« [1].

6 Ausblick

Grassl wurde von der Stadt Köln als Generalplaner mit der Planung des Neubaus beauftragt. Die baugestalterische Beratung erfolgt durch Firmhofer + Günther Architekten, die Verkehrsanlagenplanung wird durch Kocks Consult und die Freiraumplanung durch arbos landscape erstellt. Die Fertigstellung der Vorentwurfsplanung ist für Anfang 2026 anvisiert. Bei einer positiven Beschlussfassung des Rates der Stadt Köln sollen die weiteren Planungsleistungen ab 2026 erbracht werden [1].

Autoren:
Julian Seisenberger M.Sc.
Dr.-Ing. Hans Grassl
Ingenieurbüro Grassl GmbH,
München

Literatur

[1] Stadt Köln (Hrsg.): Abschlussbericht Wettbewerblcher Dialog. Zwei neue Rad- und Gehwegbrücken über den Rhein in Köln. Köln, 2025.

Bauherr
Stadt Köln, Dezernat für Mobilität, Amt für Brücken, Tunnel und Stadtbahnbau

Entwurf
Ingenieurbüro Grassl GmbH, München

Tragwerksplanung
Ingenieurbüro Grassl GmbH, München

Baugestalterische Beratung
Firmhofer + Günther Architekten PartGmbH, München

Verkehrsanlagenplanung
Kocks Consult GmbH, Koblenz

Freiraumplanung
arbos landscape GmbH, Hamburg

GRASSL



Foto © Cedric Nougrigat

RAHMEDE-TEMPO. PRÄZISION. VERLÄSSLICHKEIT.

Wir setzen Maßstäbe.

A45, Talbrücke Rahmede

Beratung, Objekt- und Tragwerksplanung
zur Angebotsbearbeitung und Bauausführung

Nach der Sprengung der Talbrücke Rahmede startete der Ersatzneubau – das „Wunder von Lüdenscheid“: Der Auftrag wurde im Juli 2023 an ein Konsortium aus Baufirmen und Planern vergeben. Nach nur 2 ½ Jahren Planung und Bau überspannen nun wieder zwei rund 455 m lange Überbauten in 70 m Höhe das Tal. Dank teilfunktionaler Vergabe der Bauleistung, bei der der Auftragnehmer Planungs- und zugleich auch Bauleistungen übernimmt, Stahlverbundüberbau und simultanem Taktschiebverfahren von beiden Widerlagern konnten Rekordzeiten erzielt werden und die erste Verkehrsfreigabe bereits im Dezember 2025, deutlich früher als geplant, erfolgen.



www.grassl-ing.de

Wettbewerb, Planung und Ausführung

Die neue Elbebrücke Wittenberge im Zuge der A 14

■ ■ ■ von Tobias Mansperger, Manuela Theis, Rolf Jung

Im Verlauf der Neuanlage der Bundesautobahn A 14 zwischen Magdeburg, Wittenberge und Schwerin wird derzeit die neue Elbebrücke bei Wittenberge errichtet. Aus dem 2007 ausgelobten Wettbewerb ging für die Strombrücke ein dreifeldriger Durchlaufträger mit Spannweiten von 126 m + 160 m + 126 m und wellenförmig gevoutetem Obergurt als Sieger hervor. Der insgesamt 1.110,50 m lange Brückenzug befindet sich seit 2022 in Bau und wird in diesem Jahr fertiggestellt.

1 Überblick

Im Rahmen des Neubaus der Bundesautobahn A 14 zwischen Magdeburg und Schwerin wird derzeit der insgesamt 1.110,50 m lange Brückenzug der Elbebrücke bei Wittenberge errichtet [1]. Grundlage der Planung ist ein im Jahr 2007 ausgelobter Realisierungswettbewerb, aus dem das Ingenieurbüro Leonhardt, Andrä und Partner in Zusammenarbeit mit dem Architekten Jean-Jacques Zimmermann als Sieger hervorging.

Der Brückenzug gliedert sich in eine 14feldrige Vorlandbrücke in Spannbetonbauweise mit einer Gesamtlänge von 695,15 m und Regelstützweiten von 50 m sowie in eine dreifeldrige, 412 m lange Strombrücke über die Elbe.

Die Strombrücke ist als einteiliger Überbau für beide Richtungsfahrbahnen der Autobahn konzipiert, wobei die Fahrrichtungen durch einen oberliegenden, wellenförmig gevouteten Mittelträger voneinander getrennt werden. Der Trassenverlauf der Strombrücke orientiert sich an der parallel verlaufenden bestehenden Brücke der Bundesstraße B 189 und übernimmt deren Stützweiten von 126 m + 160 m + 126 m. Die Fahrbahn wird als neuartige Orthoverbundplatte ausgeführt. Im Rahmen der hierfür erforderlichen Zustimmung im Einzelfall wurden an der Universität Stuttgart Bauteilversuche durchgeführt, deren Erwartungen übererfüllt wurden.

Parallel zur Ausschreibung wurde die vorgezogene Genehmigungs- und Ausführungsplanung für den Überbau der Strombrücke erarbeitet. Diese umfasst neben dem Endzustand auch die statische Nachweisführung für die Herstellung im Taktchiebeverfahren einschließlich der temporären Pontonunterstützung beim Überschub über das Stromfeld. Der Brückenzug befindet sich seit Mai 2022 in der Ausführung. Die Fertigstellung ist für Herbst 2026 anvisiert.

2 Allgemeines

2.1 Einführung

Im Verlauf der Neuanlage der Bundesautobahn A 14 zwischen Magdeburg, Wittenberge und Schwerin wird derzeit die neue Elbebrücke bei Wittenberge errichtet (Bild 1). Aufgrund der hohen Anforderungen an Natur- und Landschaftsschutz sowie der städtebaulichen Bedeutung des Bauwerks im Umfeld der Stadt Wittenberge führte die DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH im Jahr 2007 einen Realisierungswettbewerb mit eingeladenen Teilnehmern durch. Ziel war die Entwicklung eines wirtschaftlichen, wartungsarmen Brückenbauwerks mit möglichst geringen Eingriffen in die Elbelandschaft, das sich gestalterisch in die Umgebung einfügt und den Belangen des Naturschutzes Rechnung trägt.

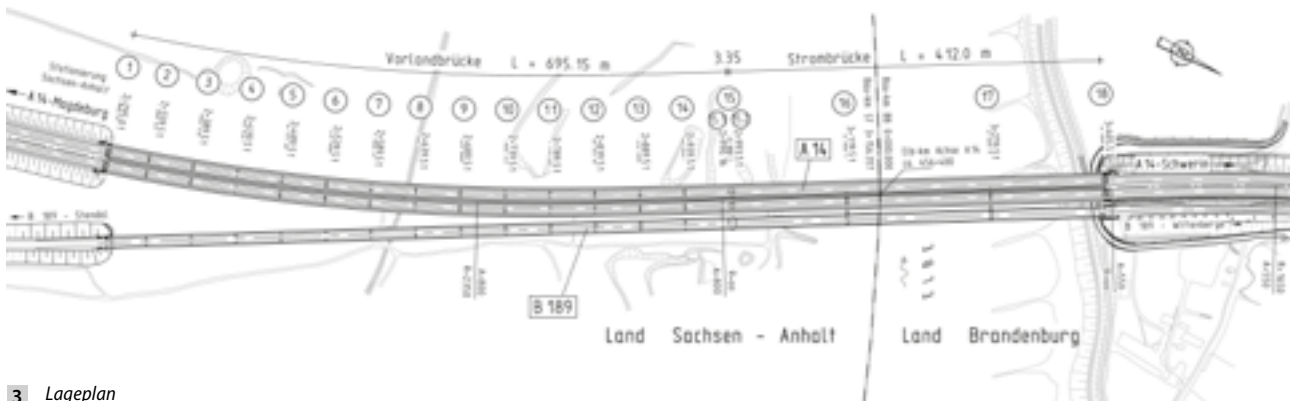
Parallel zur neuen Trasse der A 14 verläuft die bestehende Bundesstraße B 189 mit einem 1978 errichteten Brückenzug, eine 410 m lange dreifeldrige Strombrücke sowie eine 694 m lange 14-feldrige Vorlandbrücke in Verbundbauweise umfassend (Bild 2). Kennzeichnend für das Bestandsbauwerk sind der Einsatz wetterfesten Stahls als Hauptbaustoff sowie die Hauptspannweite der Strombrücke von 160 m als schlanke Deckbrücke mit einer Bauhöhe von 3,55–4,70 m. Dieses Bauwerk bildete einen wesentlichen Bezugspunkt für die Entwurfsarbeit des Neubaus hinsichtlich Gestaltung und landschaftlicher Einbindung.



1 Übersichtskarte © DEGES GmbH



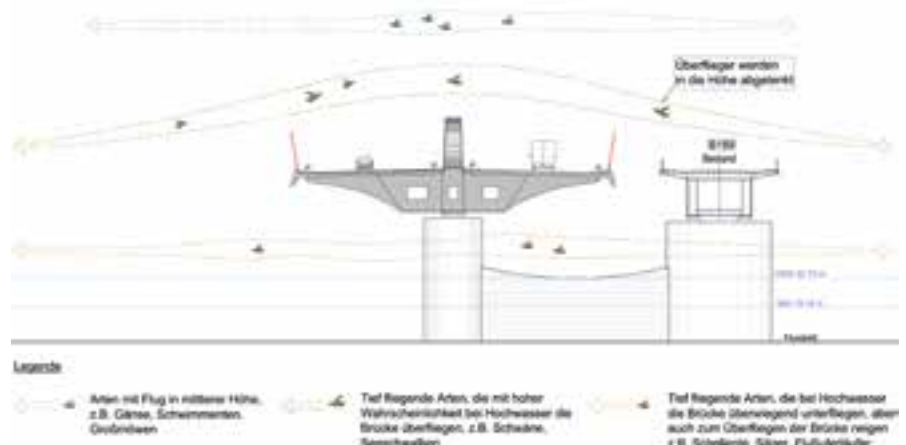
2 Bestehende Elbebrücke Wittenberge der B 189 © Leonhardt, Andrä und Partner AG



3 Lageplan
© Leonhardt, Andrä und Partner AG



4 Schutzgebiete im Bauwerksbereich
© DEGÉS GmbH



5 Brückenquerschnitt mit Vogelflug
© Plan T GmbH

2.2 Entwurfsgrundlagen

Die Trasse der A 14 nähert sich der bestehenden Bundesstraße B 189 aus südlicher Richtung mit einem Radius von 2.350 m, geht bei Bau-km ST 2+708,73 in eine Klothoide ($A = 800$) über und mündet bei Bau-km ST 2+981,07 in eine Gerade. Bei Fluss-km 456,38 quert die Trasse die Elbe unter einem Kreuzungswinkel von ca. 100 gon (Bild 3). Im Längsprofil verläuft die Gradientenlinie im Bereich der Elbquerung durchgehend in Hochlage und orientiert sich weitgehend an der Gradientenlinie der B 189. Der Tiefpunkt liegt am bestehenden linken Elbdeich. Von dort steigt die Gradientenlinie zunächst bis Bau-km ST 2+782,60 mit 0,55 % und anschließend bis Bau-km ST 3+197,51 mit 0,76 % an; in Richtung Brandenburg fällt sie mit 0,81 %. Der Kuppenhalbmesser beträgt 27.550 m, der Hochpunkt befindet sich im Bereich der Landesgrenze von Sachsen-Anhalt und Brandenburg. Die A 14 wird im Regelquerschnitt RQ 28B ausgeführt. Aus naturschutzfachlichen Gründen ist im Vorlandbereich ein Lichtspalt zwischen den Richtungsfahrbahnen vorgesehen, der im Radius 2,50 m beträgt, in der Klothoide auf 1,80 m verjüngt wird und auf der Geraden konstant 1,80 m auf-

weist. Daraus ergibt sich eine konstante Mittelstreifenbreite von 5,80 m. Im Bereich der Strombrücke entfällt der Lichtspalt; die größere Mittelstreifenbreite wird hier für die Anordnung des Tragwerks in der Mittelebene genutzt. Hinter dem Widerlager 18 erfolgt ein Verziehungsbereich zur Anpassung der Mittelstreifenbreite auf 4,00 m der anschließenden Strecke.

2.3 Umwelt

Im Bereich der Elbquerung kreuzt bzw. tangiert die Trasse der A 14 zahlreiche Schutzgebiete, darunter EU-Vogelschutz- und FFH-Gebiete, Naturschutz- und Landschaftsschutzgebiete, geschützte Biotope, international bedeutende Feuchtgebiete (FIB) sowie das geplante Biosphärenreservat. Die Elbe stellt einen international bedeutsamen Zugkorridor für Vögel und Fledermäuse dar; die Elbauen sind zudem ein wichtiges Bruthabitat zahlreicher geschützter Vogelarten (Bild 4). Der gewählte Entwurf ordnet sich den Schutzziele für Natur und Landschaft weitestgehend unter. Eine hohe Verträglichkeit hinsichtlich Barriere- und Kollisionswirkungen wird dadurch erzielt,

dass keine Bauteile unter die Konstruktionsunterkante der bestehenden Elbebrücke reichen und die Konstruktion im Wesentlichen innerhalb der Schutzwände bleibt. Durch Materialwahl und Deckungsgrad dieser Schutzwände wird die Erkennbarkeit des Bauwerks für anliegende Vögel deutlich verbessert; das Mitteltragwerk unterstützt zusätzlich eine vertikale Umlenkung von Überfliegern (Bild 5). Weitere Maßnahmen umfassen die Einhaltung ökologischer Rahmenbedingungen wie Lichtspalt und außenliegende Schutzwände, eine konfliktarme Bautechnologie mit Einschub der Stahlkonstruktion, die Herstellung der Strompfeiler vom Ponton aus sowie eine geringe baubedingte Flächeninanspruchnahme. Durch die Lage des Neubaus in unmittelbarer Nachbarschaft zur bestehenden Elbquerung der B 189 erfolgt kein zusätzlicher Eingriff in bislang unvorbelastete Bereiche. Die schlanke, wellenförmig ausgebildete Konstruktion greift die Silhouette des Bestands auf und fügt sich landschaftsschonend in die Elbelandschaft ein.



6 Visualisierung: Blick vom nördlichen Elbufer
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

3 Wettbewerb

Da die Elbebrücke Wittenberge in einem naturräumlich besonders sensiblen Gebiet errichtet wird, war dem Gebot der größtmöglichen Minimierung von Beeinträchtigungen europarechtlich geschützter Landschaftsbestandteile sowie der Lebensräume geschützter Tierarten Rechnung zu tragen. Vor diesem Hintergrund und aufgrund der hohen gestalterischen Bedeutung der Elbquerung westlich der Stadt Wittenberge wurde für die Strombrücke ein Realisierungswettbewerb in Form eines Einladungswettbewerbs durchgeführt.

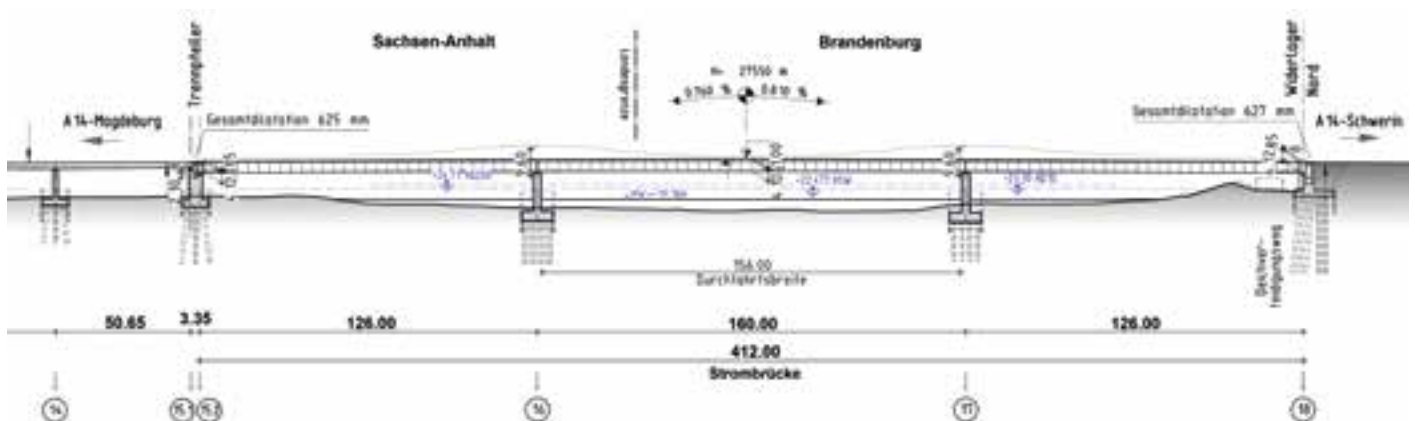
Ziel des Wettbewerbs war die Entwicklung innovativer Lösungen, die den Anforderungen an Umweltverträglichkeit, Gestaltung, Wirtschaftlichkeit und Funktionalität gleichermaßen gerecht werden. Die Vorlandbrücke war nicht Bestandteil des Wettbewerbs, technische und gestalterische Wechselwirkungen zwischen Strom- und Vorlandbrücke waren jedoch zu berücksichtigen.

Nach einer Vorauswahl wurden fünf Arbeitsgemeinschaften aus Ingenieur- und Architekturbüros zur Teilnahme eingeladen. Die Bewertung der Wettbewerbsbeiträge erfolgte anhand folgender Kriterien: Umweltverträglichkeit im Bau- und Endzustand, statisch-konstruktive Konzeption und Ausführbarkeit, Bauzeit, Wirtschaftlichkeit und Nachhaltigkeit in Herstellung und Unterhaltung, Gestaltung und landschaftliche Einbindung sowie Erfüllung der funktionalen Anforderungen.

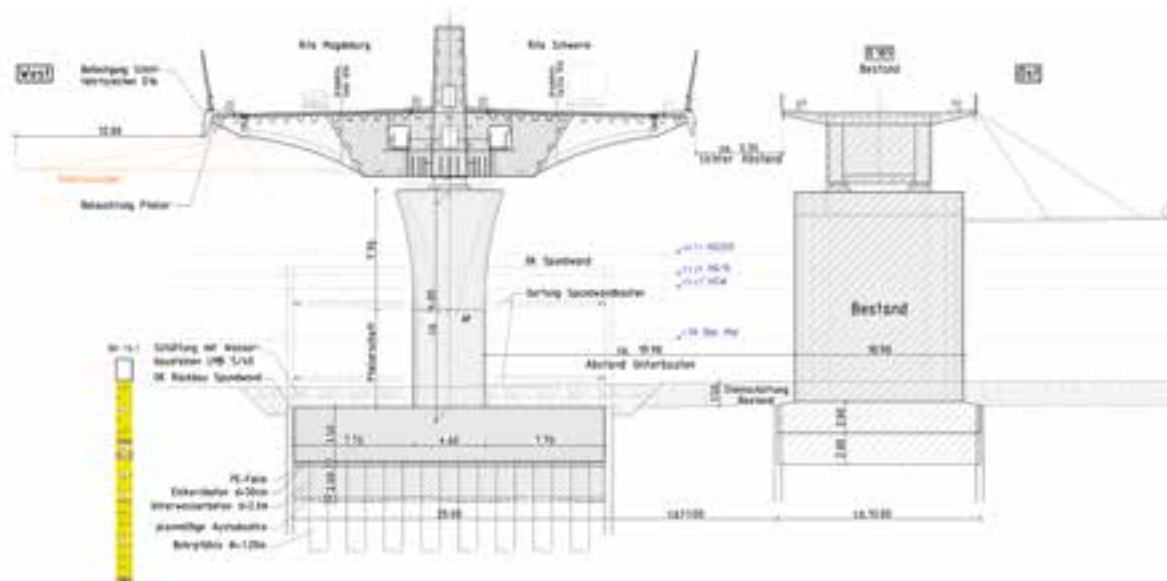
Die Preisgerichtssitzung fand am 27. März 2008 statt. Daraus ging der Entwurf des Ingenieurbüros Leonhardt, Andrä und Partner und des Architekturbüros Jean-Jacques Zimmermann als Sieger hervor: »Die neue Elbebrücke ist ein Merkzeichen und hält sich dennoch zurück. Mit der eleganten Konstruktion und der damit erreichten schlanken Ausbildung der Brücke fügt sich das neue Bauwerk selbstverständlich in die großartige Elblandschaft ein. (...) Den Ent-

wurfsverfassern ist ein Ingenieurbauwerk gelungen, das dem Kraftfluss logisch folgt, ihn ablesbar macht und gleichzeitig durch die Wellenform Assoziationen zum darunterliegenden Gewässer hervorruft. Insgesamt setzt die Brücke Akzente, unterstreicht die Identität dieses Abschnitts der Elblandschaft und erlaubt es auch den Autofahrern, die Landschaft zu erleben« (Auszug aus der Begründung des Preisgerichts [2]).

Der Entwurf basiert auf einem einteiligen Querschnitt mit einem in der Mittelebene angeordneten Haupttragwerk zwischen den beiden Richtungsfahrbahnen, wodurch der im Stromfeld nicht erforderliche Lichtspalt konstruktiv genutzt wird. Der Mittelträger tritt in der Ansicht hinter die beidseitigen Schutzwände zurück und ist entsprechend dem Beanspruchungsverlauf wellenförmig ausgebildet, mit größerer Konstruktionshöhe über den Strompfeilern und reduzierter Höhe in den Feldern (Bild 6).



7 Längsschnitt der Strombrücke
© Leonhardt, Andrä und Partner AG



8 Stropfpieler mit Bestand und Gründung
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

Die Strombrücke übernimmt die Stützweiten der bestehenden Elbebrücke der B 189, wodurch eine strömungsgünstige Deckungsgleichheit der Pfeiler und ein ungehinderter Abfluss von Wasser und Eis gewährleistet sind. Das Mitteltragwerk ermöglicht eine einreihige Anordnung der Stropfpieler. Breite Endquerträger an Widerlager und Trennpfeiler leiten die Torsionslasten in die Unterbauten ab und bilden den Übergang zum zweigeteilten Querschnitt der Vorlandbrücke. Das Lichtraumprofil der Bundeswasserstraße wird vollständig eingehalten; die Konstruktionsunterkante des Neubaus liegt durchgehend oberhalb derjenigen der bestehenden Brücke. Außenliegende, überwiegend transparente Schutzwände verbessern die Umweltverträglichkeit und ermöglichen ein offenes Raumgefühl mit Blick auf die Elbelandschaft. Die schlanke, geschwungene Form des Mitteltragwerks bleibt auch in der Außenansicht ablesbar und unterstreicht den gestalterischen Anspruch des Bauwerks (Bild 7).

4 Bauwerksentwurf

4.1 Gründung

Der Baugrund im Bereich der Vorlandbrücke besteht überwiegend aus Auesanden sowie grob- und gemischtkörnigen Talsanden. Im Bereich der Strombrücke treten innerhalb der Talsande zusätzlich tonige und schluffige Zwischenschichten auf.

Für die Vorlandbrücke (Achsen 1–14) sind Gründungen auf Großbohrpfählen mit $d = 1,20\text{ m}$ vorgesehen. Jeder Pfeiler erhält einen eigenständigen Gründungskörper mit Pfahlkopfplatte. Zur Herstellung der Pfahlkopfplatten wurde jeweils ein Spundwandkasten eingebracht, der im Endzustand als Kolkenschutz verbleibt. Die Trenn- und Stropfpieler werden innerhalb geschlossener Spundwandkästen gegründet. Nach dem Bohren der Pfähle erfolgte der Baugrubenaushub unter Wasser, gefolgt vom Einbau einer Unterwasserbetonschicht zur Abdichtung. Die Ramm- und Bohrarbeiten der Stropfpieler wurden wasserseitig von Pontons aus durchgeführt. Zum Schutz der Bauarbeiten wurden temporäre, sichelförmig angeordnete Leitwerke errichtet, die die Baugruben und Bestandspieler umschließen. Sie bestehen aus Dalben aus Stahlrohren mit $d = 1.800\text{ mm}$ und dreilagiger Beplankung.

Die Stropfpieler sind auf Großbohrpfählen mit $d = 1,20\text{ m}$ und Längen von ca. 20 m gegründet. Je Stropfpieler wurden 28 Bohrpfähle hergestellt, die von einer ca. $3,50\text{ m}$ dicken Pfahlkopfplatte mit Abmessungen von ca. $11\text{ m} \times 20\text{ m}$ zusammengefasst werden (Bild 8).



9 Vorlandpfeiler nach Fertigstellung
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

4.2 Unterbauten

Die Vorlandpieler sind als massive Rechteckquerschnitte mit abgerundeten Stirnseiten ausgebildet, um günstige hydraulische Eigenschaften zu erzielen und Aufstauungen durch Schwemmgut im Überflutungsbereich zu minimieren. Die Pfeilerschäfte weisen einen konstanten Querschnitt von $4,30\text{ m}$ Breite und $1,65\text{ m}$ Dicke auf. Zur Aufnahme der Brückenlager sowie der Pressen für den Lagertausch sind die Pfeilerköpfe kapitellartig auf $6,30\text{ m}$ aufgeweitet; diese Ausbildung ist für alle Vorlandpieler identisch (Bild 9). Die Lagerspreizung beträgt $4,20\text{ m}$, wobei die Pressen an den Lagerinnenseiten angeordnet sind. Die Formensprache der Vorlandpieler wird bei den Stropfpielern fortgeführt.

Da diese lediglich ein Lager und die zugehörigen Pressen aufnehmen, können ihre Abmessungen vergleichsweise schlank gehalten werden. Für die Punktlagerung des Überbaus sind Lager mit einer Maximallast von 130 MN vorgesehen; der Kalottendurchmesser beträgt ca. 2 m.

Die Widerlager werden als massive Kastenwiderlager mit Zugängen zu den Hohlkästen der Hauptträger sowie einem Wartungsgang für die Fahrbahnübergangskonstruktion ausgeführt. Die Lager sind auf Pfeilervorlagen angeordnet, deren Formensprache die der Strompfeiler aufnimmt.

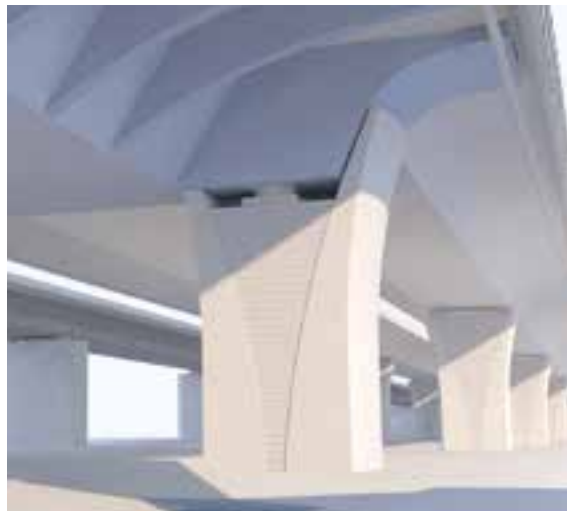
Die Trennpfeiler in Achse 15 sind aufgrund ihrer Doppelfunktion als Auflager für Strom- und Vorlandbrücke breiter und massiver ausgebildet als die Strompfeiler und ebenfalls kelchförmig gestaltet. Die Lagerspreizung für den Stahlüberbau der Strombrücke beträgt 16,30 m. Auf jedem Trennpfeiler lagert ein vollständiger Überbau der Vorlandbrücke, während die Strombrücke jeweils ein Auflager erhält. Der Abstand der Lagerachsen beträgt 3,35 m; zwischen ihnen ist im Pfeilerkopf ein 1,00 m breiter Besichtigungsgang vorgesehen (Bild 10).

Die querrichtungsbezogene Aufweitung der Trennpfeiler wird bis zur Höhe der Lagerbank der Vorlandbrücke geführt und verdeckt das Lager der Strombrücke. Die Pfeilerschäfte der Trennpfeiler werden als massive Vollquerschnitte ausgeführt, da Hohlquerschnitte im Überflutungsbereich der Elbe nicht zweckmäßig sind und die Pfeiler aufgrund der Anprallbeanspruchung durch Schifffahrt eine hohe Robustheit erfordern.

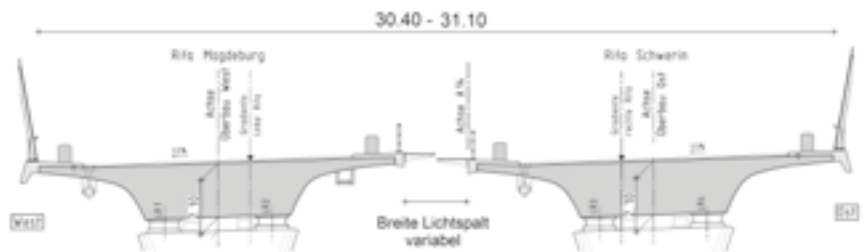
4.3 Überbauten

Die Vorlandbrücke besteht aus 14 Feldern mit Spannweiten von 44,50 m + 12 x 50,00 m + 50,65 m und ist als Mittelträgerquerschnitt in Spannbetonbauweise konzipiert. Die konstante Bauhöhe von 2,10 m ergibt eine Schlankheit von $L/H \leq 24$. Der 14,05 m breite Überbau weist eine obere Stegbreite von ca. 6,40 m sowie beidseitige Kragarme von jeweils ca. 4 m auf. Durch die korbbogenförmige Ausrundung der Stegaußenseiten entsteht an der Stegunterseite eine statisch günstige Breite von 5,70 m mit ausreichendem Raum für die interne Vorspannung.

Die Kragarme sind mit einer Dicke von ca. 60 cm dimensioniert, an den Spitzen 25 cm dick und an der Unterseite mit einem Radius von 10 m ausgerundet. In Längsrichtung erfolgt die Vorspannung mittels Litzenspannverfahren mit nachträglichem Verbund (Bild 11).



10 Visualisierung der Trennpfeiler © Leonhardt, Andrä und Partner AG

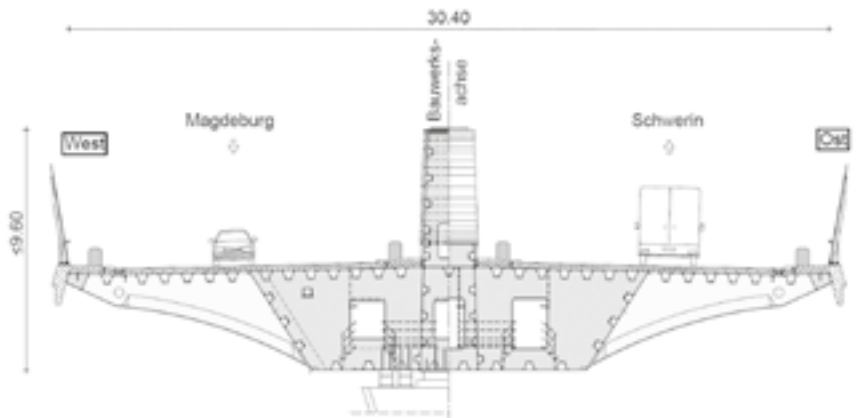


11 Regelquerschnitt der Vorlandbrücken © Leonhardt, Andrä und Partner AG

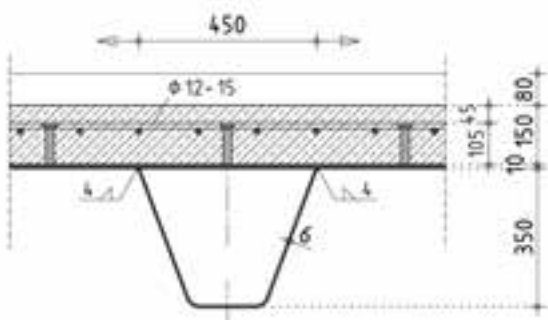
Die Strombrücke ist als dreifeldriger Durchlaufträger mit Spannweiten von 126 m + 160 m + 126 m ausgebildet. Das Haupttragwerk besteht aus einem dreizelligen Stahlhohlkasten mit Kragschwingen und einer Gesamtbreite von 30,40 m zwischen den Geländern. Obergurt und Untergurt sind wellenförmig bzw. gradientenparallel konzipiert; die Bauhöhe variiert und beträgt über den Stützen bis zu 9,60 m.

Die Lastabtragung in Querrichtung erfolgt über Stahlquerträger zu den äußeren, torsionssteifen Hohlkästen und weiter zum Mittelträger.

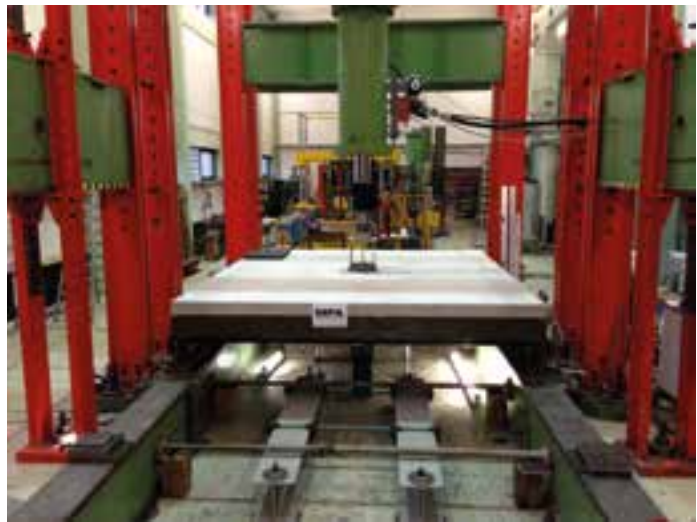
Die Fahrbahnplatte liegt annähernd in der Schwerelinie des Haupttragwerks und übernimmt überwiegend Sekundärtragungsfunktionen zur Abtragung der lokalen Verkehrslasten. Aufgrund der geringen Zusatzbeanspruchungen aus der Haupttragwerkswirkung ist eine einlagige Bewehrung ausreichend (Bild 12).



12 Regelquerschnitt der Strombrücke © Leonhardt, Andrä und Partner AG



13 Detail: Orthoverbundplatte
© Leonhardt, Andrä und Partner AG



14 Bauteilversuche an der Universität Stuttgart
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

Auf Grundlage einer Variantenuntersuchung zu Herstellung, Dauerhaftigkeit, Gebrauchstauglichkeit, Bauzeit und Wirtschaftlichkeit wurde erstmals eine Orthoverbundplatte als Vorzugsvariante gewählt und im Rahmen einer Zustimmung im Einzelfall umgesetzt [3]. Diese besteht aus einer orthotropen Stahlfahrbahnplatte mit Aufbeton, wobei eine 15 cm dicke Stahlbetonplatte ohne Schalung auf eine vereinfachte orthotrope Stahlplatte betoniert wird. Der Abstand der Trapezsteifen beträgt 450 mm, die Deckblechdicke liegt überwiegend bei 10 mm (Bild 13).

Die Orthoverbundplatte vereint die Vorteile von Stahlbeton- und orthotropen Stahlfahrbahnplatten und bietet insbesondere hinsichtlich Dauerhaftigkeit, Ermüdungsverhalten und Wirtschaftlichkeit Vorteile. Sie reduziert das Eigengewicht, ermöglicht eine verkürzte Bauzeit durch einen hohen Vorfertigungsgrad und erlaubt einen vergleichsweise einfachen Plattentausch mittels Wasserstrahlschneiden des Aufbetons. Bauteilversuche an der Universität Stuttgart bestätigten das Trag- und Ermüdungsverhalten und ebneten den Weg für weitere Anwendungen bei Großprojekten (Bild 14). Zur Vermeidung abhebender Lagerkräfte infolge torsionsbedingter Verkehrslasten ist in den Endquerträgern eine Betonballastierung erforderlich.

4.4 Multifunktionswände

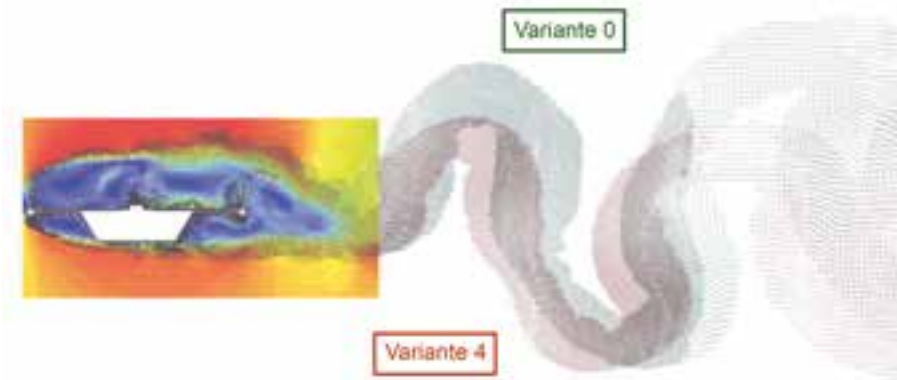
Die Elbebrücke ist beidseitig mit 4 m hohen Schutzwänden ausgestattet, die als Multifunktionswände mehrere umwelttechnische Funktionen erfüllen. Neben dem Lärmschutz für angrenzende Siedlungsbereiche dienen sie im Bereich der Elbquerung dem Schutz der Avifauna und der Fledermäuse durch Reduzierung von Lärm-, Licht- und Kollisionswirkungen des Verkehrs. Die Schutzwände bestehen aus zweigeteilten Elementen aus Verbundsicherheitsglas, mit einem 1 m hohen lichtundurchlässigen Sockel als Irritationsschutz und einem darüberliegenden, überwiegend transparenten 3 m hohen Bereich.

Zur Erhöhung der Sichtbarkeit für Vögel ist über die gesamte Höhe ein außenseitig aufgebrachtes Vogelschutzmuster vorgesehen; es kommt Glas mit einem Reflexionsgrad von maximal 15 % zum Einsatz. In sensiblen Bereichen werden matt durchscheinende Elemente verwendet (Bild 15).

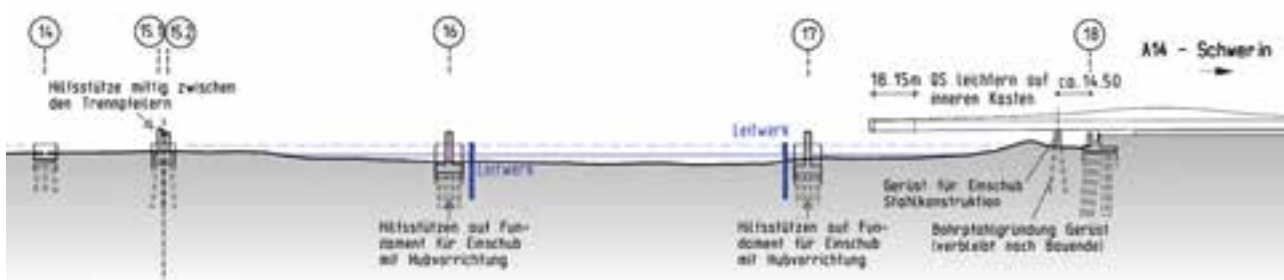
Die Glaselemente sind innenseitig gegen Stahlpfosten geklemmt, wodurch eine gleichmäßige, transparente Wirkung aus Fahrersicht erreicht wird. Die Pfosten stehen im Abstand von 2 m und sind im oberen Bereich als T-Profile ausgebildet; zur Momentenaufnahme sind im unteren Bereich zusätzliche Stahlschwerer vorgesehen.



15 Visualisierung der Multifunktionswände
© Leonhardt, Andrä und Partner AG



16 Überlagerung der Wirbelstraßen zum Variantenvergleich der Wände
© Leonhardt, Andrä und Partner AG



17 Herstellungskonzept der Strombrücke im Taktchiebeverfahren
© Leonhardt, Andrä und Partner AG

4.5 Aerodynamische Untersuchungen

Zur Sicherstellung der aeroelastischen Stabilität wurden Windkanalversuche an einem Sektionsmodell des Überbaus einschließlich der vorgesehenen Schutzwände durchgeführt. Dabei wurden aerodynamische Kraftbeiwerte, Stabilitätsparameter für Flattern und Torsionsgalloping sowie Kenngrößen für wirbelerregte Querschwingungen ermittelt. Die Ergebnisse zeigen sehr hohe Einsetzgeschwindigkeiten für Flattern und Torsionsgalloping, die deutlich oberhalb der maßgebenden Nachweisgrenzen liegen. Die Resonanzgeschwindigkeiten der wirbelerregten Querschwingungen der ersten Eigenform liegen ebenfalls oberhalb der zu erwartenden maximalen mittleren Windgeschwindigkeiten. Kurz vor Erreichen des normativen Grenzwerts wurde jedoch ein nichtlinearer Amplitudenanstieg bei sehr hohen Windgeschwindigkeiten beobachtet, der für das Tragwerk selbst unkritisch ist.

Zur weiteren Erhöhung der Sicherheit wurde die Gestaltung der Schutzwände variiert, um die Resonanzgeschwindigkeit zusätzlich anzuheben. Neben ergänzenden Windkanaluntersuchungen wurden numerische Analysen mit dem Programm VX Flow durchgeführt. Die günstigsten aeroelastischen Eigenschaften zeigten Schutzwände mit einer Neigung von ca. 10° nach außen (Bild 16).

5 Genehmigungsstatik und Ausführungsplanung der Strombrücke

Zur Absicherung der Ausschreibungsmengen und zur Verkürzung des Planungsvorlaufs wurde bereits im Zuge der Ausschreibung die Genehmigungsstatik der Strombrücke erstellt. Parallel dazu erfolgte die Anfertigung von Stahlbau-Übersichtszeichnungen sowie die statische Nachweisführung der Bauzustände im Zuge des abschnittweisen Einschubs der Stahlkonstruktion.



18 Gleicherte Überbauspitze und Verschublager am Strompfeiler
© DSD Brückenbau GmbH



19 Pontonunterstützung beim Verschub über das Stromfeld
© DSD Brückenbau GmbH

Somit konnte mit den Ausschreibungsunterlagen eine geprüfte Materialverteilung des Überbaus übergeben werden. Für die Einschubberechnung wurden vier Takte definiert. Der Einschub erfolgte von Norden nach Süden aus dem hinter dem nördlichen Widerlager angelegten Taktkeller (Bild 17). Zur Stabilisierung des ersten Takts wurde zwischen dem nördlichen Widerlager und dem Elbdeich eine Hilfsstütze platziert. Beim Überschieben des 160 m langen Mittelfelds erfolgte der Einschub mit Pontonunterstützung. Auf einen Vorbau schnabel und eine Hubvorrichtung an der Schnabelspitze wurde verzichtet.

Für die vorderen 20 m des Überbaus wurde zur Verminderung des Kragmoments nur die Montage der inneren Stege mit dem obenliegenden Obergurt und nur einem Teil der Bodenplatte geplant (Bild 18). Der Höhenausgleich beim Auffahren auf die Pfeilerachsen erfolgt durch einen Hubturm auf der Pfahlkopfplatte des Pfeilers. Im Zuge der Einschubberechnung wurden Entwürfe wesentlicher Baubehelfe, insbesondere der Verschlusslager, aufgestellt. Dabei wurde erstmalig das Konzept des Verschubs mit vier Verschlusslagern in Brückenquerrichtung je Auflagerachse detailliert.

Unter den beiden Mittelstegen, die den wesentlichen Lastabtrag der Querkräfte leisten, wurde ein Verschlusslager angeordnet, das unter beiden Stegen eine Lagerachse mit Gleitebene hat und auf einem allseits festen Kalottenlager aufgelagert wurde. Dadurch entsteht auch für die Brückenquerrichtung innerhalb dieses Lagers eine statisch bestimmte Einfeldträgersituation mit einer idealen 50 : 50 Lastaufteilung der beiden Lagerachsen.



DSD Brückenbau GmbH

Hessische Straße 11

10115 Berlin

T: +49 (0)30 84711959 – 0

info@dsd-brueckenbau.com

www.dsd-brueckenbau.com



Elbebrücke Wittenberge · Brandenburg / Sachsen-Anhalt · 2026



20 Drohnenaufnahme des Brückenzugs von Dezember 2025
© DSD Brückenbau GmbH

Die beiden Verschlager an den Außenstegen wurden planmäßig 10 mm tiefer als das Mittellager angeordnet, während für die Geradheit des Untergurts in den Verschlagerachsen erhöhte Toleranzanforderungen definiert wurden. Dadurch wurde gewährleistet, dass die äußeren Lager nur zur Stabilisierung angesprochen werden. Das abzutragende Torsionsmoment des Überbaus wird durch ein Kräftepaar in der Achse des aktivierten äußeren Lagers und in der Achse des Kalottenlagers des Mittellagers aufgenommen. Es wirkt stets so, dass das mit bis zu 70 MN sehr hoch beanspruchte Mittellager entlastet wurde.

6 Herstellung

Die Bauweise der Brücke wurde aufgrund der hohen Anforderungen an eine konfliktarme, umweltschonende Bautechnologie mit möglichst geringer baubedingter Eingriffsintensität in Natur und Landschaft bereits im Rahmen des Realisierungswettbewerbs festgelegt und in der anschließenden Entwurfs- und Ausschreibungsplanung weiter detailliert. Die Strombrücke wurde im Taktschiebverfahren vom nördlichen Widerlager aus hergestellt. Hierzu wurde der vollständige Überbauquerschnitt abschnittsweise in einem ca. 200 m langen Taktkeller hinter dem Widerlager montiert und sukzessive in südlicher Richtung verschoben. Der Vorschub über die 160 m weite Hauptöffnung erfolgte unter Verwendung eines auf einem Schwimmponton montierten und in Längsrichtung verfahrbaren Hilfspfeilers (Bild 19).

Parallel dazu wurde die Vorlandbrücke vom südlichen Widerlager aus abschnittsweise mit einer Vorschubrüstung hergestellt, die sich auf den bestehenden Pfahlkopffplatten abstützt. Auf zusätzliche Zwischenunterstützungen im Vorlandbereich kann dabei verzichtet werden. Der Bau der Brücke läuft seit Mai 2022. Die Fertigstellung ist für Herbst 2026 vorgesehen; bereits im Frühsommer 2026 soll der Verkehr der Bundesstraße B 189 auf die Richtungsfahrbahn Schwerin umgelegt werden. Derzeit ist das Brückentragwerk vollständig hergestellt, und die Abdichtungs- und Belagsarbeiten haben begonnen.

Autoren:
Dipl.-Ing. Tobias Mansperger
Dipl.-Ing. Manuela Theis
Dipl.-Ing. Rolf Jung
Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG,
Dresden

Kommen Sie zu uns, wir sind schon da.

Straßen Brücken Tunnel

Literatur

- [1] Mansperger, T.; Theis, M.; Jung, R.: Entwurf der Elbebrücke Wittenberge im Zuge der BAB A14; in: Bautechnik 102, 2025, H. 2, S. 103–113.
- [2] DEGES, Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH (Hrsg.): Elbebrücke Wittenberge im Zuge der A14 Magdeburg–Wittenberge–Schwerin. Dokumentation des Realisierungswettbewerbs. Berlin, 2008.
- [3] Mansperger, T.: Die Orthoverbundplatte. Aktuelles aus Praxis und Forschung; in: Bautechnik 100, 2023, S. 151–159.

Bauherr

Bundesrepublik Deutschland

Auftragsverwaltung

DEGES Deutsche Einheit
Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH, Berlin

Wettbewerbsentwurf

Leonhardt, Andrä und Partner,
Beratende Ingenieure VBI AG, Dresden
Architekturbüro Jean-Jacques Zimmermann, Darmstadt
Plan T, Planungsgruppe Landschaft und Umwelt,
Radebeul

Entwurf, Ausschreibung und Genehmigungsplanung Strombrücke

Leonhardt, Andrä und Partner,
Beratende Ingenieure VBI AG, Dresden

Ausführungsplanung Vorlandbrücke und Unterbauten Strombrücke

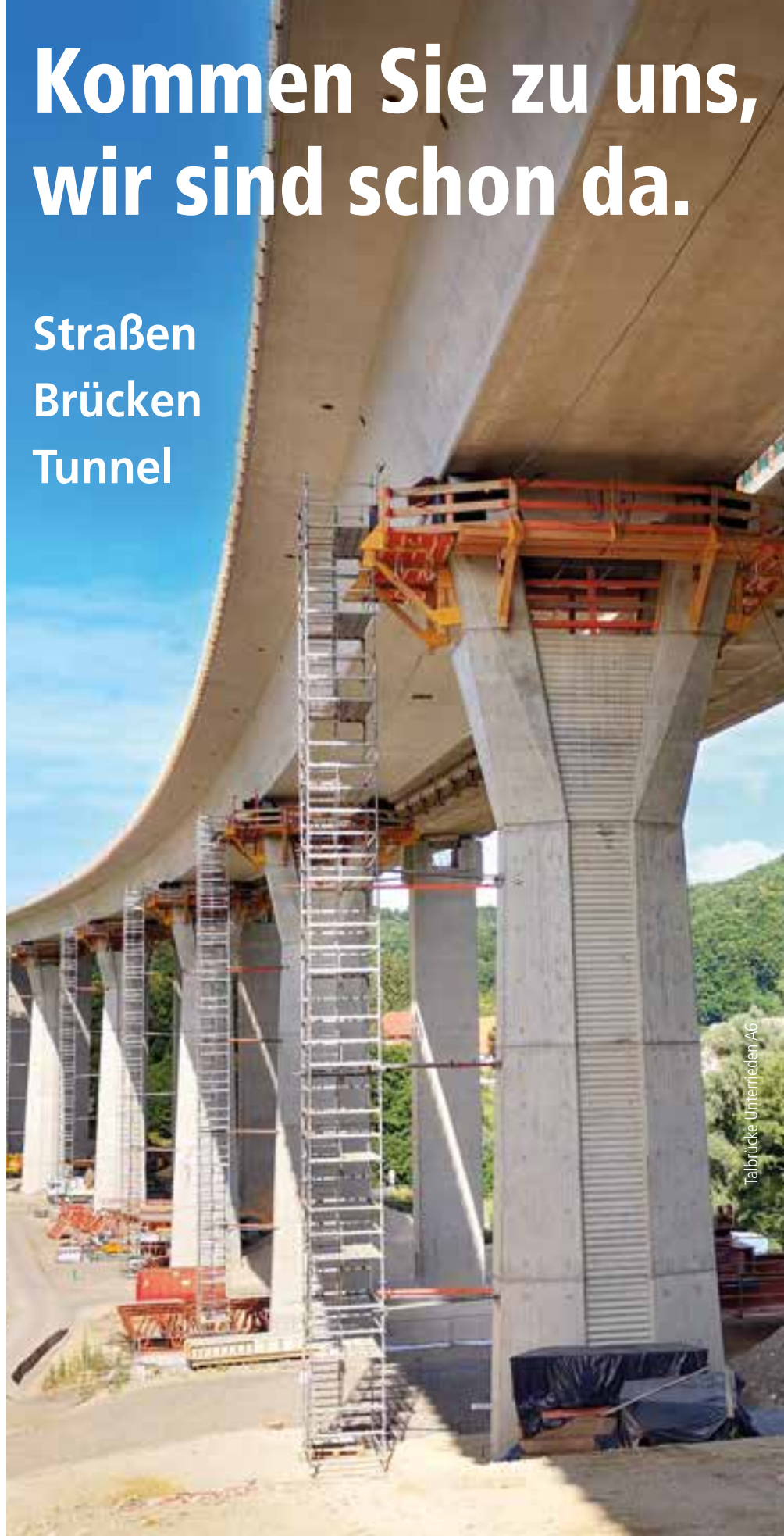
K+S Ingenieur-Consult GmbH & Co. KG, Nürnberg

Prüfingenieure

Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer, München
Prof. Dr.-Ing. Martin Mensinger, München
Dr.-Ing. Andreas Jähring, München

Bauausführung

Arbeitsgemeinschaft:
Implenia Civil Engineering GmbH, Berlin
DSD Brückenbau GmbH, Berlin



Talbrücke Unterrieden A6

Innovationen beim Rückbau und Herausforderungen beim Neubau Die Huntebrücke bei Oldenburg im Zuge der BAB 29

■ ■ ■ von Nicholas Schramm, Gregor Schacht, Johannes Diers, Peter Wagner

Die Huntebrücke im Zuge der Bundesautobahn (BAB) 29 bei Oldenburg wird aktuell aufgrund von statischen Defiziten durch einen Neubau ersetzt. Beim Rückbau konnten großformatige Spannbetonträger im Flussfeld mittels Litzenhebern über der Hunte nahezu vollständig abgelassen werden, was im Vergleich zur ausgeschriebenen Variante zu einer deutlich wirtschaftlicheren und effizienteren Lösung führte. Der Neubau erfolgte im Taktschiebverfahren, wobei die Bestandspfeiler im Bereich der Hauptspannweite als Hilfsstützen im Bauzustand genutzt werden konnten. Im Zuge der Ausführungsplanung ließen sich einige Optimierungen sowohl für den Überbau als auch für die Unterbauten realisieren, die im Beitrag adressiert werden. Die konstruktiven und statischen Optimierungen ermöglichen einen effizienten Bauablauf. Der Projekterfolg gründet auf der engen, lösungsorientierten Zusammenarbeit aller Beteiligten, wodurch ein modernes, langlebiges und optisch ansprechendes Bauwerk realisiert werden wird.

1 Einführung und Projektübersicht

Die Huntebrücke befindet sich in der Nähe der Stadt Oldenburg auf dem Streckenabschnitt 130 der BAB 29 zwischen Wilhelmshaven und Osnabrück (Bild 1). Das 1978 errichtete Bestandsbauwerk weist zwei getrennte Überbauten für die beiden Richtungsfahrbahnen auf und wurde als zehnfeldriger Durchlaufträger mit zweistegigem Plattenbalkenquerschnitt auf Vorschubrüstung realisiert. Die Stützweiten betragen 35,00 m + 3 × 45,00 m + 56,00 m + 4 × 45,00 m + 35,00 m, die Gesamtlänge ergibt sich somit zu $L = 441,00$ m. Das Bauwerk ist in Längs- sowie in Querrichtung vorgespannt und besitzt feldweise Koppelfugen im Bereich der Momentennullpunkte. Die Gesamtbreite des Überbaus beträgt 14,75 m. Sämtliche Unterbauten sind flach gegründet, die Widerlager sind je Richtungsfahrbahn durch eine Bauwerksfuge getrennte Teilbauwerke. Bild 2 zeigt den Längsschnitt und Bild 3 den Regelquerschnitt des Bestandsbauwerks. Es überquert das Gelände mit 30 m Höhe, um auch Seeschiffen die Fahrt in den Oldenburger Hafen zu ermöglichen. Im Zuge der Nachrechnung wurden erhebliche rechnerische Defizite festgestellt, die einen Ersatzneubau erforderlich machen.

Die Spannbetonüberbauten sind längs- und quervorgespannt. Die Längsvorspannung ist im System Holzmann und Interspann als KA 155/44 mit 1.520 kN Vorspannkraft ausgeführt, die Quervorspannung ebenfalls nach Holzmann und Interspann ZS60 mit 589 kN Vorspannung. Die verwendeten Spannstähle gelten gemäß HA als spannungsrissspannungskorrosionsgefährdet.

Die Spannlieder wurden »girlanden-förmig« innerhalb der Stege verlegt und an den Koppelfugen über die Höhe des Querschnitts verteilt. Im Regelfeld wurden elf Spannlieder je Steg verbaut, im Huntefeld wurde die Anzahl auf 16 Stück je Steg erhöht.

Der östliche Überbau (Fahrtrichtung Wilhelmshaven) wurde von Wilhelmshaven in Richtung Osnabrück hergestellt, der westliche Überbau (Fahrtrichtung Osnabrück) von Osnabrück in Richtung Wilhelmshaven.

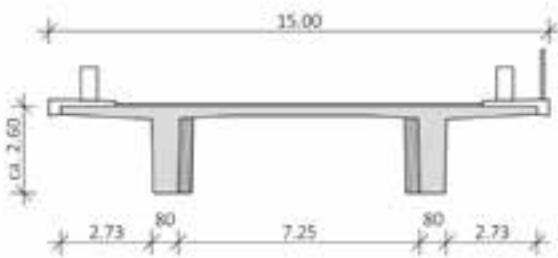
Die Koppelfugen befinden sich jeweils im Abstand von 9 m vom Pfeiler. Am Huntefeld (Achse 4–5) befindet sich die Koppelfuge im Abstand von 11,50 m zum Pfeiler. Gemäß der Bestandsunterlagen ist der Überbau in jeder Achse auf einem quer-verschieblichen und einem querverfesten Lager gelagert. Die Lager der Achsen 4, 5, 6 (40, 50, 60) sind zudem längs-fest. Bild 4 zeigt das Bauwerk vor Beginn der Rückbauarbeiten. Die bestehende Huntebrücke wird einschließlich der Pfeiler und Widerlager vollständig abgebrochen und wiederum durch ein Brückenbauwerk je Fahrtrichtung ersetzt. Zunächst erfolgt der Rück- und Neubau der neuen Huntebrücke in Fahrtrichtung Wilhelmshaven, und zwar während einer 2+0-Verkehrsführung auf dem Überbau der Fahrtrichtung Osnabrück. Anschließend wird der Verkehr mit 3+0-Führung auf den neuen Überbau umgelenkt und es erfolgt der Rück- und Neubau des zweiten Teilbauwerks der Fahrtrichtung Osnabrück.



1 Lage der Huntebrücke im Zuge der BAB 29
© Büchting + Streit AG



2 Längsschnitt des Bestandsbauwerks
© MKP GmbH



3 Regelquerschnitt des Überbaus im Huntfeld
© MKP GmbH



4 Bestandsbauwerk der Huntebrücke vor Beginn der Rückbauarbeiten
© Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG

2 Rückbau des Bestandsbauwerks

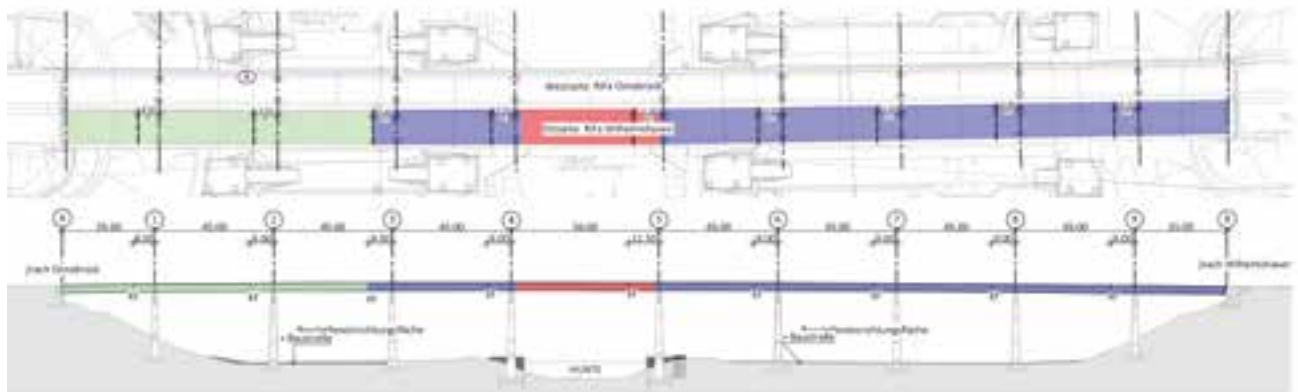
2.1 Sondervorschlag zum Rückbau

2.1.1 Ausschreibung und Sondervorschlag

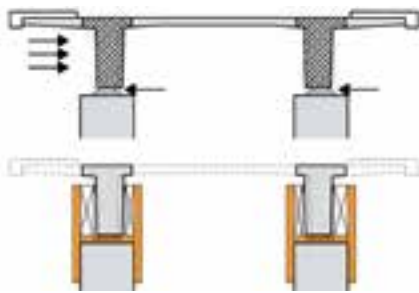
In der Ausschreibungsunterlage war der Rückbau der Huntebrücke mit einer obenliegenden Vorschubrüstung vorgesehen. Die Vorschubrüstung sollte den Überbau entgegen der Herstellrichtung überfahren und die Überbauabschnitte sollten in den Feldern in Abschnitte gesägt und an Litzenhebern ins Tal heruntergelassen werden. Die Überbauabschnitte über den Pfeilern sollten gegen die Pfeiler ausgesteift und stehen gelassen werden. Der Rückbau dieser Abschnitte hatte im Anschluss durch Ausheben mit Kränen zu erfolgen. Aufgrund der komplizierten Abläufe und komplexen Bauzustände wurde für die Ausführung des Rückbaus ein Sondervorschlag entwickelt.

Der Sondervorschlag sah vor, dass der Überbau in mehreren Phasen zurückgebaut wird. Der Rückbau sollte zunächst für den Überbau Ost (Richtungsfahrbahn Wilhelmshaven) erfolgen und wird hier erläutert, der zweite Überbau wird analog zurückgebaut. Folgende Phasen beschreiben den Rückbauablauf:

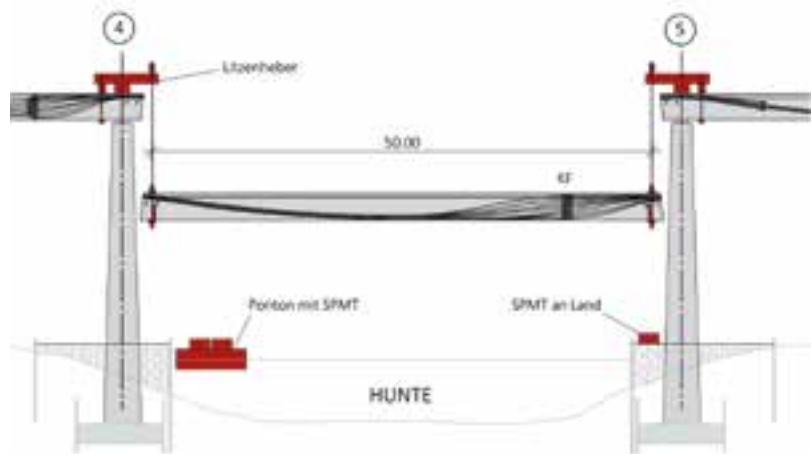
- Phase 1: Leichtern des Überbaus
- Phase 2: konventioneller Abbruch des verbleibenden Überbaus von unten bis zur Koppelfuge an Achse 3
- Phase 3: Schneiden und Herabsenken des Huntfelds und Abbruch an Land
- Phase 4: konventioneller Abbruch des restlichen Überbaus von unten



5 Übersicht zu den Rückbauphasen: Phase 2 (grün), Phase 3 (rot) und Phase 4 (blau)
© MKP GmbH



6 Rahmenwirkung der Längsträger mit Plattenstreifen im Bereich der Pfeiler und temporäre Gabellagerung der Längsträger auf den Pfeilerköpfen nach dem Entfernen der Platte
© MKP GmbH



7 Prinzipdarstellung des Herabsenkens der Längsträger im Huntefeld
© MKP GmbH

2.1.2 Leichtern des Überbaus

Nach der Umlegung des Verkehrs auf den Überbau West (Richtungsfahrbahn Osnabrück) wird der Fahrbahnbelag des Überbaus Ost (Richtungsfahrbahn Wilhelmshaven) entfernt und anschließend der Überbau geleichtert. Dazu werden die Geländer, Kappen sowie ein Großteil der Fahrbahnplatte entfernt.

Das Leichtern erfolgt im Regelfeld außerhalb der Hunte durch einen Abbruchbagger mit Hydraulikhammer. Das Leichtern im Bereich der Hunte (Huntefeld) wird zum Schutz des Gewässers durch Ausheben von Plattenteilen durchgeführt, die mittels Seil- bzw. Wandsäge geschnitten werden. Die äußeren Plattenbereiche (Kragarme inklusive Kappen) werden in Brückenquerrichtung vorge schnitten, wobei die Querspannglieder nicht beschädigt werden, denn die Tragfähigkeit der Fahrbahnplatte muss vorerst erhalten bleiben.

Da an den Pfeilerachsen kein Querträger vorhanden ist, wurden in den Stützbe reichen größere Abschnitte der Fahrbahnplatte stehen gelassen, damit weiterhin eine begrenzte Rahmenwirkung als Kopp lung der beiden Stege (Längsträger) mit einander vorliegt. Über diesen Rahmen erfolgt der Abtrag von Torsionsmomenten und horizontalen Windeinwirkungen. Die Plattenstreifen dienen an den Pfeilerachsen 4 und 5 zudem als Arbeitsfläche für die erforderlichen Arbeiten zum Her ablassen des Huntefelds. Die Rückbauzustände während des Leichterns wurden für die Längs- und Quertragrichtung statisch berechnet und bewertet.

2.1.3 Konventioneller Abbruch

Vor dem Abbruch der Längsträger, wo für die Fahrbahnplatte gänzlich entfernt werden muss, werden temporäre Gabel lagerungen im betreffenden Feld an den Pfeilerköpfen installiert (Stahlkonstruk

tion, siehe Bild 7), durch die die Träger weiterhin seitlich gehalten und stabilisiert werden.

Nach dem Leichtern erfolgt der konventionelle Abbruch des Überbaus von unten zwischen Achse 0 und der Koppelfuge vor Achse 3 (Phase 2). Dafür kommt ein Longfrontbagger zum Einsatz. Nach dem Herabsenken des Huntefelds (Phase 3) werden auch die verbleibenden Felder analog zu Phase 2 abgebrochen (Phase 4). Da während des Rückbaus für bestimmte Bereiche des Überbaus der Festpunkt in Längsrichtung entfällt (Pfeiler in Achsen 4–6), werden unmittelbar vorher temporäre Längsfesthaltungen eingerichtet. Die Auswirkungen, die sich aus dem Abbruch eines Felds auf die benachbarten Felder ergeben, wurden statisch berechnet und bewertet.

2.1.4 Herabsenken im Huntefeld

Im Huntefeld werden die nach dem Leichtern (Phase 1) verbleibenden Längsträger mit Litzenhebern herabgesenkt und mit einem Ponton sowie Transportfahrzeugen (SPMT) an Land verschoben. Die weitere Zerkleinerung der Träger erfolgt anschließend an Land.

Für das Herabsenken wird auf den verbleibenden Fahrbahnplatten über den Pfeilern der Achsen 4 und 5 die nötige Hebeteknik eingerichtet. Die Träger der Litzenheber stehen direkt über den Stegen, das vordere Druckauflager befindet sich über dem Pfeiler. Das hintere Zugauflager wird über eine Rückverankerung nach unten ausgebildet (Umfassung des Stegs zur Einleitung der abhebenden Kraft). Die Längsträger des Überbaus werden nacheinander mit Seilsägeschnitt nahe der Pfeiler durchtrennt, herabgesenkt und abtransportiert. Während dieser Arbeiten muss die Hunte gesperrt werden. Die veränderliche Wasserstandshöhe (Tide) wird bei der Planung berücks

sichtigt. Die Uferbereiche werden vorlaufend mit Spundwänden befestigt. Die Standsicherheit der Längsträger während des Herabsenkens und Abtransports war statisch nachzuweisen. Die Planung und Ausführung der Hebe- und Transporttechnik erfolgt durch die Firma Wagenborg. Die Längsträger werden im Huntefeld vor dem Herabsenken vollständig mit Seilsägeschnitt durchtrennt. Die Schnitte liegen dabei jedoch abseits der Koppelfugen, so dass sowohl für die Träger beim Herabsenken als auch für die verbleibenden Längsträger der benachbarten Brückenfelder eine neue Spanngliedverankerung erforderlich wird. Die Spannglieder können sich nach dem Durchtrennen prinzipiell direkt über den Verbund mit dem Verpressmörtel bzw. dem umliegenden Beton neu verankern (nachträgliche Verbundverankerung). Die Sicherheit der betroffenen Bauzustände sollte jedoch lokal im Verankerungsbereich sowie global bezüglich der Reserven im Längstragsystem statisch bewertet werden. Da für die Verbundverankerung ein ausreichender Verpresszustand vorliegen muss, wurden die betreffenden Bereiche vor dem Rückbau mit zerstörungsfreien Messmethoden (Ultraschall, Sondierungsbohrungen) untersucht. Bei planmäßiger Ausführung sollte der Verpresszustand der Spannglieder jedoch im Allgemeinen ausreichend sein. Die während der Verbundverankerung entstehenden Spaltkräfte sind für die Verankerungsbereiche rechnerisch zu bewerten (lokaler Nachweis der Verankerung). Da nicht jedes Spannglied hinsichtlich des Verpresszustands überprüft werden konnte (siehe nachfolgender Abschnitt), wurden weitere statische Untersuchungen durchgeführt, um die Reserven des Tragwerks beim Ausfall von einzelnen Spanngliedern (keine erfolgreiche Neuverankerung) zu bewerten.



8 Absenken der Träger im Huntefeld
© Moß GmbH



9 Absenken der Träger im Huntefeld und Ablage auf dem Ponton
© Moß GmbH

2.2 Begleitende Untersuchungen

Im Zuge des Rückbaus der Huntebrücke müssen die Spannglieder abseits von vorhandenen Ankerkonstruktionen durchtrennt werden. Um die Spannglieder statisch weiterhin nutzen zu können, ist eine nachträgliche Verankerung erforderlich. Eine wichtige Grundvoraussetzung dafür ist ein ausreichend guter Verpresszustand, um den Verbund herzustellen. Entsprechende Voruntersuchungen wurden im Rahmen der Entwurfsbearbeitung bereits durchgeführt und zeigten grundsätzlich gute Verpresszustände. Diese mussten für die konkreten Verankerungsstellen im Zuge der Ausführung überprüft und bestätigt werden.

Im Rahmen der ingenieurtechnischen Auswertung der Ultraschallmessungen kann ein Negativ-Ergebnis (kein Verpressfehler vorhanden) mit hoher Wahrscheinlichkeit erkannt werden. Sollten im Ergebnis Verdachtsstellen auf Verpressfehler vorhanden sein, so ist deren Größe im Hüllrohrquerschnitt nicht eindeutig quantifizierbar. Bereits dünne Luftschichten können zu einer Verdachtsstelle führen.

Die planmäßigen Trennschnitte liegen jeweils 2 m in Richtung Feldmitte, von Achse 4 und Achse 5 gerechnet. Nach den örtlichen Gegebenheiten wurden die Messfelder so nah wie möglich an diese Bereiche herangelegt, um den Verpresszustand mithilfe des Ultraschallverfahrens zu ermitteln.

Das Messprinzip des Ultraschallverfahrens beruht auf der Auswertung von Veränderungen, die eine Ultraschallwelle in einem Bauteil durch Streuungen an inneren Objekten erfährt. Die Ultraschallwelle wird an der Bauteiloberfläche beispielsweise



10 Verschub der Träger über Ponton und SPMT in den Vorlandbereich
© Moß GmbH

durch eine piezoelektrische Anregung erzeugt und breitet sich als elastische Welle im Bauteil aus. Bei der Ausbreitung im Material tritt die Welle in Wechselwirkung mit der Materialstruktur und wird an ihr gestreut, so bei Beton vorzugsweise an den Schichtgrenzen der Gesteinskörnung zur Betonmatrix.

An Teilen der inneren Konstruktion, zum Beispiel Bewehrungsstäben oder Hüllrohren, werden Anteile der eingeschalteten Energie rückgestreut und gelangen wieder an die Oberfläche. An der Rückwand eines Bauteils wird ein großer Anteil der Energie reflektiert.

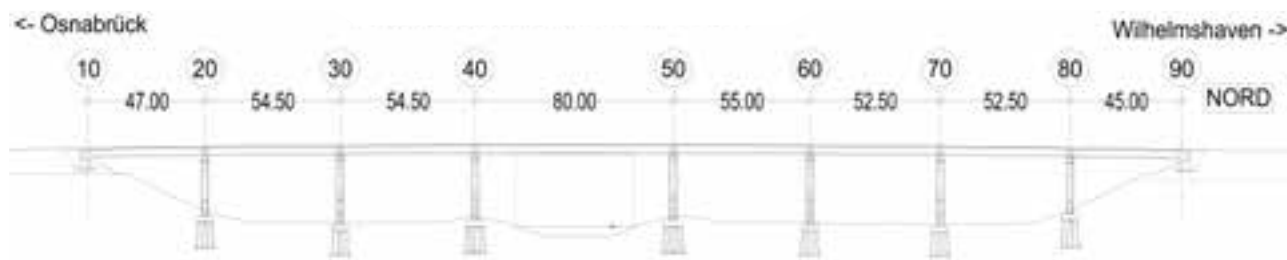
Die Detektion von Verpressfehlern beruht auf zwei wesentlichen Kriterien:

- Das reflektierte Signal weist in unverpressten Bereichen aufgrund der Totalreflexion an einer Grenzfläche zu Luft eine Erhöhung der Amplitude auf.
- An einer Grenzfläche zu Luft bzw. an größeren Lufteinschlüssen kommt es zu einer Änderung der Phase des Signals gegenüber einer Grenzfläche zu Stahl.

Die Ergebnisse werden auf einer binären Skala (grün = kein Verdacht auf Verpressfehler, orange = Verdacht auf Verpressfehler) dargestellt. Nicht erkennbare Spannglieder sind hier grau. Die Ergebnisse zeigten eine ausreichende Anzahl gut verpresster Spannglieder, so dass zusammen mit den statischen Berechnungen keine Bedenken bestanden und die Trennung und die Verbundverankerung planmäßig ausgeführt werden konnten.

2.3 Ausführung

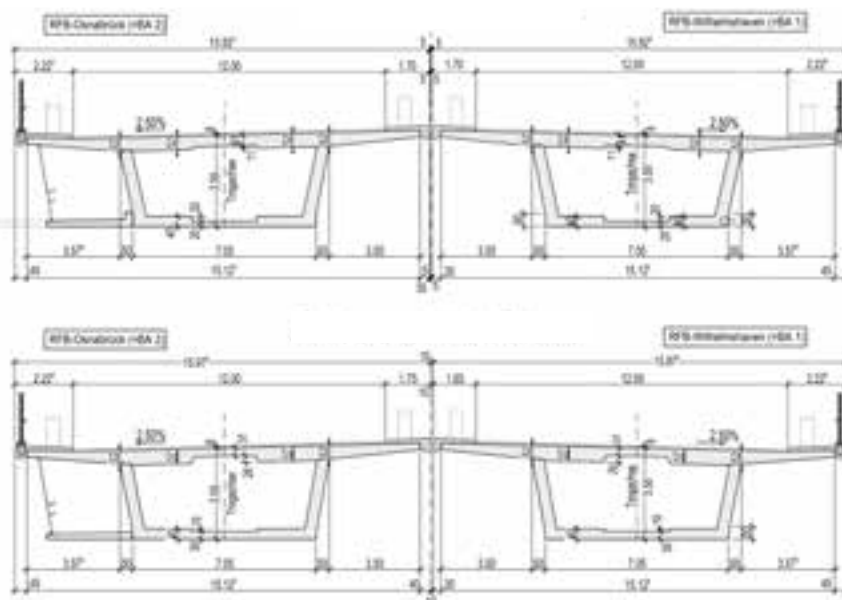
Die Arbeiten wurden im Frühjahr 2024 begonnen und im Mai 2024 starteten jene zum Absenken der Spannbetonträger im Huntefeld. Die nachfolgenden Abbildungen zeigen den Ablauf von der Trennung und dem Herunterlassen mittels Litzenhebern bis hin zur Ablage auf dem Ponton bzw. dem SPMT und dem Anlanden des Trägers im Huntevorland. Dort wurden die Träger konventionell abgebrochen.



11 Längsschnitt der neuen Huntehochbrücke in Autobahnachse
© Büchting + Streit AG

3 Neubau der Huntebrücke
3.1 Überbauten

Die beiden Überbauten der neuen Hochbrücke werden jeweils als einzelliger Hohlkasten mit einer Konstruktionshöhe von $h = 3,50$ m in Spannbetonmischbauweise über acht Felder realisiert. Die Stützweiten betragen $47,00$ m + $2 \times 54,50$ m + $80,00$ m + $55,00$ m + $2 \times 52,50$ m + $45,00$ m in der Trassierungsachse (Bild 11). Die Gesamtlänge in der Autobahnachse ergibt sich somit zu $441,00$ m. Die Herstellung beider Überbauten erfolgt im Taktschiebverfahren, wobei diese, jeweils vom Widerlager in Achse 10 kommend, in Richtung des Widerlagers in Achse 90 über eine Kuppe mit 18 Takten eingeschoben werden. Die Gesamtbreite der Überbauten zwischen den Geländern beträgt $b = 31,10$ m und teilt sich hälftig auf die Überbauten beider Richtungsfahrbahnen auf. Um den zukünftigen Verkehrsanforderungen gerecht zu werden, wurde die Breite der Fahrbahn im Vergleich zum Bestand um jeweils 1 m pro Fahrtrichtung vergrößert. Im Bereich der Hunte wurde die Stützweite von maximal $55,00$ m in den Regelfeldern auf $80,00$ m vergrößert, was einer Schlankheit von $l/h = 22,9$ (bzw. $l_2/h = 1,829$) entspricht. Somit befinden sich zukünftig keine Pfeiler mehr im Flussbett der Hunte, was sich positiv auf die Schifffahrt auswirkt und selbige deutlich sicherer macht. Durch die Reduktion der Pfeileranzahl sowie ihre neue Gestaltung wird ein moderneres Aussehen erzeugt, wobei dennoch an die bisherige Architektur der Hochbrücke angeknüpft wird. Der an den Überbau der Richtungsfahrbahn Osnabrück angehängte Geh- und Radweg, welcher der Stadt zugewandt ist, wird an gleicher Stelle wiedererrichtet. Der Überbau wird jedoch zunächst ohne den als Verlängerung der Bodenplatte auskragenden Geh- und Radweg eingeschoben. Anschließend erfolgt dessen nachträgliche Montage in Endlage mittels Schraubmuffenanschlüssen.



12 Regelquerschnitt für die Richtungsfahrbahn Osnabrück mit angehängtem Geh- und Radweg (links) sowie für die Richtungsfahrbahn Wilhelmshaven (rechts), jeweils gemäß Entwurfsplanung (oben) und nach Anpassungen im Zuge der Ausführungsplanung (unten)
© Büchting + Streit AG

Abbildung 12 zeigt den Regelquerschnitt für beide Richtungsfahrbahnen gemäß Entwurfsplanung (oben) und nach erforderlichen Anpassungen im Zuge der Ausführungsplanung (unten). Er weist eine über die Bauwerkslänge konstante Querneigung von $2,50\%$ auf, wobei die Entwässerung des Überbaus über eine Querleitung auf Höhe der Fahrbahnplattenunterkante in das Innere des Hohlkastens geführt wird. Als Baustoff des Überbaus kommt ein C50/60 zum Einsatz. Im Zuge der Ausführungsplanung zeigte sich, dass aus statischer Sicht grundsätzlich auch eine Reduktion der Betonfestigkeitsklassen möglich gewesen wäre, wobei sich die höhere Festigkeit des Betons aufgrund der erforderlichen Mindestfestigkeit beim Vorspannen günstig auf einen schnelleren Bauablauf bzw. die für die internen Spannglieder erforderlichen Gurtenplattendicken auswirkt. Im Vergleich zur Entwurfsplanung wurde die Bodenplattendicke im Zuge der Ausführungsplanung von 20 cm auf 30 cm erhöht, was zu einer Steigerung der Robustheit des Querschnitts sowie zu Vorteilen bei der konstruktiven Durchbildung der Bewehrung führt.

Hinsichtlich der Bewehrungsführung ist dabei zu bedenken, dass mit einer Längs- und Querbewehrung (jeweils für die obere und untere Lage) sowie Montageeisen insgesamt fünf Bewehrungslagen zu berücksichtigen sind. Allein durch die erforderliche Betondeckung sowie eine 0. Lage mit Montageeisen werden dabei jedoch bereits 10 cm Querschnittsdicke in Anspruch genommen. Gegenüber der entwurfsseitig vorgesehenen Ausbildung des Regelquerschnitts ist neben der Anpassung der Bodenplattendicke auch eine Vergrößerung der Fahrbahnplattendicke im Randbereich von 52 cm auf 57 cm vorgenommen worden, um ausreichend Platz für die gewählten Anker der Vorspannung (unter Berücksichtigung der Abmessungen der zugehörigen Zusatzbewehrung) zu schaffen. Als Ausgleich dazu konnte die Fahrbahnplattendicke im mittleren Bereich von 41 cm auf 31 cm reduziert werden.

Für eine wirtschaftliche Umsetzung des Taktschiebeverfahrens ist es erforderlich, die Deckentische, das heißt die Schal-tische zum Einschalen der Fahrbahnplatte zwischen den Hohlkastenstegen, jeweils aus dem vorherigen Takt in den neu her-zustellenden ziehen zu können. Um dies zu ermöglichen, ist ein Spalt von mindes-tens ca. 25 cm zwischen Stützquerträge-rober- und Fahrbahnplattenunterkante erforderlich. Im Zuge der Ausführungs-planung wurde das entsprechende Spalt-maß gegenüber der Entwurfsplanung vor diesem Hintergrund deutlich vergrößert und mit 55 cm gleich so groß gewählt, dass die Aufsatzblöcke für die Umlenkung der externen Spannglieder als aufgesetz-te Fertigteile realisiert werden können.

Es zeigte sich, dass die genannten Anpas-sungen des Regelquerschnitts keine rele-vanten Auswirkungen auf die Spannstahl- und Bewehrungsmengen hatten.

Die Vorspannung des Bauwerks in Längs-richtung erfolgt intern mit 6–15 Spann-gliedern (St 1660/1860, $P_{\max} = 3.240$ kN) mit nachträglichem Verbund in den Gur-ten sowie extern mit im Hohlkasteninne-ren polygonal geführten verbundlosen 6–16 Litzen-Spanngliedern (St 1660/1860, $P_{\max} = 3.456$ kN). Als Spannsystem wurde das System VBT-KI 15 für die interne und VBT-BE 4x4 für die externe Vorspannung gewählt. Bei der externen verbundlosen Vorspannung handelt es sich um ein aus Monolitzen und einer zusätzlichen äuße-ren Hülle zusammengesetztes Band-system, wobei jeweils vier Litzen mit je $AP = 150$ mm² zu einem Band zusam-mengefasst werden (Bild 13).



13 Externe verbundlose Bandspannglieder im Bündel
© Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG

Die maximale Vorspannkraft der extern-ten Spannglieder durfte dabei nach Aus-schreibung gegenüber dem Grenzwert von ca. 3 MN gemäß DIN-EN-1992-2 Anhang NA.TT.3.1 (1) in Hinblick auf die baldige Einführung der BEM-ING Teil 1, die zukünftig eine Vorspannkraft der externen Spannglieder von 4,50 MN zulässt, auf einen zulässigen Wert von 3,50 MN erhöht werden. Ferner durfte die Beschränkung der Gesamtlänge der externen Spannglieder zwischen den Endverankerungen von ca. 200 m gemäß DIN-EN-1992-2 Anhang NA.TT.3.1 (3) überschritten werden. Dieser Grenzwert wurde in der aktuell probeeingeführten BEM-ING Teil 1 auf ca. 500 m erhöht. Entwurfsseitig waren neben den genann-ten internen 6–15 Spanngliedern zusätz-lich auch kleinere 6–9 Spannglieder in den Kragarmen vorgesehen.

Durch Optimierungen der Spanngliedfüh-rung im Zuge der Ausführungsplanung konnte jedoch auf die Anordnung der Kragarmspannglieder verzichtet werden. Ferner ließ sich die Anzahl der externen Zulagespannglieder im Flussfeld reduzie-ren, stattdessen wurden vermehrt interne Spannglieder mit nachträglichem Einbau vorgesehen. Diese konnten größtenteils, losgelöst von den externen Zulagespann-gliedern, in eigenen Lisenen herausge-führt und verankert werden. Die Decken-lisenen wurden dabei stets am Taktende platziert, um trotz der Deckenlisenen ein Herausziehen der Deckentische der Fahr-bahnplattenschalung im Taktkeller zu ermöglichen. Ergänzend wurde im Zuge der Ausführungsplanung auch die interne zentrische Primärvorspannung, deren Erfordernis sich insbesondere aus den Bauzuständen beim Taktschieben ergibt, optimiert bzw. etwas abgemagert.



WIR.BAUFEN.BRÜCKEN
RÜCKBAU.VON.BRÜCKEN
Ihr zuverlässiger Partner im Brücken- und Ingenieurbau



ADAM HÖRNIG Baugesellschaft mbH & Co. KG

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

FOLGE UNS AUF



#wirbauenleidenschaft

So wurde in den Bereichen, die über das große Huntefeld geschoben werden mussten, eine zentrische Primärvorspannung von acht internen Spanngliedern in der Bodenplatte sowie 16 Spanngliedern in der Fahrbahnplatte vorgesehen, wohingegen die zentrische Primärvorspannung in den Randbereichen zwischen Achse 10 und Achse 40 lediglich mit sechs Spanngliedern in der Bodenplatte sowie mit zwölf Spanngliedern in der Fahrbahnplatte gewählt wurde. Erforderlichenfalls wurden dann über lediglich einen Takt reichende interne Zusatzspannglieder im Feld und über der Stütze ergänzt.

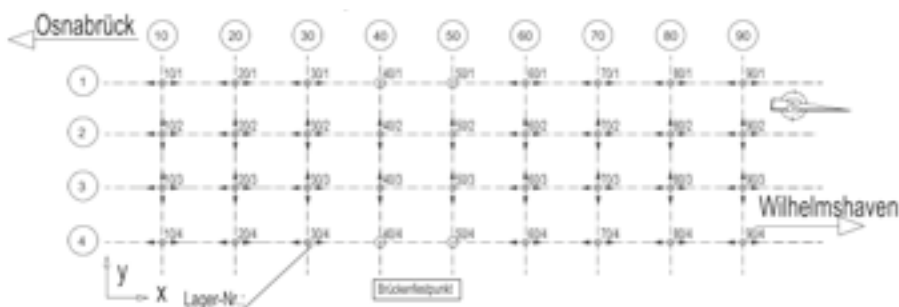
3.2 Lagerungssystem und Übergangskonstruktion

Bild 14 zeigt eine schematische Darstellung des Lagerungssystems der Huntebrücke für die Überbauten beider Richtungsfahrbahnen, das an allen Unterbauachsen Kalottenlager der Firma Mageba vorsieht. An den Pfeilern der Achsen 40 und 50 werden die Lager längsfest und an allen anderen längsverschieblich ausgebildet. Die Anordnung der längsfesten Lager in den mittigen Pfeilerachsen mit hohen vertikalen Kräften wirkt sich dabei, im Vergleich zu einer Anordnung eines Längsfestpunkts am Widerlager, günstig auf die Gegebenheiten für den Lastfall Lagerwechsel aus, da die resultierende Horizontallast reduziert wird und über Reibung abgetragen werden kann. Dadurch lassen sich aufwendige Verankerungskonstruktionen vermeiden. In Querrichtung wird in sämtlichen Achsen je ein quersfestes Lager je Überbau vorgesehen, wodurch in dieser Richtung eine statisch bestimmte Lagerung je Achse vorliegt. Die Lagersockel in allen Achsen konnten im vorliegenden Fall derart ausgebildet werden, dass diese sowohl für die Verschiebelager als auch für die endgültigen Lager genutzt werden konnten. Als Übergangskonstruktion wurde in Achse 10 eine vierschläuchige und in Achse 90 eine fünfschläuchige lärmgeminderte Ausführung vorgesehen.

3.3 Unterbauten

Sämtliche Pfeiler werden über maximal 6 : 1 geneigte Ortbetonrammpfähle (d = 610 mm) mit Fußaufweitung tief im sandigen Boden gegründet, wohingegen die Widerlager mit einer Flachgründung realisiert werden. Entwurfsseitig wurden für die höherbelasteten Pfeilerachsen 40 und 50 je Achse jeweils 30 und für alle restlichen Achsen jeweils 24 Rammpfähle vorgesehen. Aus den beiden im Zuge der Bauausführung vorab durchgeführten Pfahlprobelastungen konnte jedoch ein im Vergleich zur Entwurfsplanung deutlich höherer Bemessungswert der äußeren Pfahltragfähigkeit von $R_d = 7.164 \text{ kN}$ abgeleitet werden, wodurch sich die Pfahlgründung im Zuge der Ausführungsplanung optimieren ließ. Um den höheren Bemessungswert der äußeren Pfahltragfähigkeit aus den Pfahlprobelastungen ausnutzen zu können, wurde die Betondruckfestigkeit der Rammpfähle von C30/37 auf C40/50 erhöht. Dadurch war es möglich, die Pfahlanzahl je Pfahlkopfplatte für die Achsen 40 und 50 von 30 auf 20 und für die restlichen Achsen von 24 auf 18 zu reduzieren. Folglich konnte mit dem optimierten Pfahlbild auch ein Mindestpfahlabstand von $a \geq 3,50 D$ über die gesamte Pfahlänge eingehalten werden. Normativ liegt lediglich eine Festlegung gemäß DIN SPEC 18538:2012-02 vor, wonach $a \geq 3 D$ am Pfahlfuß einzuhalten ist. Bei dem größeren Mindestabstand von $a \geq 3,50 D$ über die gesamte Pfahlänge handelt es sich jedoch um eine konstruktive Qualitätsvorgabe, die sich aus der Verdrängungswirkung bei der Pfahlherstellung ergibt und zwingend einzuhalten ist, um das verfahrenstechnisch erforderliche Mantelrohr noch ziehen zu können.

In Brückenquerrichtung werden die neuen Pfeiler Y-förmig gestaltet und am Pfeilerkopf durch einen Querriegel verbunden. Dabei ist lediglich der Anfänger eines jeden Pfeilers variabel, auf die unterschiedlichen Gradienten- und Geländehöhen reagierend, wobei die Form des oberen Abschnitts in ihrer Abmessungen bei allen Pfeilern identisch ist. In Brückenlängsrichtung weisen sämtliche Pfeiler eine Dicke von 2,80 m auf und in Brückenquerrichtung weitet sich der Pfeilerquerschnitt von 5,80 m am Pfeilerfuß auf 8,00 m am Pfeilerkopf auf. Somit reduziert sich durch die neue gestalterische Ausbildung der Pfeiler deren Anzahl von 36 Einzelpfeilern im Bestand auf zukünftig nur noch 14 Y-förmige Pfeiler, was zu einer sichtbaren Veränderung des Erscheinungsbilds der Huntebrücke führt. Die Widerlager werden konventionell als Kastenwiderlager getrennt für jede Richtungsfahrbahn konzipiert. Die entwurfsseitig vorgesehene veränderliche Dicke der Flügelwände von 1,20 m am Wandfuß und 0,80 m am Wandkopf wurde aus baupraktischen Gründen und dank der Einhaltung aller diesbezüglichen statischen Nachweise im Zuge der Ausführungsplanung auf eine konstante Dicke von 1,00 m angepasst. Beim Widerlager in Achse 90 der Richtungsfahrbahn Osnabrück erfolgt der Anschluss des Geh- und Radwegs an die abgehängte Konstruktion am Überbau über eine entsprechende Rampe.



14 Lagerschema beider Richtungsfahrbahnen im Grundriss © Büchting + Streit AG

3.4 Besonderheiten beim Taktschiebverfahren

Das Einschleppen des Überbaus erfolgte in 18 Takten mit Taktlängen zwischen 7,45 m und 27,53 m, von Achse 10 kommend in Richtung Achse 90. Die Takteinteilung wurde dabei so gewählt, dass sämtliche Stützentakte eine Länge von 27,50 m aufweisen. Dies ermöglichte eine wirtschaftliche Ausbildung der Taktkellerschalung, da die Sonderbereiche für die Querträgerschalung stets an der gleichen Stelle zu liegen kamen. Ursprünglich wurde das Taktschiebverfahren in der Regel für annähernd gleiche Stützweitenverhältnisse sowie für maximale Stützweiten von ca. 50,00 m eingesetzt. Für diesen Fall ergibt sich beispielsweise bei einer Regelstützweite von 50,00 m eine übliche Takteinteilung, wenn Stützen- und Feldtakte jeweils mit einer Länge von 25,00 m gewählt werden. In den letzten Jahren zeigte sich jedoch eine Trendwende und das Taktschiebverfahren wurde, wie auch bei der Huntebrücke, immer häufiger auch für größere Stützweiten bzw. ungleichmäßige Stützweitenverhältnisse eingesetzt.

Somit ergeben sich bei über alle Felder konstant gewählten Stützentaktlängen bei größeren Stützweiten auch längere verbleibende Feldtaktbereiche. Im Falle der Huntebrücke zeigt sich bei der angesetzten Stützentaktlänge von 27,50 m und einer Stützweite im großen Huntefeld von 80,00 m folglich ein verbleibender Feldbereich von 52,50 m. Um die maximale Taktlänge auf die Länge der Stützentakte von 27,50 m zu begrenzen, wurden die verbleibenden Feldtaktbereiche für die kürzeren Randfelder mit Stützweiten von 45,00 m bzw. 47,00 m sowie für das große Flussfeld daher nochmals in zwei Takte unterteilt. Insbesondere für die ersten Takte, die aufgrund der geringen Auflast nicht mit der Hub-Schub-Anlage eingeschoben, sondern eingezogen werden müssen, erleichtert diese Optimierung die Bauausführung erheblich. Die sich daraus ergebende Taktfugenlage in Feldmitte ist aus Sicht der Ausführungsplaner der Huntebrücke technisch völlig unbedenklich und hat keinerlei negative Auswirkungen auf die Dauerhaftigkeit. Von den 20 internen Bodenplattenspanngliedern im Huntefeld wurden lediglich vier Spannglieder in Feldmitte gekoppelt, die restlichen

Spannglieder reichen, teilweise auch durch einen nachträglichen Einbau in Endlage, über beide mittige Feldtakte. Somit wurden im Huntefeld, entgegen der normativen Forderung, dass ein Drittel der Spannglieder durchlaufen muss, 80 % der Spannglieder über die Taktfuge durchgeführt. Für die vier in Feldmitte gekoppelten Bodenplattenspannglieder wurde rechnerisch im Zuge der Ausführungsplanung nur eine sehr geringe Auslastung des Nachweises für die Koppelfugenermüdung ermittelt.

Für den Aufbau des Vorbausnabels sowie für den Endverschub wurde mittig zwischen Taktkeller und Widerlager ein Gleitstein vorgesehen. Der Taktkeller wurde im Abstand von 28,00 m hinter dem Widerlager 10 angeordnet. Zusätzlich wurde ein Bewehrungskeller im Anschluss vorgesehen, der ein Einziehen des fertigen Bewehrungskorbs ohne Krannutzung erlaubt. Die Hub-Schub-Anlage und der Bremssattel wurden im Bereich der Auflagerbank des Widerlagers in Achse 10 platziert. Seitenführungen wurden bis auf an die als Hilfsstützen genutzten Bestands Pfeiler in sämtlichen Achsen vorgesehen.

VERBINDUNG
DENKEN.
ZUKUNFT
BAUEN.

© Foto: Philip Zintarra

GEDACHT. GEPLANT. GEBAUT.

Von unserem Team.

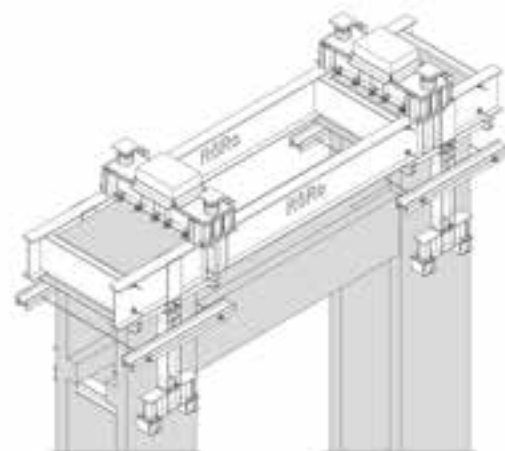
INGENIEURBRÜCKENBAU | INGENIEURWASSERBAU | TUNNELBAU
PRÜFINGENIEURE | SACHVERSTÄNDIGE FÜR DAS EISENBAHN-BUNDESAMT
GRBV Ingenieure im Bauwesen GmbH & Co. KG | www.grbv.de

GRBV
INGENIEURE IM BAUWESEN

LinkedIn | Instagram | X



15 Herstellung Richtungsfahrbahn Wilhelmshaven: Zustand nach dem Auffahren des Vorbauschnabels auf die Bestandspfeilerachse A 5 © Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG



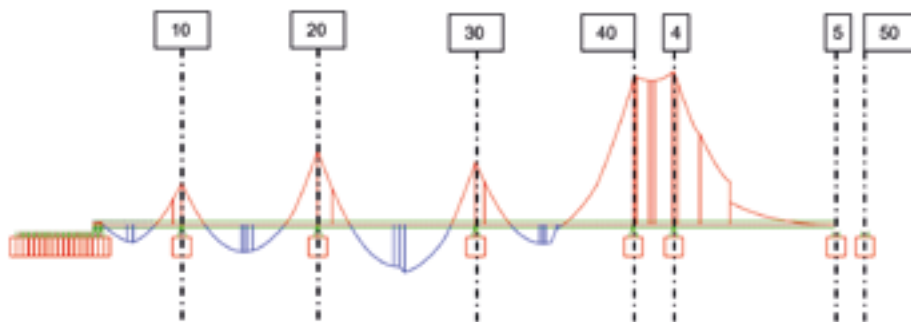
16 3-D-Ansicht der Lagerkonstruktion auf den Bestandspfeilern mit pressengesteuertem Verschiebelager und Havariepressen © RöRo Traggerüste GmbH & Co. KG

Durch die Nutzung der Bestandspfeiler als Hilfsstützen im Feld Achse 40–50 (Hilfsstützenachsen 4 und 5) wurde die Stützweite von 80,00 m auf 56,09 m reduziert (Bild 15).

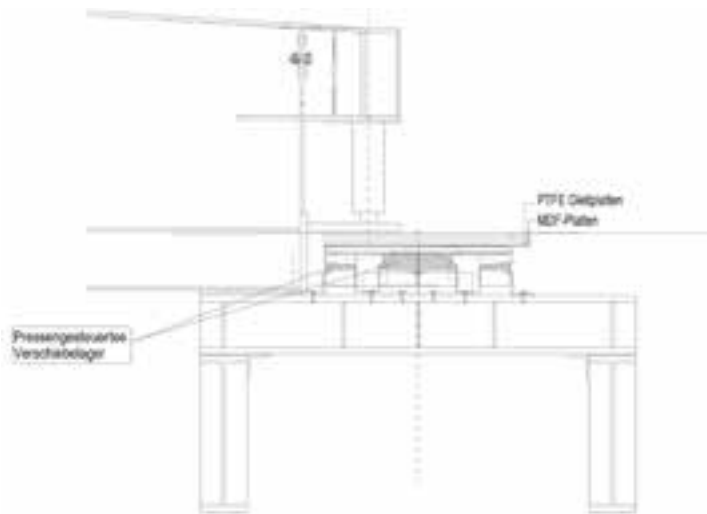
Für die zentrische Lasteinleitung der Kräfte aus dem Verschub in die bestehenden Pfeiler wurde eine Lasteinleitungskonstruktion in Stahlbauweise entwickelt. Hierbei wurden die aus der Herstellung auf Vorschubrüstung vorhandenen Öffnungen im Pfeilerkopf für die Auflagerung entsprechender Steckträger der Stahlkonstruktion genutzt (Bild 16). Um eine Überbeanspruchung der Bestandspfeiler insbesondere auch im maßgebenden Bereich der Lasteinleitung am Pfeilerkopf zu vermeiden, wurden die Verschiebelager pressengesteuert ausgeführt und die maximale Achslast über eine entsprechende Pressensteuerung auf einen Maximalwert von 10 MN (charakteristisch) begrenzt. Ohne die Begrenzung der Achslast auf 10 MN bzw. mit einem starren Verschiebelager wurde zu Vergleichszwecken rechnerisch eine maximale Auflagerlast beim Verschub in der Achse von ca. 17 MN (charakteristisch) ermittelt. Folglich erhöht sich die »effektive Stützweite« insbesondere für die Verschubzustände kurz vor dem Auffahren auf die Hilfsstütze auf der gegenüberliegenden Hanteseite deutlich. Damit ist gemeint, dass sich durch die Begrenzung der Achslast größere Schnittgrößen ergeben als für eine Stützweite von 56,09 m mit starrer Lagerung.

Nachdem die maximale Achslast von 10 MN an der Hilfsstütze in Achse 4 erreicht wurde, war somit keine weitere Steigerung des zugehörigen Stützmoments möglich. Beim weiteren Verschluss folglich das Stützmoment über Achse 40 an und die Pressen in Achse 4 mussten eingefahren werden, um den Maximalwert der Achslast auf 10 MN zu halten. In den Achsen 4 und 40 wurde kurz vor dem Auffahren auf die Hilfsstütze in Achse 5 letztendlich betragsmäßig nahezu das gleiche Stützmoment erreicht (Bild 17). Aufgrund der großen effektiven Stützweite sowie des erforderlichen Einfahrens der Pressen in Achse 4 ergab sich mit einem rechnerischen Wert von ca. 70 cm eine große Durchbiegung der Vorbauschnabelspitze vor dem Auffahren auf die nächste Hilfspfeilerachse 5.

Das Auffahren auf diese, auf der gegenüberliegenden Hanteseite liegende Hilfspfeilerachse, wurde daher in zwei Schritten geplant (Bild 18), da der Hubweg des Hydraulikzylinders an der Vorbauschnabelspitze auf 400 mm begrenzt war. In einem ersten Schritt wurde der Vorschau schnabel hier auf die erste tiefer liegende Verschiebbahn auf der Stahlkonstruktion vor dem Verschiebelager gehoben und anschließend auf ihr bis kurz vor das Lager geschoben. In einem zweiten Schritt wurde der Vorschau schnabel über einen zweiten Hub dann auf das Verschiebelager verschoben. Die erforderliche Hublast beim Auffahren auf die Achse wurde rechnerisch mit ca. 1,10 MN ermittelt.



17 Qualitativer Verlauf des Biegemoments im Überbau kurz vor dem Auffahren auf die Hilfsstütze im Huntefeld © Büchting + Streit AG



18 Auffahrsituation des Vorbauschnabels bei der Hilfsstütze in Achse A 5
© Büchting + Streit AG

Obwohl vom Bauherrn bzw. aus der Entwurfsplanung explizit keine Überhöhung des Überbaus gefordert war, wurde sie aufgrund der großen Stützweiten vorgesehen. Im Zuge des Aufmaßes der Höhen für die Ausgleichsgradienten zeigte sich, dass die gewählten Überhöhungen, mit Werten bis 8 cm im Hauptfeld, zu einer sehr guten Gradiententreue sowie zur Einhaltung sämtlicher Anforderungen gemäß ZTV-ING führten.

Für die stetige Überwachung der Pfeilerkopfauslenkungen beim Einschleiben des Überbaus kam ein innovatives Monitoring mittels Laser-Sensoren zum Einsatz, welches es ermöglichte, die Verschiebung hochauflösend über ein Laser-Lot zwischen Pfahlkopfplatte und Pfeilerkopf zu messen. Ein zusätzliches konventionelles Überwachungssystem mittels Seilmethode bzw. Klingelleitung konnte entfallen. Bild 19 zeigt den fertig eingeschobenen Überbau der Fahrtrichtung Wilhelmshaven in Endlage sowie dahinterliegend das Bestandsbauwerk der zweiten Richtungsfahrbahn aus der Vogelperspektive. Die Bestandspfeiler 4 und 5 sind hier noch nicht zurückgebaut.

3.5 Anwendung der BIM-Methodik

Die Entwurfsplanung der Huntebrücke wurde auf Wunsch des Bauherrn als Pilotprojekt zur Konzeptentwicklung zukünftiger BIM-Planungen durchgeführt. Hierbei wurde mitunter auch die bestehende Huntebrücke bereits mit einem Laserscan digital erfasst und in einem 3-D-Modell detailgenau nachgebildet. Im Zuge der Ausführungsplanung konnten das vorhandene 3-D-Modell des Neubaus aus der Entwurfsplanung sowie das Bestandsmodell nur geringfügig genutzt werden. So diente das 3-D Aufmaß der Bestandspfeiler lediglich zur Berücksichtigung von Bauungenauigkeiten gegenüber den Bestandsplänen. Aufgrund der erforderlichen höheren Detailschärfe eines 3-D-Modells in der Ausführungsplanung sind nicht alle für diese Planung wesentlichen Informationen im Modell des Ersatzneubaus der Huntebrücke aus der Entwurfsplanung enthalten. Von einer Anpassung des 3-D-Modells ist abgesehen worden, da dies sinnvoll nicht möglich war.

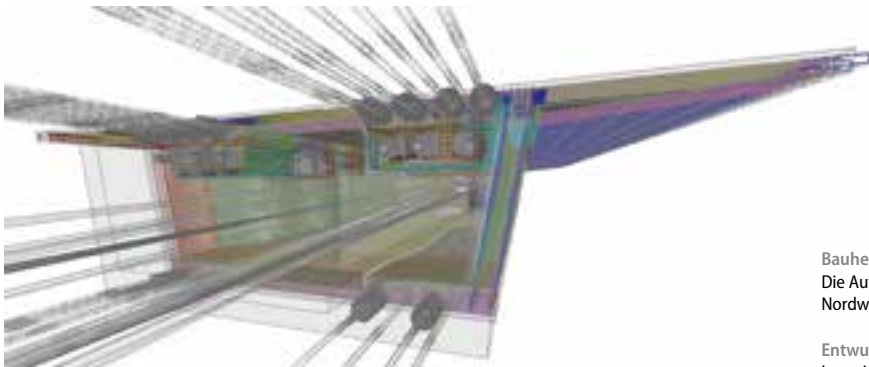
Für die Ausführungsplanung wurde bauherrseitig keine Anwendung der BIM-Methodik ausgeschrieben. In Abstimmung zwischen Baufirma und Ausführungsplanern wurden im Zuge der Ausführungsplanung dennoch ausgewählte Anwendungsfälle der BIM-Methodik angewendet. So wurden die Schal- sowie die Bewehrungsplanung nahezu vollständig in 3-D abgebildet und für ausgewählte Bereiche wurde testweise auch eine exakte dreidimensionale Abbildung der Spannglieder inklusive Ankerköpfe, Wendel und Zusatzbewehrung vorgenommen (Bild 20).

Auf freiwilliger Basis kamen insbesondere die BIM-Anwendungsfälle 040 »Visualisierung« sowie 080 »Ableitung von Planunterlagen« zum Einsatz. In Absprache mit dem Bauherrn konnte darüber hinaus die Abrechnung von Bauleistungen (Anwendungsfall 160) teilweise am Modell umgesetzt werden, indem als Aufmaß für die Betonkubatur der Überbautakte zugehörige ifc-Dateien der entsprechenden Volumenmodelle übergeben wurden. Letzterer Anwendungsfall stellte für beide Seiten einen großen Nutzen sowie eine Erleichterung bei der Dokumentation und Plausibilisierung von Bauleistungen und Abschlagsrechnungen dar. Durch die dreidimensionale Abbildung der Bewehrung sowie eine entsprechende Planableitung zeigten sich für komplexe Bauteile, wie unter anderem die Querträger, Vorteile durch eine Visualisierung der Bewehrung (beispielsweise in situ über Tablets) und bei der Abstimmung des Einbaus für die ausführenden Bewehrungsflechter. Ferner ergaben sich im Vergleich bessere Überprüfungsmöglichkeiten, wie zum Beispiel für vergessene oder nicht korrekt geführte Bewehrungspositionen, sowie bessere Möglichkeiten einer Kollisionskontrolle insbesondere in hoch bewehrten Bereichen oder in Verankerungsbereichen von Spanngliedern.

Darüber hinaus wurde das Projekt »Digitaler Zwilling Huntebrücke« durch die Zentrale der Autobahn GmbH beauftragt. Ziel dieses Vorhabens ist die beispielhafte Entwicklung eines digitalen Zwillings des Neubaus der Huntebrücke.



19 Huntebrücke mit eingeschobenem Überbau der ersten Richtungsfahrbahn in Endlage und Bestandsbauwerk (im Hintergrund)
© Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG



20 3-D-Modell des Überbaus mit Abbildung von Bewehrung und Spanngliedern
© Büchting + Streit AG

4 Resümee

Der Ersatzneubau der Huntebrücke zeigt, wie innovative Verfahren den Rück- und Neubau großer Infrastrukturprojekte maßgeblich verbessern können. Beim Rückbau des Bestandsbauwerks wurde ein wirtschaftliches, innovatives Konzept realisiert, während beim Neubau im Takt-schiebepfeifenverfahren auf Grundlage der Entwurfsplanung sowohl beim Überbau als auch bei den Unterbauten durch eine enge Abstimmung zwischen allen Projektbeteiligten konstruktiv und statisch deutliche Optimierungen möglich wurden. Die Nutzung der Bestands Pfeiler als Hilfsstützen für das Einschieben des neuen Überbaus hat sich bewährt und kann aufgrund ihrer wirtschaftlichen Vorteile empfohlen werden, bedarf jedoch einer sehr detaillierten Betrachtung bereits in der Entwurfsplanung.

Der Projekterfolg beruhte maßgeblich auf der engen und lösungsorientierten Zusammenarbeit zwischen der Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG, den Ausführungsplanern Büchting + Streit AG (Neubau) sowie MKP GmbH (Rückbau), dem Prüferingenieur Dr. Tranel und dem Bauherrn, Die Autobahn GmbH des Bundes, Außenstelle Oldenburg. Mit der neuen, bis März 2029 fertigzustellenden Huntebrücke im Zuge der BAB 29 entsteht ein modernes und optisch ansprechendes Bauwerk. Für die gute Zusammenarbeit sei an dieser Stelle allen Beteiligten herzlich gedankt.

Autoren:
Dr.-Ing. Nicholas Schramm
 Büchting + Streit AG, München
Dr.-Ing. Gregor Schacht
 Johannes Diers M.Sc.
 MKP GmbH, Dresden und Hannover
Dipl.-Ing. (FH) Peter Wagner
 Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG,
 Aschaffenburg

Bauherr
 Die Autobahn GmbH des Bundes, Niederlassung
 Nordwest, Außenstelle Oldenburg

Entwurfsplanung
 Ingenieurgemeinschaft:
 WTM Engineers GmbH, München
 GRBV Ingenieure im Bauwesen GmbH & Co. KG,
 Hannover
 Meyer + Schubart Partnerschaft
 Beratender Ingenieure VBI mbB, Wunstorf

Tragwerksplanung
 Büchting + Streit AG, München (Neubau)
 MKP GmbH, Hannover (Rückbau)

Prüferingenieur
 Dr.-Ing. Günter Tranel, Oldenburg

Bauüberwachung
 Ingenieurgemeinschaft:
 GRBV Ingenieure im Bauwesen GmbH & Co. KG,
 Hannover
 eberhardt – die ingenieure GmbH, Tecklenburg
 Lindschulte Ingenieurgesellschaft mbH, Nordhorn

Baubausführung
 Arbeitsgemeinschaft:
 Adam Hörnig Baugesellschaft mbH & Co. KG,
 Aschaffenburg
 Matthäi Bauunternehmen GmbH & Co. KG, Westerstede
 Fritz Spieker GmbH & Co. KG, Oldenburg



B+S

© Elfimages

KONSTRUKTIVER INGENIEURBAU | BRÜCKENBAU | TUNNELBAU | HOCHBAU

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

www.buechting-streit.de

Im Bild: Talbrücke Onsbach A45.

Büchting + Streit AG | Innovativer Ingenieurdienstleister seit über 60 Jahren.

Herausforderungen in der Planung und Ausführung Abbruch und Ersatzneubau der Talbrücke Sechshelden

■ ■ ■ von Bernard von Radowitz, Hans-Peter Doser

Die Talbrücke Sechshelden ist eine von insgesamt 60 Brücken zwischen Dortmund und Gießen entlang der A 45, die durch Neubauten ersetzt werden. Die aus Spannbeton bestehenden Teilbauwerke werden einschließlich der Pfeiler und Widerlager vollständig abgebrochen und ebenfalls in Spannbeton neu errichtet. In der ersten Bauphase wird das Teilbauwerk in Fahrtrichtung Hanau abgebrochen und neu hergestellt, in der zweiten Bauphase erfolgen Abbruch und Neubau des Teilbauwerks in Fahrtrichtung Dortmund. Der Beitrag erläutert den aktuellen Stand der Planung und Ausführung inklusive Lösungen für Logistik, Abbruch, Gründung und Neubau.

1 Projektüberblick

Die Talbrücke Sechshelden befindet sich auf der Autobahn A 45 im Bereich der Anschlussstelle Dillenburg. Aufgrund der stark gestiegenen Verkehrsbelastungen und des hohen Schwerverkehrsanteils muss sie durch einen Neubau ersetzt werden.

Sie überführt mit 20 Feldern (Überbau Nord) bzw. 19 Feldern (Überbau Süd) die A 45 zwischen Dortmund und Gießen über ein ca. 750 m langes Tal. Das Bestandsbauwerk windet sich S-förmig durch das Tal und besteht ebenfalls aus zwei getrennten Teilbauwerken mit Einzellängen von 908 m (Süd) und 940 m (Nord). Das längste Überbaufeld weist eine Länge von 72,60 m und Regelfelder von 47,65 m Länge auf. Der Querschnitt des Bestandsbauwerks besteht aus zwei-stegigen Plattenbalken mit Längs- und beschränkter Quervorspannung ohne Querträger. Die Pfeilerhöhen der Rundstützen betragen zwischen 13,00 m und 22,60 m und sind allesamt flachgegründet.

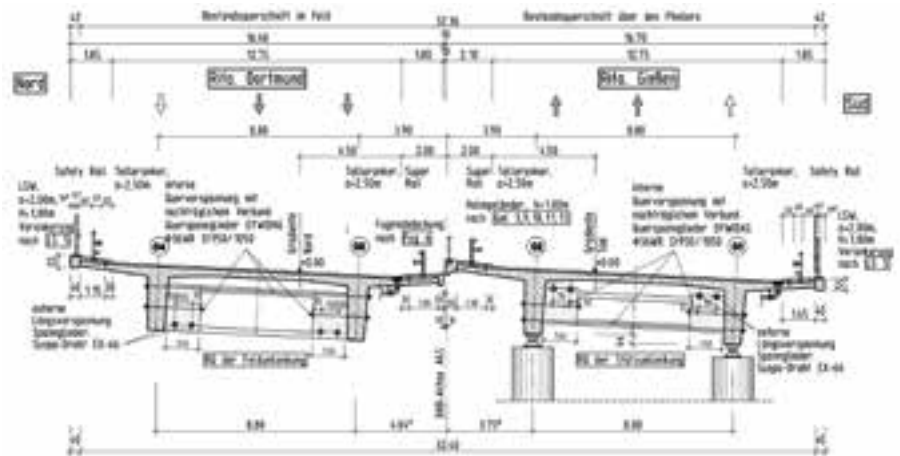
Das Bestandsbauwerk wurde durch aufwendige Verstärkungsmaßnahmen ertüchtigt. Bis zur Außerbetriebnahme der Teilbauwerke werden die Koppelfugen der Längsvorspannung mit Hilfe eines Monitorings überwacht.

Die Umgebung der Brücke ist geprägt durch unmittelbar angrenzende Wohngebiete und andere Bebauung. Mit dem Bauwerk werden zahlreiche Verkehrswege wie die elektrifizierte DB-Strecke Gießen–Köln, die Bundesstraße B 277 und diverse Ortsstraßen sowie das Fließgewässer Dill stark schiefwinklig gekreuzt.

Der Überbauquerschnitt der beiden getrennten Ersatzneubauten wird als einzelner Spannbetonhohlkasten in Mischbauweise ausgeführt. Der Hohlkasten wird unterhalb der Fahrbahnplatte mit einer Breite von ca. 10,20 m und einer Verjüngung nach unten auf 8,50 m hergestellt.

Die Längen der Kragarme variieren je nach Querneigung. Die jeweils in den Autobahnachsen gemessenen Einzelstützweiten von 59 m + 56 m + 8 × 54,50 m + 72 m + 3 × 83 m + 65 m (Teilbauwerk Nord) und 63 m + 68 m + 9 × 54,50 m + 62,50 m + 84 m + 83 m + 65 m (Teilbauwerk Süd) ergeben eine Gesamtlänge von 937 m (Teilbauwerk Nord) bzw. 916 m (Teilbauwerk Süd).

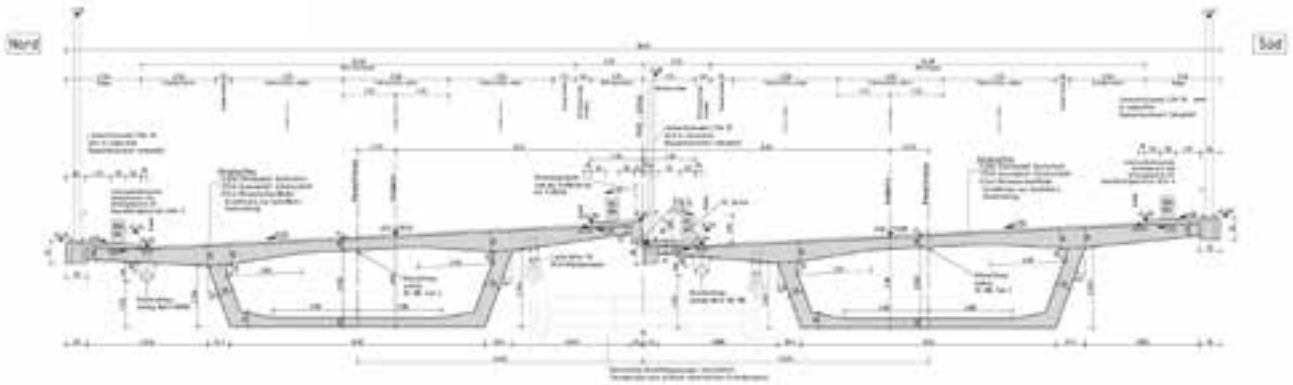
Die Konstruktionshöhe des Überbaus beträgt in den Regelfeldern 3 m. Über den Pfeilerachsen beidseitig des »Dillfelds« sowie über den angrenzenden Pfeilerachsen ist der Überbau auf 6 m angevoutet. Die Breite zwischen den Geländern beträgt 37,50 m im Regel- und 39,75 m im Aufweitungsbereich.



1 Querschnitt des Bestandsbauwerks
© Die Autobahn GmbH des Bundes



2 Erscheinungsbild des Bestandsbauwerks
© Die Autobahn GmbH des Bundes



3 Querschnitt des Neubaus
© Implenia Civil Engineering GmbH

2 Abbruchverfahren Teilbauwerk Süd
2.1 Bundesstraßenfeld

Das erste Feld des Bestandüberbaus überquert die vorhandene Bundesstraße B 277. Demzufolge war eine Vollsperrung für den Abbruch erforderlich, die über ein Wochenende eingerichtet wurde. Aufgrund der Lage der bestehenden Koppelfuge über der B 277 musste der Trennschnitt am Pfeiler vorgesehen werden. Das zweite Überbaufeld war daher zunächst durch eine Rüstung zu unterstützen. Diese wiederum wurde am Bestandspfeiler mittels Steckträger aufgelagert. Der Steckträger wurde zuvor durch eine mit Kernbohrungen hergestellte Aussparung durch den Bestandspfeiler geführt. Das erste Überbaufeld konnte dementsprechend bis zum Pfeiler abgebrochen werden.

Zum Abbruchzeitpunkt war der Überbau bereits geleichtert und die externe Vorspannung der Bauwerksverstärkung ausgebaut worden. Da der Überbau auch quervorgespannt war, konnte die Fahrbahnplatte nur rückschreitend mit einem Abbruchbagger von oben zurückgebaut werden. Die Stege des Bestandsquerschnitts wurden dabei inklusive Vorspannung so lange wie möglich erhalten. Sie wurden im zweiten Schritt ebenfalls mit Abbruchbagger von der Bundesstraße aus von oben nach unten abgebrochen, so dass sich die Stege infolge der schrittweisen Durchtrennung der Spannglieder allmählich durchbogen, bis sie auf der Bundesstraße vollständig zerkleinert und abtransportiert werden konnten.



4 Steckträgerauflagerung am Bestandspfeiler
© Implenia Civil Engineering GmbH



5 6 Abbruch des Bundesstraßenfelds
© Implenia Civil Engineering GmbH





7 Abbruch mittels Vorschubrüstung
© Implenja Civil Engineering GmbH

2.2 Regelfelder

Zum Abbruch der getrennten Überbauten im Regelbereich kommt eine Vorschubrüstung aus jeweils zwei untenlaufenden Fachwerkbindern zum Einsatz, die an den eingerüsteten Bestands Pfeilern mit seitlichen Konsolen aufgelagert werden. Die Lastabtragung erfolgt durch die Stützentürme auf die flachgegründeten Bestandsfundamente.

Auf den Hauptträgern sind Schalungsquerträger zur Unterstützung des Abbruchbodens angeordnet. Abgebrochenes Material wird durch eine separate Abbruchwanne auf den Abbruchboden geleitet. Die 12 m lange Abbruchwanne wird über Kranbahnträger mit fortschreitendem Abbruch nachgeführt. Sie dient zur sicheren und lärm- bzw. staubreduzierten Aufnahme des Abbruchmaterials. Die Montage der Vorschubrüstung unter dem Bestandsüberbau erfolgte unter beengten Platzverhältnissen zwischen Dill-Gewässer und einem Steilhang an der unmittelbar angrenzenden Bundesstraße



8 Montage der Vorschubrüstung
© Implenja Civil Engineering GmbH

B 277. Die einzelnen Hauptträgerschüsse wurden dafür zunächst über das Gewässer unter Nutzung der bereits am Boden teilmontierten Fachwerkbinder verschoben. Im Anschluss wurden die einzelnen Schüsse von SPMT-Modulfahrzeugen zur eigentlichen Montagestelle verfahren.

Abschließend wurden die als Übertragung genutzten Fachwerkbinder mittels Kran und SPMT ebenfalls in die Endmontageposition verbracht. Für das Einheben der Hauptträgerschüsse inklusive des vormontierten Schalbodens wurden Hubtürme angeordnet. Von den Hubtürmen konnten HL-1000-Träger mit Verschubbahnen bis auf den Bestandsüberbau überbrückt werden. Dort mussten die Lasten verteilt und oberhalb der Bestandsstege eingeleitet werden. Mit Hilfe der Hubtechnik und der Verschubmöglichkeit über liegende HEB-1000-Träger wurden die einzelnen Hauptträgerschüsse in Position auf den Konsolen der Pfeilereinrüstungen abgesetzt. Als letztes Teilstück wurde die Abbruchwanne auf der montierten Vorschubrüstung installiert. Die auf diesem Weg montierte Vorschubrüstung wurde als Erstes zur Unterstützung des ersten Überbaufelds zwischen Pfeiler und Koppelfuge eingesetzt.



9 10 Hubgerüst für die Montage der Vorschubrüstung
© Implenja Civil Engineering GmbH



Nach Abschluss der beschriebenen Abbrucharbeiten am ersten Regelfeld wurde zunächst die mitverschobene Abbruchwanne am Bestandsüberbau hochgehängt und somit von der Vorschubrüstung gelöst. Zum Verschieb in die jeweils nächste Abbruchposition wurden dann die Schalungsquerträger geöffnet und mit hydraulischen Zylindern querverschoben. Ebenso mussten die Hauptträger seitlich auf den Konsolen der Pfeilereinrüstung mit Hilfe der Hydraulik nach außen verschoben werden, damit der Schalboden an den Bestandspfeilern vorbeigeführt werden konnte. Der Längsverschiebung der Vorschubgerüströhren erfolgte auf glatten und gefetteten Gleitlagerplatten. Zum Verschieben der Röhren war in Untergurthöhe der VSG-Röhren ein durchgehendes Verschiebegestänge montiert worden. Der Vortrieb erfolgte in Hüben von ca. 60 cm. Nach Erreichen der Abbruchposition wurde der erneute Querverschiebung der Hauptträger und das Schließen der Schalungsquerträger durchgeführt. Für das Anpressen an die Unterkante des Überbaus wurden Abstandhalter eingebaut, über die durch Ausfahren der hydraulischen Pressen an den Pfeilereinrüstungen die Anpresskraft übertragen werden konnte. Nach dem Anpressen erfolgte der Trennschnitt vor der jeweiligen Koppelfuge des Bestandsüberbaus.

Das Brückenfeld zur Überspannung des Dill-Gewässers musste außerdem durch Traglasttürme unterstützt werden. Zur Abfangung der Lasten aus dem Traggerüst wurden vorgespannte Betonfertigteilebinder verwendet, die wiederum die Lasten beidseitig des Gewässers über Bohrpfahlgründungen abgeben konnten.

2.3 Bahnendfeld

Nach Rückbau der Regelfelder mussten die letzten beiden Felder über bzw. unmittelbar neben der DB-Strecke abgebrochen werden. Parallel zum Abbau der Vorschubrüstung wurden dafür die Bahnfelder durch ein separates Traggerüst unterstützt. Auf diesem Traggerüst konnten Verschiebeträger angeordnet werden. Für den Abbruch des Bahnfelds wurde eine DB-Sperrpause eingerichtet, in der der querverlaufende Trennschnitt des Überbaus direkt über der Gleisanlage erfolgte. Dann wurde innerhalb der 55-h-Sperrung der östliche Bestandsüberbau bis außerhalb des Gleisbereichs in Längsrichtung verschoben. Für den Verschiebung kamen Querträger zur Auflagerung des Überbaus zum Einsatz, die durch



11 Abbruch: Vorschubrüstung im Einsatz
© Implenia Civil Engineering GmbH

Litzen und horizontal ausgerichtete Hubpressen schrittweise verschoben werden konnten. Für die Verstärkung des Überbaus wurden auf der Oberseite in Achse der Stege Stahlträger aufgedübelt, so dass sich der Überbau auch frei auskragend verschieben ließ. Da sich der durchtrennte Überbau außerhalb des Bahnbereichs befand, konnte er unabhängig von DB-Sperrpausen in Gänge abgebrochen werden.

Dazu wurde er weiter schrittweise längsverschoben und auf der freiwerdenden Seite konventionell zurückgebaut. Analog zum Verschiebung und Abbruch des östlichen Teils wurde auch der westliche Teil des Überbaus verschoben. Dieser wiederum konnte dann hinter dem Bestandswiderlager abgebrochen werden.



12 Verschiebung des Bahnfelds
© Implenia Civil Engineering GmbH



13 Abbruch des Bahnfelds mit Baggern
© Implenia Civil Engineering GmbH



14 15 *Abbruch der Bestands Pfeiler*
© Implenia Civil Engineering GmbH

2.4 Unterbauten

Nach Rückbau des Überbaus folgte schrittweise der Abbruch der Unterbauten, wobei jener der Widerlager konventionell durchgeführt wurde. Die runden Bestands Pfeiler wurden zunächst durchtrennt und horizontal abgelegt. Der Rückbau erfolgte dabei in zwei Schritten. Zum Anheben und Ablegen der Pfeilerteile wurde eine Steckwelle durch eine zuvor hergestellte Kernbohrung geführt. Infolge der Anordnung der Durchörterung oberhalb des Schwerpunkts war ein sicheres Anheben und Ablegen der Pfeilerteile gewährleistet. Im Anschluss konnten die Pfeiler am Boden zusammen mit den flachgegründeten Bestandsfundamenten konventionell abgebrochen werden.

3 Neubauverfahren Teilbauwerk Süd

3.1 Gründungen

Die ersten Pfeilerachsen im Bereich des vorhandenen Steilhangs und beidseits des Dill-Gewässers konnten aufgrund des direkt anstehenden Felses flachgegründet werden. Für die Arbeiten am Steilhang war dazu ein Einschnitt erforderlich. Zur hangseitigen Sicherung dieser Baugrube wurde zuvor vom Straßenniveau der B 277 aus eine aufgelöste Bohrpfeilwand mit Rückverankerung errichtet. Der Aushub des Baugrubeneinschnitts wurde dann seitlich mit Spritzbeton und Vernagelung hergestellt. Die Baugruben für die Flachfundamente wurden mittels Spundwänden und offener Wasserhaltung realisiert. Der weitere Bauablauf wurde so getaktet, dass die Gründung der Neubaupfeiler mit Bohrpfeilwänden (d = 150 cm) unmittelbar im Nachgang zu den Abbrucharbeiten der Pfeiler und Fundamente erfolgte.

Für die Bohrpfeilarbeiten kam ein Drehbohrgerät LB 44 zum Einsatz, die Bohrpfeile wurden dabei vollverroht mit Wasserauflast hergestellt. Maßgebend für die Tiefe der Bohrarbeiten war zum einen das Erreichen des tragfähigen Untergrunds mit ausreichender Einbindung und zum anderen eine maximale Absetztiefendifferenz der jeweiligen Bohrpfeile einer Pfahlgruppe. Für das Vorgehen wurde eine gesonderte Arbeitsanweisung befolgt und die Bohrarbeiten wurden fortlaufend durch den bauherrenseitigen Bodengutachter begleitet.

3.2 Pfeiler und Widerlager

Nach Fertigstellung der achsweisen Pfahlkopfplatten werden die einzelnen Pfeilerabschnitte realisiert. Die Pfeilerdicke beträgt konstant 2,40 m. An den schmalen Stirnseiten weist die Pfeilergeometrie eine konstante Rundung mit vertikal verlaufenden Nuten auf.

Dadurch ergibt sich am Fuß eine Breite von 6,00 m und im oberen Bereich eine Aufweitung von 6,00 m auf 8,50 m. Der erste Pfeilerabschnitt hat eine variable Höhe von 0,64–5,75 m. Die einzelnen Regelhöhen der weiteren Kletterabschnitte betragen 5,00 m. Für die abschnittsweise Pfeilerherstellung kommt eine krangeführte Kletterschalung zum Einsatz. Die Schalung der einzelnen Abschnitte wird dabei auf am bereits hergestellten Abschnitt verankerten Gerüstkonsolen aufgesetzt. Die kelchförmige Geometrie der Stirnseiten wurde durch Formholzkästen abgebildet. Die Pfeilerköpfe wiederum benötigen einen separaten Schalsatz, da die Geometrie vertikal gerade mit einer Höhe von 8,30 m und damit abweichend von den restlichen Pfeilerabschnitten auszubilden ist. Die Widerlager konnten mit konventioneller bodengestützter Schalung hergestellt werden.



16 *Herstellung der Großbohrpfähle*
© Implenia Civil Engineering GmbH



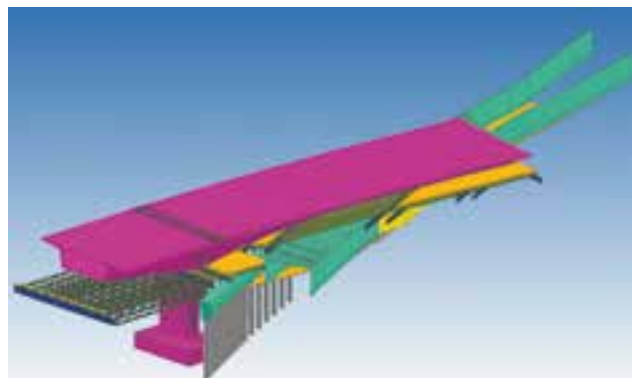
17 18 Herstellung der Pfeiler mit Schalung
© Implenla Civil Engineering GmbH

3.3 Bundesstraßenfeld

Das erste Überbau­feld befindet sich unmittelbar oberhalb der Bundesstraße B 277. Demzufolge wurden als Sicherheitsmaßnahme Vollsperrungen zur Errichtung des Traggerüsts und zur Betonage des Trogs bzw. der Fahr­bahnplatte genehmigt. Die Traglasttürme wurden zunächst beidseitig der Bundesstraße errichtet. Im Anschluss konnten die Traggerüst­träger bis zum Fahr­bahn­bereich vormontiert werden. Am neu errichteten Pfeiler wurden zudem Ein­rüstungen auf­gestellt. Erst zum Schließen der über die B 277 spannenden Traggerüst­träger musste die Straße gesperrt werden. Nach Freigabe der Bundesstraße wurde die Einhaltung der Höhenbegrenzung durch ein permanentes Höhenkontrollsystem überwacht. Am Widerlager wurde eine Längsfesthaltung des ersten Überbau­felds durch Festsetzung der Längsführung realisiert, da die Lagerung am Widerlager längsbeweglich auszubilden ist. Nach Komplettierung des Traggerüsts konnten der Schalboden und das seitliche Schalungsgespärre auf­gesetzt werden. Insbesondere die Andienung unter be­grenzter Flächenverfügbarkeit erforderte eine detaillierte Logistikplanung. Zusätzlich stellte die Geometrie des Überbau­felds eine besondere Herausforderung dar. So musste der Schalboden durch Form­holz­kisten der gevouteten Unterseite des Überbaus angeglichen werden. Zusätzlich waren die Gespärrelemente entsprechend der bogenförmigen Bauwerks­gradienten auszubilden. Die erste Betonage des 86,67 m langen Überbau­felds umfasste zunächst den Trog in Form der Bodenplatte und der Stege.

In der Bodenplatte wurden die Lisenen inklusive der Hüll­rohre für die Spann­glieder bereits mitbetoniert. Mit Fertigstellung des Trogs konnte die Schalungskonstruktion für die Betonage der Fahr­bahn­platte vervollständigt werden.

Innenliegend wurde ein Deckenschalwagen mit seitlichen Konsolen an den Stegen vorgesehen. Die Krag­armschalung war mit Unter­stützung bis auf das Traggerüst aufzubringen. Für die Herstellung der Fahr­bahn­platte und des zuvor realisierten Trogabschnitts wurden jeweils ca. 750 m³ Beton verbaut.



19 Modell des Traggerüsts im Bundesstraßenfeld
© Implenla Civil Engineering GmbH



20 Betonage des ersten Bauabschnitts
© Implenla Civil Engineering GmbH

3.4 Regelfelder

Für die Herstellung der Regelfelder kommt eine Vorschubrüstung zum Einsatz. Diese wird zum Großteil im zweiten Bauabschnitt so weit wie möglich vormontiert und mit Schalungselementen bestückt. Die Rüstung wird dann abschnittsweise am auskragenden Teil des zuvor hergestellten Betonierabschnitts durch eine Aufhängekonstruktion aufgelagert und die Schalung somit am Übergang angepresst.

Zur Montage bzw. Vervollständigung der Vorschubrüstung muss dafür im zweiten Bauabschnitt zunächst das bodengestützte Traggerüst des vorherigen Bauabschnitts ausgebaut werden. Im Anschluss wird die Aufhängekonstruktion bzw. der Nachläufer der Vorschubrüstung montiert.

Zur Überbrückung des Neubaufelds im Bereich des Dill-Gewässers wurden erneut Traglasttürme auf der zuvor hergestellten Querung aus Betonfertigteilbindern verwendet.

3.5 Bahnfeld

Der ursprüngliche Bauablauf sah vor, dass das Überbaufeld über der DB-Strecke als Letztes hergestellt wird. Dementsprechend musste der gesamte Bauablauf an die bereits weit im Vorfeld zu beantragende Sperrpause ausgerichtet werden und stellte somit einen maßgeblichen Zwangspunkt dar. Um diese Abhängigkeit aufzulösen, wurde das Bahnfeld von der restlichen Herstellreihenfolge des Überbaus, beginnend am Widerlager Hanau, entkoppelt. Diese Möglichkeit hat der Bauentwurf dadurch geboten, dass keine klassischen Koppelfugen der Spannglieder gewählt wurden. Stattdessen sieht das Konzept vor, dass die im Feldbereich der Bodenplatte angeordneten

Spannglieder über die Fuge hinauslaufen bzw. an dieser gespannt werden. Die ausschließlich im Stützbereich vorgesehenen Spannglieder der Fahrbahnplatte werden ebenfalls nicht gekoppelt und an den Fugen ausschließlich gespannt. Dadurch handelt es sich um Arbeitsfugen zwischen den einzelnen Betonierabschnitten des Überbaus. Die Arbeitsfuge im Bahnfeld wurde dementsprechend auf die gegenüberliegende Stützensseite versetzt, so dass sich das Bahnfeld unabhängig von den Regelfeldern herstellen ließ. Das letzte Überbaufeld wird somit zwischen zwei auskragenden Abschnitten als Letztes über ein eingehängtes Traggerüst realisiert. Der Aufbau des separaten Traggerüsts für das Bahnfeld kann infolgedessen in den von der DB zur Verfügung gestellten Sperrungen der Gleisanlagen ausgeführt werden.

4 Besonderheiten der Planung

4.1 Abbruch Bahnfeld

Wie in Kapitel 2.3 beschrieben, wurde das Bahnfeld für den Abbruch in einer Sperrpause aufgetrennt und auf einem bodengestützten Traggerüst ausgeschoben. Dafür musste der Überbau entsprechend nachgerechnet und verstärkt werden. Die Randbedingungen des Bauwerks führten zu einigen Herausforderungen für diese Planung und Ausführung. Zunächst ist die Schiefe der Kreuzungswinkel zu nennen. Die DB-Strecke kreuzt die A 45 unter 52 gon, so dass die Traggerüststützen für den Rückbau nicht rechtwinklig zur Bauwerksachse angeordnet werden konnten. Der Trennschnitt musste damit dem Kreuzungswinkel der Verkehrsachsen folgen. Es entstanden nach dem Trennschnitt unterschiedlich lange Kragarme der Längsträger, die entsprechend statisch differenziert betrachtet werden mussten.



21 *Neubau mit Vorschubrüstung*
© Implenia Civil Engineering GmbH



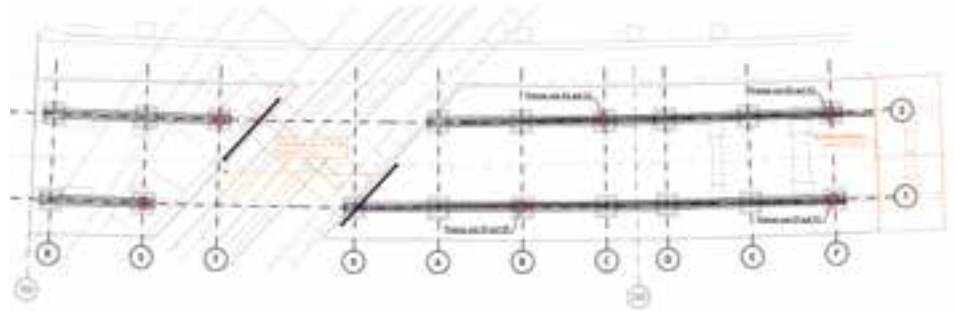
22 *Auflager für die Dillquerung*
© Implenia Civil Engineering GmbH



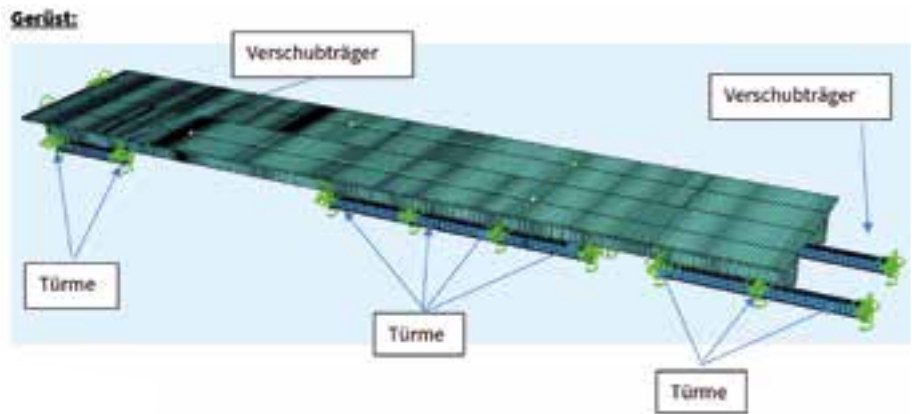
23 *Schutzgerüst über der DB-Strecke*
© Implenia Civil Engineering GmbH

Die quervorgespannte Fahrbahnplatte wurde ebenfalls schiefwinklig geschnitten. Im Kragarmbereich ergab sich damit ein dreieckförmiger Bereich, der durch den Entfall der Quervorspannung gesondert zu sichern war.

Die Trennschnitte verlaufen infolge der Schiefe außerhalb der Koppelfugen. Für die Wirkung der Vorspannung nach dem Durchtrennen mussten Grenzbetrachtungen unter voller Vorspannung und Ausfall der Vorspannung durchgeführt werden. Die Verpressqualität der Spannglieder war zum Planungszeitpunkt nicht bekannt. Diese Grenzwertbetrachtung hat erhebliche Auswirkungen auf die Planung der Verstärkung und auch des Traggerüsts. Zunächst waren die verbleibenden auskragenden Längsträger nach dem Durchtrennen nicht standsicher. Sie befanden sich im Feldbereich des Endfelds und sind demzufolge für Kragarmschnittgrößen nicht konstruiert. Die Verstärkung musste aufgrund der stark eingeschränkten Zugänglichkeit des Überbaus im Bahnbereich oberseitig angebracht werden. Im vorliegenden Fall konnten entsprechende Stahlprofile zur Sicherung der Kragarme aufgedübelt werden. Die Abfolge der Schnittführung war explizit rechnerisch zu betrachten.



24 Darstellung des Traggerüsts für den Vershub des Bahnfelds
© Implen Civil Engineering GmbH



25 Modell: Traggerüst für den Vershub des Bahnfelds
© Implen Civil Engineering GmbH

Wir können Gerüstbau, Hebeteknik, Maschinenbau und Stahlbau.

www.teupe.de



1951 - 2026
75
JAHRE

Duisburg-Moers Cölvebrücke

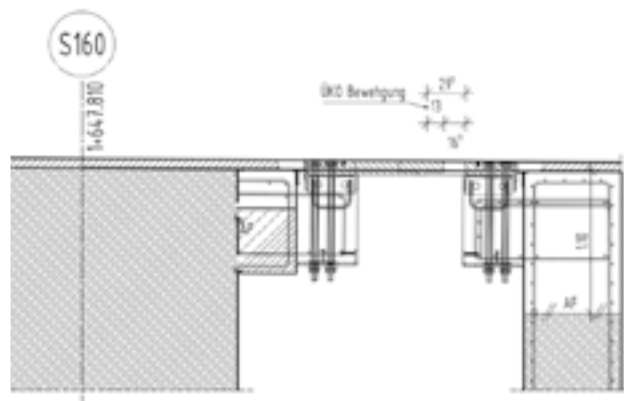
Teupe. Kann nicht jeder.



Mit dem Durchtrennen setzt sich der Überbau auf das Traggerüst ab. Abhängig von der Wirksamkeit der Spannglieder und der Schnittreihenfolge entstehen deutlich unterschiedliche Verformungen und damit Belastungen für die Verstärkungs- und Unterstützungskonstruktionen. Die unterschiedlichen Verformungszustände des durchtrennten Überbaus dominieren auch die Ermittlung der Andruckkräfte und -zeitpunkte für das Anheben des Überbaus für den Lagerausbau. Die Reihenfolge dieser Arbeiten kann weitere Zwangsschnittgrößen im Überbau erzeugen, die entsprechend berücksichtigt werden müssen. Das Zusammenspiel aus Überbausteifigkeit bzw. -tragfähigkeit und Steifigkeit des Traggerüsts führte zu einer iterativen Bemessung des Ausschubs des Bahnfelds.

4.2 Sensitivitätsanalyse Gründung

Die Baugrundverhältnisse im Bauwerksbereich erlauben ein Abtragen der Bauwerklasten über den vorhandenen Fels. Der tragfähige Horizont steht allerdings in unterschiedlichen Tiefen an, was aufgrund der Gesamtlänge des Bauwerks von ca. 1 km nachvollziehbar ist. Nach Osten hin steht der Fels recht oberflächennah an, so dass die Unterbauten der Achsen 130–160 flachgegründet werden können. Alle weiteren Unterbauachsen werden mittels Großbohrpfählen tiefgegründet. Die Höhenlage des Felshorizonts variiert allerdings teilweise erheblich, sogar um mehrere Meter innerhalb einer Gründungsachse. Die Gründungssysteme aus Pfeiler, Pfahlkopfplatten und Großbohrpfählen reagieren rechnerisch teilweise empfindlich auf stark unterschiedlich hohe Felshorizonte innerhalb einer Pfeilergruppe. Dies betrifft sowohl die beiden Festpfeilerachsen in Achse 90 und 100 als auch die weiteren Pfahlssysteme. Aufgrund der extremen Schichtenverläufe im Untergrund konnte im Vorfeld keine genaue Aussage über die Einbindetiefe einzelner Pfähle getroffen werden. Daher wurden vom Baugrundgutachter mögliche Bandbreiten des tragfähigen Felshorizonts benannt, für die dann alle Pfahlgründungen berechnet werden mussten. Die aus den Untersuchungen maßgebende Bewehrung wurde entsprechend in den Pfählen angeordnet. Da der Felshorizont in situ auch deutlich höher anstehen konnte und die Bohrarbeiten im teilweise sehr harten Fels vor Ort sehr aufwändig sind, wurden in Abstimmung mit dem Baugrundgutachter entsprechende Abbruchkriterien für die Bohrarbeiten erarbeitet.



26 Darstellung der Übergangskonstruktion © Implenia Civil Engineering GmbH

4.3 Temporäre Festhaltung Überbau

Die Längsfesthaltungen des Bauwerks befinden sich im Endzustand auf den Pfeilern der Achsen 90 und 100 und damit in etwa in der Mitte des Überbaus. Aufgrund der oben beschriebenen Bauereihenfolge werden temporäre Längsfesthaltungen erforderlich. Üblicherweise kann die temporäre Festhaltung am Widerlager appliziert und mit der Herstellung des Überbauabschnitts über dem längsfesten Lager entsprechend gelöst werden. Aufgrund der großen Überbaulänge und der hohen Anzahl von längsverschieblichen Lagern würden sich die Reaktionskräfte aus Lagerreibung allerdings auf über 6 MN aufsummieren. Diese Kräfte sind kaum beherrschbar, so dass die temporäre Längsfesthaltung sukzessive umgebaut wird: Ab dem ersten Bauabschnitt wird das Lager der Achse 160 (Widerlager) längs festgestellt. Mit der Herstellung des dritten Bauabschnitts wird das Lager in Achse 130 festgesetzt und in Achse 160 gelöst. Im sechsten Bauabschnitt wird Achse 100 erreicht. Das hier verbaute, für den Endzustand längsfeste Lager bleibt zunächst gelöst, um weitere Zwangsbeanspruchungen zu reduzieren. Erst mit Erreichen der Achse 90 wird die Achse 100 ebenfalls fest- und das Lager in Achse 130 freigesetzt.

4.4 Spanngliedführung

Der Überbauquerschnitt des Hohlkastens wird mit internen und externen Spanngliedern vorgespannt. Die internen Spannglieder im nachträglichen Verbund verlaufen dabei entsprechend dem Momentenverlauf in der Bodenplatte ausschließlich im Feldbereich und in der Fahrbahnplatte im Stützbereich der Träger. Die Spannglieder der Bodenplatte werden über Bodenlisenen vorgespannt. Die Stützspannglieder der Fahrbahnplatte können von der Arbeitsfuge aus vorgespannt werden. Somit existieren keine durchlaufenden und insofern gekoppelten Spannglieder im Überbau. Dieser weist also lediglich Arbeitsfugen, aber keine Koppelfugen auf und ermöglicht

den in Kapitel 3.5 beschriebenen Bauablauf. Die externen Spannglieder im Inneren des Hohlkastens werden polygonal vom Feld- zum Stützbereich umgelenkt. Die Kopplungen der Spannkkräfte werden über Ankerblöcke umgesetzt, an denen von beiden Seiten ankommende Spannglieder verankert werden. Im den Randbereichen werden zwölf zusätzliche externe Spannglieder angeordnet, in den Regelfeldern wird ihre Anzahl auf acht reduziert, wodurch an insgesamt vier Spann- und Umlenkblöcken je zwei externe Spannglieder nicht kurzgeschlossen werden können. Das Längssystem ist durch eine hohe Anzahl von Regelfeldern mit Stützweiten von 54,50 m geprägt. Hier sind die Stützbereiche relativ dicht mit Spanngliedern belegt, während in der Bodenplatte eine moderate Spanngliedanzahl erforderlich ist. Zu den beiden Widerlagern hin weist das System jedoch relevante Stützweitenunterschiede auf: Von Feld 11 in Richtung Widerlager Hanau betragen die Stützweiten 54,50 m + 62,50 m + 84,00 m + 83,00 m + 65,00 m. In diesen Feldern ist der Querschnitt im Stützbereich gevoutet, so dass hier die erforderlichen Spannkkräfte moderat bleiben. Herausfordernd sind indessen die Lisenenkonstruktionen der Bodenplatten, die sich im Rundungsbereich der Bodenplatte befinden. In Richtung Widerlager Dortmund betragen die Stützweiten der ersten drei Felder 63,00 m + 68,00 m + 54,50 m. Diese Erhöhung der Endfeldlängen ist im Durchlaufträgersystem statisch sehr ungünstig. Zudem ist hier keine Querschnittsvoutung vorgesehen. Weiterhin ist der Fahrbahnquerschnitt in Feld 1 durch eine Einfädellungsspur auf 15,75 m aufgeweitet: eine Verbreiterung um 1,25 m, die im Überbauquerschnitt nur durch erhöhte Kragarm-längen aufgenommen wird. Beide Effekte führen zu einer äußerst dichten Anordnung von Längsspanngliedern in der Fahrbahnplatte und auch im Stützbereich mit den entsprechend deutlich erhöhten Anforderungen an die Ausführung.

4.5 Fahrbahnübergangskonstruktion

Die Längsausdehnung des Überbaus führt zu entsprechend großen Fahrbahnübergangskonstruktionen (Ükos). Aus dem Abstand der Widerlager zum Bauwerksfestpunkt des Überbaus von annähernd 500 m bei gleichzeitig über 22 m hohen Pfeilern addieren sich die Dilatationen der Übergänge auf bis zu 760 mm. Diese Verformungswerte und die Lage der Ükos im Radius der Autobahn führen dazu, dass die vorhandenen Regelprüfungen die vorgesehenen Fingerübergänge nicht mehr abdecken. Die Baugröße der Ükos führt zu verschiedenen konstruktiven Herausforderungen. Zunächst muss die Verformung der Endquerträger bis zum Zeitpunkt des Einbaus der Übergänge von über 13 cm beachtet und bei der Konstruktion der Auflagerkonsolen berücksichtigt werden. Bei der Bewehrungsausbildung ist zudem zu beachten, dass eine Üko beim Einheben bereits entsprechend voreingestellt sein muss und sich dieses Maß im Nachgang auch nicht mehr anpassen lässt. Dadurch würde die Konstruktion mit der Anschlussbewehrung der Üko kollidieren.

Auf der Überbauseite muss die Anschlussbewehrung jedoch vollständig eingebaut sein, da sie im Spannkrafteinleitungsbereich der externen Spannglieder liegt. Somit ist die Üko beim Einheben über die auskragende Anschlussbewehrung zu schieben. Um selbiges zu ermöglichen, wird die rückseitige Kammerwand mit einer Arbeitsfuge versehen und die obere ca. 1,10 m mittels Schraubanschlüssen nach dem Einbau der Üko bewehrt und betoniert.

5 Zusammenfassung

Die beschriebenen Randbedingungen und örtlichen Gegebenheiten mussten bei der Bauausführung in Form des Bauablaufs bzw. der Bautechnik berücksichtigt werden. Dies erfolgte in enger Abstimmung mit dem Auftraggeber und den Projektbeteiligten. Es wurde stets das gemeinsame Ziel verfolgt, die terminlichen Zwangspunkte über Sperrpausen und die Restnutzungsdauer des Bestandsbauwerks einzuhalten, um die Gesamtfertigstellung des Ersatzneubaus beider Teilbauwerke bis 2030 nicht zu gefährden.

Die dadurch entstandenen Herausforderungen an die Planung wurden in partnerschaftlicher Zusammenarbeit zwischen der bauausführenden Firma und den beteiligten Planern gelöst.

Autoren:

Dipl.-Ing. Bernard von Radowitz
Implenia Civil Engineering GmbH,
Raunheim

Dipl.-Ing. Hans-Peter Doser
Doser Kempen Krause Ingenieure GmbH,
Aachen

Bauherr

Bundesrepublik Deutschland, vertreten durch
Die Autobahn GmbH des Bundes, Berlin

Entwurf

Leonhardt, Andrä und Partner
Beratende Ingenieure VBI AG, Stuttgart

Tragwerksplanung

Doser Kempen Krause Ingenieure GmbH, Aachen

Prüfingenieur

Dr.-Ing. Ralf Egner, Karlsruhe

Bauausführung

Implenia Civil Engineering GmbH, Raunheim
Fritz Herzog Bauunternehmung AG, Marburg



**BRÜCKENBAU, INGENIEURBAU,
SPEZIALTIEFBAU UND MEHR:
GEMEINSAM BRINGEN WIR
INFRASTRUKTUR INS ZIEL**



Talbrücke Sechshelden A45

Rader Hochbrücke A7

Elbebrücke Wittenberge A14

Konzeption und Planung in enger Partnerschaft Overfly am Autobahnkreuz Nürnberg-Ost

■ ■ ■ von Matthias Weißbach, Thomas Klähne, Markus Wagner

Im Rahmen der Kapazitätserweiterung des Autobahnkreuzes (AK) Nürnberg-Ost wurde ein Rampenbauwerk mit einer Länge von 588 m geplant. Für die Aufrechterhaltung des Verkehrs während der Herstellung, die Erhaltung der Durchlässigkeit und Sicherheit des Verkehrsknotens und mit Blick auf optionale zukünftige Ausbaumaßnahmen wurde eine in Deutschland technisch und gestalterisch außergewöhnliche Lösung für das Rampenbauwerk entwickelt und als Extradosed-Brücke realisiert. Das Bauwerk wurde im Taktkeller vormontiert, mit den Schrägkabeln ausgestattet und in sechs Takten längs eingeschoben. In diesem Beitrag werden neben der Konzeption, dem Entwurf und der Ausführungsplanung auch die Herstellung und die Montage thematisiert.



1 Extradosed-Brücke nach Fertigstellung
© Jan R. Schäfer/J1 Fotografie



2 Lage des Autobahnkreuzes Nürnberg-Ost
© Google Maps/Bung Ingenieure AG

1 Planungsaufgabe und Randbedingungen

Das AK Nürnberg-Ost verbindet als überregionaler Verkehrsknoten den Fernverkehr der Autobahnen A 9 zwischen Berlin und München und A 6 zwischen Heilbronn und Amberg (Bild 2). Im Zuge des Aus- und Umbaus des stark befahrenen Verkehrsknotens mit einem hohen Anteil an Schwerlastverkehr wurde eine zweistreifige direkte Verbindung von der A 6, aus Richtung Heilbronn kommend, für den Abbiegeverkehr auf die A 9 in Richtung Berlin erforderlich, um das AK deutlich zu entlasten und gleichzeitig die Kapazität für diesen Abbiegeverkehr zu erhöhen. Dies erforderte die Realisierung eines Rampenbauwerks als Overfly, der den Abbiegeverkehr kreuzungsfrei über das gesamte AK führt.

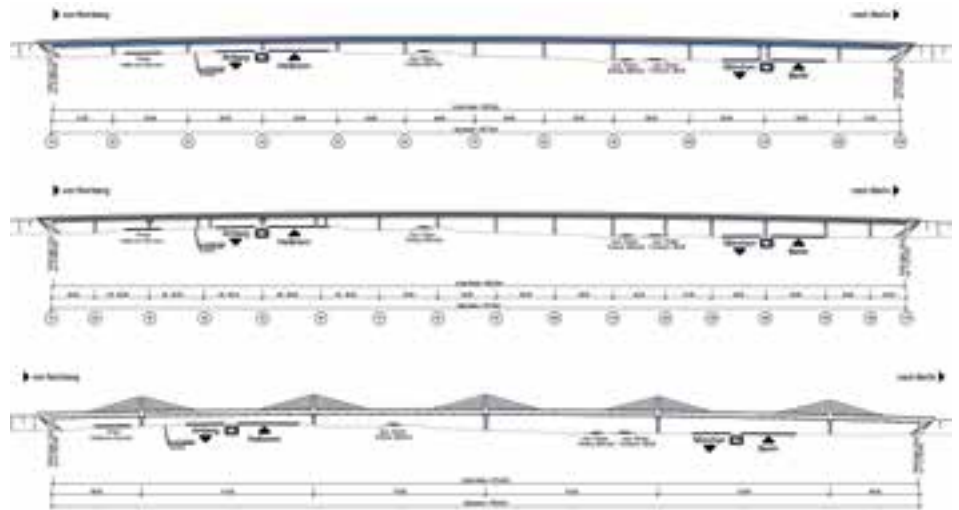
Folgende wesentliche Randbedingungen waren der Planung des Overflys zu Grunde zu legen und bei der Auswahl der Vorzugsvariante abzuwägen:

- Eingriffe in den Verkehrsraum des AK sind im Bau- wie im Endzustand zu minimieren:
 - Herstellung der Brücke unter vollem Verkehr und Aufrechterhaltung aller Fahrspuren
 - Baustelleneinrichtungsflächen, Baustraßen sowie Hilfsstützen, Gerüste im AK weitgehend reduzieren
 - geringe Anzahl von Pfeilern mit maximalem Abstand zum Fahrbahnrand im AK ist im Hinblick auf die Verkehrssicherheit und anzusetzende Anpralllasten anzustreben.

- Geometrische Randbedingungen aus der Verkehrsanlagenplanung:
 - Rampenneigung mit 3,25 % bzw. 3,00 % mit Hochpunkt in Brückenmitte
 - Grundrisskrümmung der Brücke mit einem Radius von 600 m
 - Lichtraum im Süden über der A 6 führt für Deckbrücken zu einer maximalen Konstruktionshöhe von 2,60 m.
- Geotechnische und hydrologische Randbedingungen:
 - Baugrund erfordert eine Pfahlgründung mit ≥ 8 m langen Pfählen.
 - Grundwasser steht bis Unterkante Pfahlkopfplatte nicht an.

2 Variantenuntersuchung

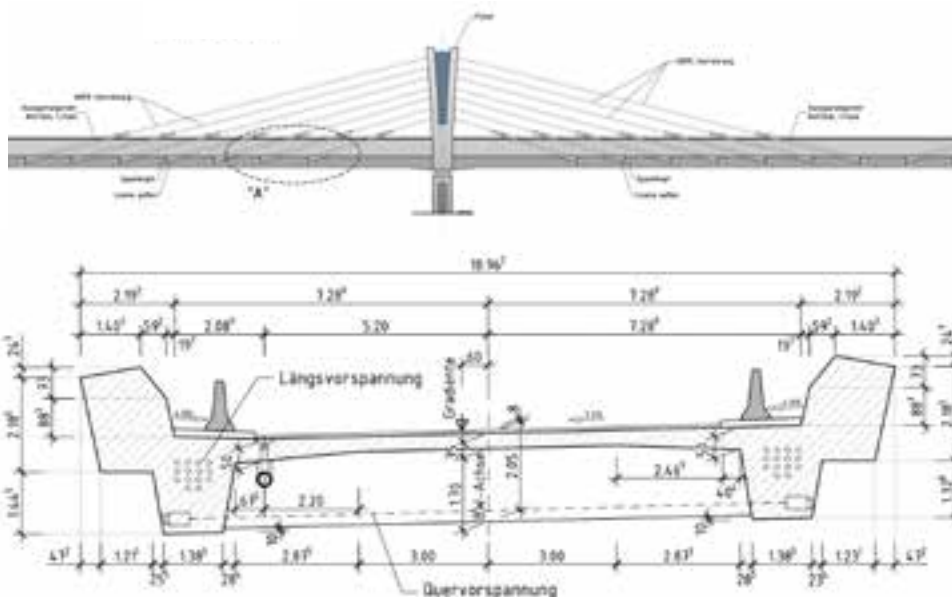
Im Rahmen der Variantenuntersuchung wurden verschiedene Brückenentwürfe hinsichtlich der Einbindung in den Autobahnknoten für den Bau- und Endzustand unter Berücksichtigung geeigneter Herstellmöglichkeiten betrachtet. Ausgangspunkt dieser Betrachtung waren in Deutschland übliche und bereits mehrfach erfolgreich umgesetzte Rampenbauwerke als klassische Durchlaufträger in Spannbeton- und Stahlverbundbauweise mit mittleren Spannweiten von 25–30 m bzw. 40–50 m (Bild 3). Sie bedingen grundsätzlich Pfeilerstandorte im Mittelstreifen der Richtungsfahrbahnen und werden mit Querschnitten als Spannbetonplattenbalken bzw. einzellige oder zweizellige Stahlhohlkästen realisiert. Ihre Herstellung auf Lehrgerüst bzw. im Taktstieben oder mit Kranmontage erfordert dabei viele Inselbaustellen für Pfeiler und zusätzliche Hilfsstützen. Dem wurde in der Vorplanung eine Variante mit oberliegendem Tragwerk gegenübergestellt, welches durch seine Pylone und eine Überspannung des Durchlaufträgers Einzelstützweiten von ca. 115 m ermöglicht. Diese Variante eines überspannten Durchlaufträgers, bestehend aus einem schlanken zweistegigen, biegesteifen Spannbetonplattenbalken, welcher über den Auflagern mittels niedriger Pylone und externen Spannmitgliedern überspannt wird, nutzt die in Deutschland wieder aufgegriffene Konstruktion der Mischbauweise und übersetzt sie in das in Frankreich und Japan mehrfach erfolgreich für Straßen- und Eisenbahnbrücken realisierte System der Extradosed-Brücke.



3 Auswahl der untersuchten Varianten in der Ansicht © Bung Ingenieure AG

Der Fahrbahnträger wird monolithisch mit den Pylonen verbunden und auf Pfeilerscheiben mittels zweier Kalottenlager gelenkig abgesetzt. Die Herstellung erfolgt als Waagebalken über dem Pfeiler beginnend im Freivorbau (Bild 4). Maßgebend für die Entscheidung des Bauherrn zu Gunsten der ausgewählten Vorzugslösung war, dass die stark verringerte Anzahl von Pfeilern im AK, insbesondere der Entfall der Pfeiler im Mittelstreifen, die Eingriffe in den Verkehrsraum im Bau- wie im Endzustand erheblich reduzieren und der vergrößerte Abstand zu den Fahrbahnrandern die Verkehrssicherheit deutlich erhöhen würde.

Eine vertiefte Untersuchung dieser Vorzugsvariante ergab, dass die Standorte der Pfeiler sich so anordnen ließen, dass die Option eines sechsstreifigen Ausbaus der A 6 und des achtstreifigen Ausbaus der A 9 bereits berücksichtigt werden konnte, was mit den untersuchten Varianten klassischer Balkenbrücken technisch und gestalterisch nicht zu realisieren gewesen wäre. Insgesamt geben der schlanke Überbau, die niedrigen, aufgelösten Pylone und die harfenartige Anordnung der Kabel dem Überflieger die notwendige Leichtigkeit und eine elegante, ruhige Erscheinung, welche dem AK einen unverwechselbaren Charakter verleiht.



4 Planungsphase: Brückenansicht und Regelquerschnitt © Bung Ingenieure AG

3 Herausforderungen
beim Bauwerksentwurf

Die weitere Bearbeitung der Vorzugsvariante, der Extradosed-Brücke in Spannbetonbauweise, führte im Rahmen der Entwurfsplanung zu den nachfolgenden Erkenntnissen.

Für die Schrägkabel, die externe Vorspannung des Überbaus, wurde das Litzenbündelsystem Dyna-Grip® mit dem Kabeltyp bis DG-P73 erforderlich. Als einziges zugelassenes Schrägkabelsystem in Deutschland war der Einsatz auf Kabelgrößen bis einschließlich DG-P61 beschränkt und im Betriebszustand erlaubt es nur eine Ausnutzung der Festigkeit mit $0,45 \sigma_{uk}$. Somit wurde für die Realisierung des Brückenentwurfs einerseits ein ZiE-Verfahren notwendig, andererseits hätte die für Schrägkabelbrücken gültige geringe Ausnutzung der Festigkeit der Litzenbündel für die Extradosed-Brücke zu einer unwirtschaftlichen Bemessung des Kabelsystems geführt.

Die Herstellung des Überbaus als Waagebalken im Freivorbau über dem unter Verkehr befindlichen AK hätte die Anordnung von Schutzgerüsten über der A 6 und der A 9 unter den Schalwagen bedingt. Die ermittelte Bauzeit für die Freivorbauherstellung erwies sich im Vergleich deutlich länger als das Taktschieben einer klassischen Balkenbrücke.

Aus diesem Grund wurde für die ausgewählte Vorzugsvariante eine alternative Ausführung des Überbaus in Stahlverbundbauweise untersucht. Dabei zeigte sich, dass das deutlich geringere Überbau-gewicht den Einsatz von Kabelgrößen DG-P43 und DG-P55 erlaubte, womit eine ZiE entfallen konnte und die niedrige Ausnutzung der Festigkeit der Litzen mit $0,45 \sigma_{uk}$ deutlich weniger ins Gewicht fiel. Die Herstellung des Überbaus im Taktschieben ermöglichte eine hohe Vorfertigung, den Entfall der Schutzgerüste und eine deutlich kürzere Bauzeit.

Vor diesem Hintergrund entschied der Bauherr, die signifikanten Vorteile der Extradosed-Brücke im Bau- und Endzustand für den Autobahnknoten mit den Vorteilen der Stahlverbundbauweise zu verknüpfen. Die Extradosed-Brücke als Stahlverbundkonstruktion wurde somit im Rahmen der Entwurfsplanung weiterverfolgt und so ausgearbeitet, dass sie sich für eine hohe Vorfertigung und das Taktschieben des gesamten Überbaus mit Pylonen eignet.

Der Brückenentwurf des Rampenbauwerks besteht aus sechs Feldern mit Einzelstützweiten von $64 \text{ m} + 115 \text{ m} + 115 \text{ m} + 115 \text{ m} + 115 \text{ m} + 64 \text{ m}$ und hat eine Gesamtlänge von 588 m zwischen den Widerlagern. Die Brückenbreite beträgt zwischen den Schrammborden 10,80 m und zwischen den Außenkanten der Konstruktion 18,39 m. Die Widerlager und alle Pfeiler werden rechtwinklig zur Brückenachse angeordnet. Der Überbau wird auf der Radiusinnenseite tangential querfest gelagert; das Festlager befindet sich in Brückenmitte. Im Außenradius sind alle Lager beweglich.

Der Fahrbahnträger wird als stählerne Trägerrostkonstruktion mit zwei außenliegenden, sehr steifen durchlaufenden Hauptträgern und dazwischenliegenden Querträgern ausgebildet. Die Hauptträger bestehen aus zwei gegeneinander versetzten Hohlkästen, die eine Gesamthöhe von ca. 3,80 m erreichen. Der untere Teil des Hauptträgers mit einer Höhe von 2,55 m wird innen begehbar ausgebildet, der obere luftdicht verschweißt. Die Gurt-dicken erreichen teilweise 80 mm und sind in Baustahl S355 hergestellt.

Lediglich die Obergurte des oberen Hohlkastens werden in S460 ausgeführt, da wegen der Querschnittsschwächung infolge der Kabeleinführungen hohe Normalspannungen entstehen. Die Querträger sind als 1,30 m hohe Doppel-T-Querschnitte im Raster von 2 m angeordnet. Oberhalb der Querträger sind 10 cm dicke Fertigteilplatten (Stahlbeton C45/55) mit einer 20 cm dicken Ortbetonergänzung (Stahlbeton C35/45) vorhanden. Mit dieser Querschnittsausgestaltung des Fahrbahnträgers kann eine Bauhöhe zwischen Unterkante der Konstruktion und Fahrbahnoberkante von 2,60 m erreicht und damit das Lichttraumprofil eingehalten werden (Bild 6). Um die lichte Durchfahrthöhe unter der Brücke von mindestens 4,70 m an jedem Punkt für die unterquerenden Verkehrswege sicherzustellen, werden die ständigen Durchbiegungen des Fahrbahnträgers überhöht. Zusätzlich erfolgt eine optische Überhöhung der Randfelder von 3 cm und der Innenfelder von 7 cm, was gleichzeitig ca. 30 % der Verkehrslastverformungen kompensiert.



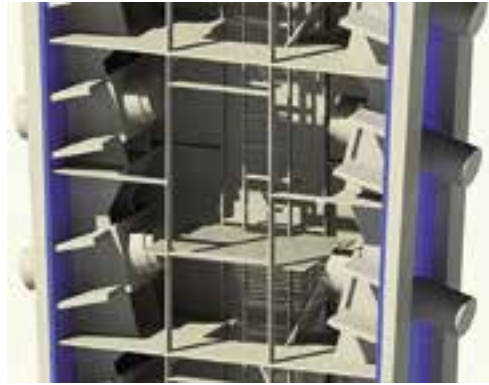
5 Visualisierung der Vorzugsvariante in Stahlverbundbauweise
© Bung Ingenieure AG



6 Regelquerschnitt der Vorzugsvariante
© Bung Ingenieure AG



7 Modell des Pylons mit Längs- und Querträgern
© Bung Ingenieure AG



8 Modell des Pyloninneren samt Ausstattung
© Bung Ingenieure AG

Die Pylone der Brücke sind in den Pfeilerachsen 1–5 angeordnet und werden als Stahlhohlkästen ausgebildet. Sie sind innen mit vertikalen und horizontalen Blechen, Steifen und Verankerungstraversen ausgestattet. In Brückenlängsrichtung öffnet sich der Pylon gabelartig nach oben und hält damit optisch die Spannung, die aus den Schrägkabeln in ihm gebündelt wird. In Brückenquerrichtung verjüngt sich sein Querschnitt leicht nach oben hin, was den Charakter eines Pylons unterstreicht und den nach unten hin zunehmenden vertikalen Druckkräften Rechnung trägt. Die Höhe der Pylone beträgt ca. 15 m ab Oberkante Brückenlager und ihr Querschnitt verändert sich von ca. 2,60 m × 1,50 m am Überbauanschnitt auf 3,80 m × 1,30 m am Pylonkopf. Die Pylone sind in die Hauptlängs- und die -querträger eingespannt. Die Pylonquerträger werden als dichtgeschweißte Stahlhohlkästen ausgebildet und geben über Kalottenlager ihre Lasten an den Pfeiler ab.

Die großen Stahlkästen des Pylons, die im Hinblick auf eine einfache Werkstofffertigung gerade Konturen erhalten, sind durch einen ungeschützten Einlauf der Übergangsrohre der Schrägkabel in den Pylonhohlkasten gekennzeichnet. Zur Abdeckung dieser Kabeleinläufe, zur Strukturierung der großen Stahloberflächen und um den gabelartigen Charakter des Pylons zu erhalten, wird selbiger mit einer Bekleidung aus farblich abgesetzten Blechen versehen. Die Bekleidung wird dichtgeschweißt und mittragend auf den Pylon aufgesetzt. Diese Bekleidung gibt dem Pylon eine leichte Taillierung und ermöglicht auch durch Farbgebung und Schattenspiel eine optische Akzentuierung. Die Pylone werden für die Wartung und den eventuellen Austausch der Schrägkabel begebar ausgestattet. Der Zugang zu den Pylonen erfolgt von der Brücke aus über eine Wartungstür, die fahrbahnseitig angeordnet ist und durch einen Hubsteiger oder eine Leiter angegliedert

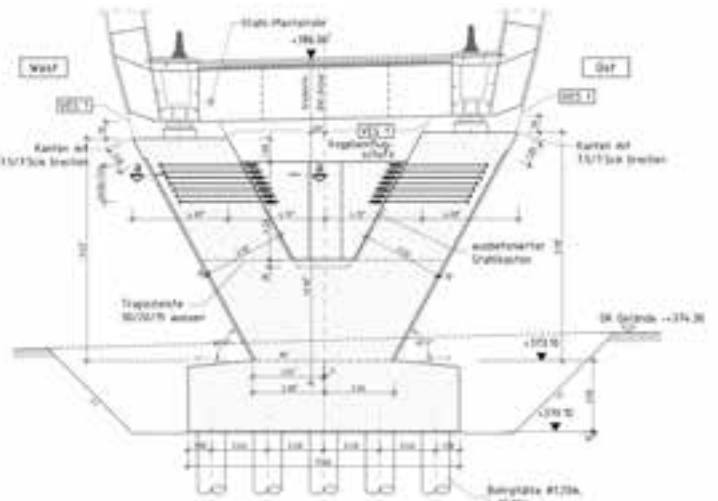
werden kann. Innen ist der Pylon über Steigleitern und klappbare Gitterrostbühnen so erschlossen, dass alle Kabelverankerungen zur Wartung und Instandsetzung gut erreicht werden können. An der Unterseite der Gitterrostbühnen sind Lasthaken für mobile Hubvorrichtungen zum Materialtransport vorgesehen.

Die Pfeiler der Extradosed-Brücke in den Achsen 1–5 werden als V-förmige Pfeilerscheiben in Stahlverbundbauweise ausgebildet und tiefgegründet. Ihre Höhe beträgt zwischen 6,20 m und 10,80 m. Die Pfeilerscheiben haben eine Dicke von 2,60 m. Der Pfeilerschaft sowie die Pfahlkopfplatten werden aus Stahlbeton C40/50 hergestellt und mit Betonstahl der Sorte B 500 B schlaff bewehrt. Aufgrund der großen Lagerspreizung des Fahrbanträgers und der hohen Lasten in Verbindung mit der V-förmigen Taillierung der Pfeiler entstehen in Brückenquerrichtung große horizontale Umlenkkräfte in den Pfeilern, die in ihnen als Zugkräfte kurzzuschließen bzw. in die Pfahlkopfplatte abzutragen sind. Hierfür wurde eine Konstruktion aus ausbetonierten Stahlkästen in V-Form vorgesehen, die mittels Gewi-Spananker die Zugkräfte aus den Pfeilerarmen aufnimmt und überdrückt in die Stahlkästen einleitet.

Beide Widerlager in den Achsen 0 und 6 werden als klassische begehbare Kastenwiderlager ausgeführt und tiefgegründet. Die Außenflügel werden gemäß Flü I ausgebildet und erdseitig unterschritten.



9 Pfeiler in Achse 4
© Bung Ingenieure AG

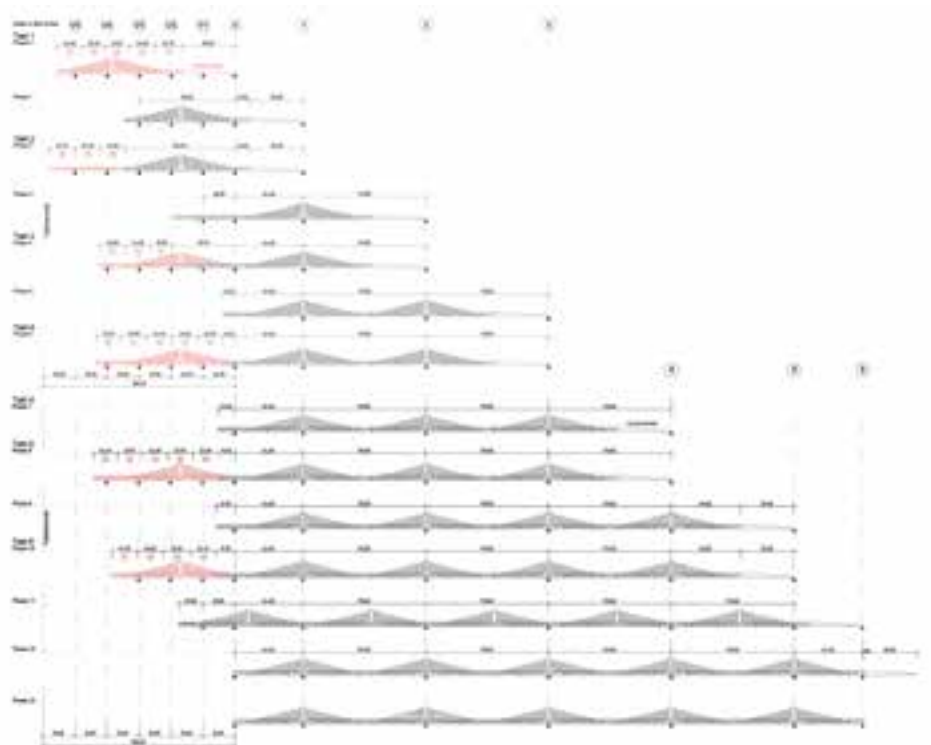


10 Querschnitt: Pfeiler in Achse 3
© Bung Ingenieure AG

Die Böschung besitzt eine Steigung von 1 : 1,5. Die Widerlager, Flügelwände und Pfahlkopfplatten werden aus Stahlbeton C30/37 hergestellt. Die Flügelwände sind um 80° gegenüber der Horizontalen geneigt, dabei beträgt ihre Mindestdicke 1,20 m. Die Zugänglichkeit der Widerlager erfolgt frontal mit einer Einstiegstür. Zum Schutz der Auflagerbank und der Lager gegen Verschmutzung durch Tiere wird eine Einhausung als Vogeleinflugschutz vorgesehen. Als Absturzsicherung wird auf den Flügeln ein Geländer mit Sonderausfachung angeordnet.

Die Herstellung und Montage des Overfly beginnt im Süden bei Achse 0 mit der Ausführung der Bohrpfähle, der Pfahlkopfplatten und der aufgehenden Widerlager und Pfeiler in Richtung Norden bis zu Achse 6.

Zeitgleich erfolgt das Einrichten des Taktkellers hinter dem südlichen Widerlager in Achse 0 auf einer Aufschüttung als Arbeitsebene, der die Abmessungen von ca. 230 m Länge und ca. 34 m Breite hat und für die Vormontage der Stahlbauteile und das Aufbringen des abschließenden Korrosionsschutzes notwendig ist. Der Querschnitt des Überbaus wird entsprechend in Einzelbauteile unterteilt, und zwar in die Hauptträger, die Querträger, die Pylonbauteile und die Kabel. Der Fahrbahnträger wird in 49 Schüsse mit Schlusslängen bis zu ca. 18 m eingeteilt. Die vorgefertigten Bauteile werden mittels Straßentransport zum Vormontageplatz angeliefert und dort auf Zulagen abgelegt. Zuerst werden die Längsträger auf den Zulagen ausgerichtet und verschweißt. Dann werden die Querträger mit den Längsträgern verschweißt. Als Letztes werden die stählernen Türme der Pylone auf den Längsträgern angeschlossen und danach die Kabel montiert, die vor dem Verschub teilweise vorgespannt werden. Damit werden die Verformungen des auskragenden Überbaus zusammen mit dem leichten Vorbauschnabel so weit reduziert, dass keine weiteren Hilfspfeiler als Zwischenstützung während des Verschiebens erforderlich werden.



11 Schema der Montage- und Verschiebphasen des Fahrbahnträgers
© Bung Ingenieure AG

Ein Takt zum Einschieben besteht aus 5–10 Schüssen mit einer Gesamtlänge von ca. 100 m. Beim Einschieben treten Zustände mit freien Kragarmmlängen des Fahrbahnträgers ≥ 115 m auf. Um dabei die Kragmomente und die damit verbundenen Verformungen der Kragarmspitze zu begrenzen, wird der Überbau mit einem Vorbauschnabel von ca. 50 m Länge versehen. Der Längsverschiebung des Überbaus erfolgt in sechs Takten in einer überhöhten Lage von ca. 1 m. Der Antrieb erfolgt zentral im Taktkeller. Auf den Widerlagern und Pfeilern sowie auf den Verschiebungszulagen im Taktkeller werden Verschiebewippen mit Gleitpaarung aufgestellt.

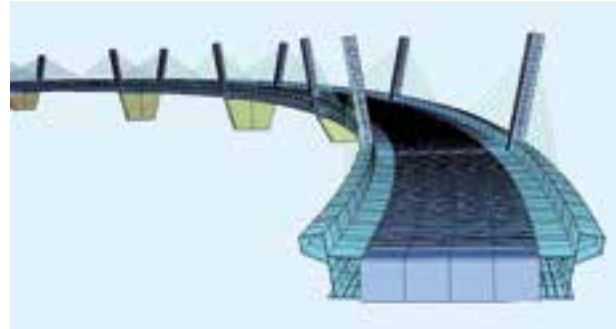
Weiterhin sind Seitenführungen an allen Verschiebewippen erforderlich. Das Bauwerk wird zunächst bergauf und aufgrund der Gradienten im hinteren Bereich bergab geschoben. Daher sind Rückhaltevorrichtungen im Taktkeller in den späteren Verschiebephase notwendig. Die Fertigteilplatten als Schalung für die Ortbetonerfüllung werden direkt im Taktkeller auf den Querträgern des Fahrbahnträgers verlegt und mit eingeschoben. Lediglich das Endfeld zwischen Achse 5 und 6 wird zusammen mit dem Vorbauschnabel ohne die Fertigteilplatten eingeschoben, um das Kragmoment beim Taktschieben zu minimieren.

Nach Abschluss des Taktschiebens, der Demontage des Vorbauschnabels und der Verlegung der restlichen Fertigteile wird eine weitere Vorspannung auf die Kabel – sie befinden sich noch in überhöhter Lage – aufgebracht. Anschließend wird die Brücke in Endlage abgestapelt und die endgültigen Lager werden montiert. Um abhebende Kräfte im Endzustand an den Widerlagern zu unterbinden, werden die Endquerträger in Stahlbeton ausgeführt und der Überbau wird durch Hochpressen an den Widerlagern um 26 cm vorgespannt.

Danach wird die Ortbetonerfüllung der Fahrbahnplatte in mehreren Abschnitten, ausgehend von beiden Widerlagern, hergestellt und zuletzt die Brücke mit Abdichtung, Übergangskonstruktion, Kappen, Schutzeinrichtungen usw. ausgestattet.

4 Tragverhalten und statische Berechnung

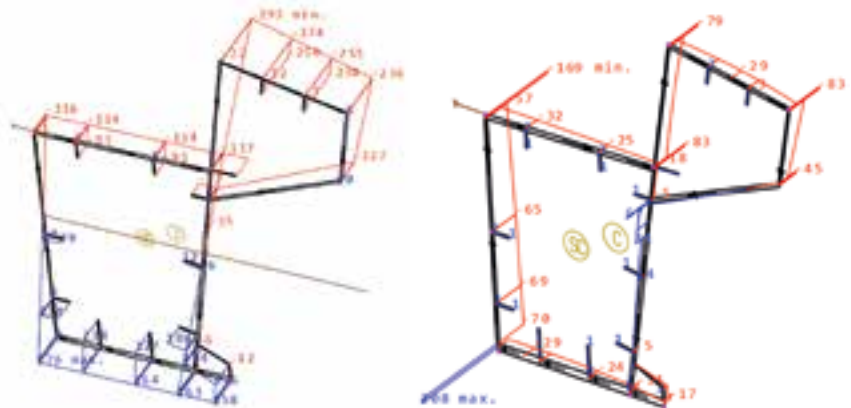
Eine Extradosed-Brücke ist durch das Tragverhalten als überspannter Balken unter Gleichlasten gekennzeichnet, welche aus den ständigen Lasten, dem Eigengewicht und anteilig dem Verkehr resultieren. Die asymmetrischen Lasten, welche aus veränderlichen Lasten wie Verkehr oder Stützensenkung entstehen, werden von einer Extradosed-Brücke nahezu nur über die Biegesteifigkeit des Fahrbahnträgers in Längsrichtung abgetragen. Die Schrägkabel leisten hier einen sehr kleinen Beitrag und erfahren deshalb nur geringe Spannungsschwingbreiten in den Litzen.



12 Berechnungsmodell des Trägerrastsystems © Bung Ingenieure AG



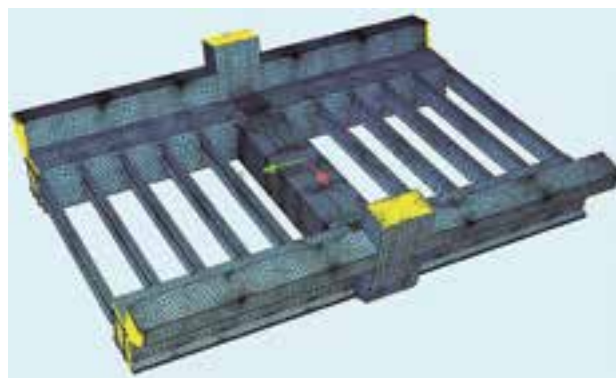
13 14 Hauptträgerquerschnitt in der Werkstatt und typische Spannungsbilder © Bung Ingenieure AG



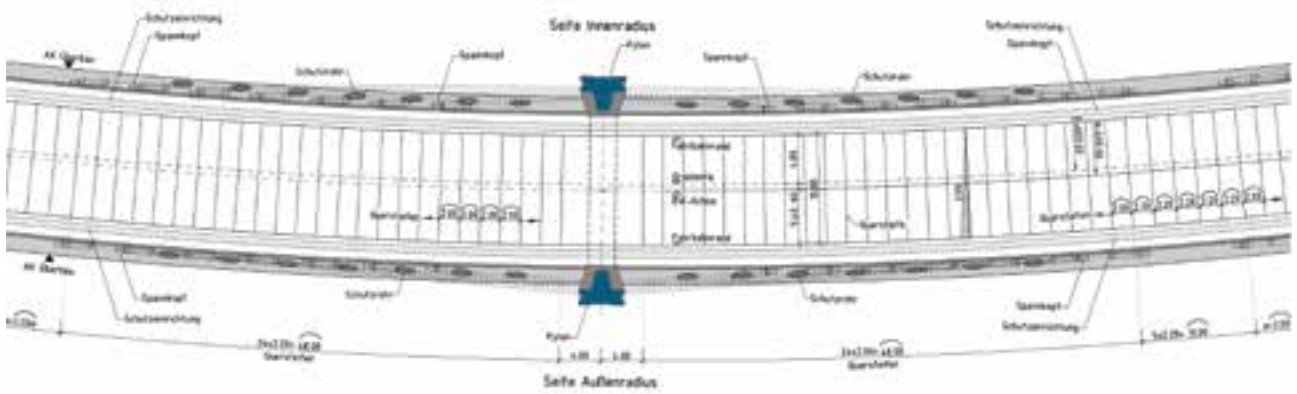
Das numerische System der Extradosed-Brücke wird in Sofistik als Stabmodell abgebildet und der über sechs Felder durchlaufende, extern vorgespannte Brückenträger unter Berücksichtigung seiner Krümmung in Grund- und Aufriss als Trägerrost modelliert. Das Tragverhalten des Fahrbahnträgers unterscheidet sich von üblichen Balkenbrücken, bei denen in der Regel ein- oder mehrzellige Stahlhohlkästen mit horizontal verlaufendem Unter- und Obergurt ausgeführt werden. Die hier geplanten Hauptträger sind zwei seitlich übereinandergelegte Kästen, die nur über 40 cm des Hauptträgerstegs miteinander verbunden sind. Damit wird die durch die Gradienten und das Lichtraumprofil vorgegebene maximale Bauhöhe der Hauptträger von 2,60 m ab Oberkante Fahrbahn deutlich erhöht. Betrachtet man die Hauptträger des Überbaus losgelöst vom Gesamtsystem, ergeben sich mit den schiefen Hauptachsen auch Spannungsverläufe in dem um den Hauptachsenwinkel gedrehten u-v-Koordinatensystem. Da aber durch die stetige Verbindung mit den Querträgern gezwungene Drehachsen vorliegen,

können die Spannungen im y-z-Koordinatensystem ermittelt werden. Exemplarisch sind die Normal- und Schubspannungen für das y-z-Koordinatensystem in Bild 14 angegeben. In den Spannungsbildern ist zu erkennen, dass der die beiden Hohlkästen verbindende Steg nur gering beansprucht wird, da er hinsichtlich der Biegespannungen nahe der Querschnittshauptachse liegt und sich die Schubspannungen durch die gegenläufigen Schubflüsse der beiden Hohlkästen nahezu aufheben.

Für die Quertragrichtung des Fahrbahnträgers wurde ein gesondertes Bemessungsmodell erstellt, um sein Verhalten im Wechselspiel der eingepprägten Querbiegung aus der exzentrischen elastischen Stützung durch die Kabelspananker und die Quersteifigkeit der Querträger mit und ohne Fahrbahnplatte sowie der Querrahmen über den Pfeilerachsen in der Bemessung zu erfassen.

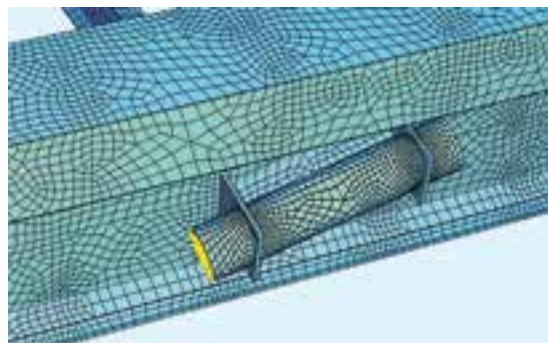


15 Berechnungsmodell der Querrichtung © Bung Ingenieure AG



16 Kabelanordnung im Grundriss am Beispiel von Achse 3
© Bung Ingenieure AG

Die Beanspruchungen der Querträger wurden im globalen Trägerrostmodell ermittelt und mit diesen Modellen der Quertragrichtung verifiziert. Das Tragverhalten der Pylone wird durch die Vorspannkraft der Schrägkabel bestimmt. Diese Kräfte wirken durch die Neigung der Pylone und die Krümmung der Brücke im Grundriss in alle drei Raumrichtungen. Die Kabeldifferenzkräfte in Brückenlängsrichtung sowie die Umlenkkräfte der Kabel senkrecht zur Brückenachse leiten in den Pylon neben den Normalkräften auch Querkräfte und Biegemomente ein, welche im Anschluss zum Hauptträger und Pylonquerträger in der Brückenlängs- und Brückenquerrichtung aufgenommen werden. Die lokale Lastenleitung der Kabelkräfte in den Fahrbahnträger erfolgt zur Hauptträgerachse sowohl in Brückenlängsrichtung als auch in beide Querrichtungen exzentrisch und dabei für jeden Anschluss geometrisch unterschiedlich. Somit ergeben sich im Anschluss des Kabelrohrs zum Hauptträger Biegemomente, die über zwei vorhandene kräftige Steifen in ein Kräftepaar aufgelöst werden. Diese Steifen umfassen das Kabelrohr und befinden sich in der Ebene der Querrahmen der Hauptträger, die ihrerseits in der Ebene der Querträgerstege liegen. Damit werden die Kräfte aus den Kräftepaaren direkt in die Hauptträgerquerrahmen und Querträger eingeleitet und weitgehend mit den Beanspruchungen des in Querrichtung gegenüberliegenden Schrägkabelanschlusses kurzgeschlossen. Die aus den Kabeln herrührenden Längs- und Querkräfte werden über Schubbleche, welche zwischen dem Steg des Hauptträgers und der Rohrwandung angeordnet sind, in den Hauptträger sicher eingeleitet.



17 Finite-Elemente-Modell zur Anschlussbemessung
© Bung Ingenieure AG

5 Ausschreibung und Vergabe

Die Komplexität der Bauaufgabe und die angestrebte kurze Bauzeit von 36 Monaten erforderten einen zügigen und störungsarmen Bauablauf. Deshalb entschied der Bauherr, die Vergabe der Bauleistungen auf der Grundlage einer geprüften und freigegebenen Ausführungsplanung zu tätigen. Mit der Ausschreibung wurde daher eine vorgezogene und vollständig geprüfte Ausführungsplanung mit allen Ausführungszeichnungen übergeben. Diese beinhaltete alle Schal- und Bewehrungspläne des Bauwerks sowie die Planung der Verschiebphasen und des zugehörigen Vorbauschnabls. Im Vergabeprozess hatte die für den Zuschlag vorgesehene Arbeitsgemeinschaft die Möglichkeit, die vollständigen Ausführungsunterlagen zu prüfen. Mit Abschluss des Bauvertrags hat sich die Arbeitsgemeinschaft alle Ausführungsunterlagen rechtsverbindlich zu eigen gemacht. Die Planung der weiteren Baubehelfe sowie die Werkstatt- und die Montageplanung wurde dann durch selbige erstellt. Die Ausschreibung des Overfly erfolgte im Dezember 2020, die Vergabe der Bauleistung im Sommer 2021.

6 Realisierung des Bauwerks

Mit der Einrichtung der Baustelle und den vorbereitenden Arbeiten startete das Bauvorhaben im August 2021. Ausgehend von Achse 0 im Süden, begann dann die Herstellung der Tiefgründungen, Pfahlkopfplatten, Widerlager und Pfeiler. Parallel dazu wurde die Werkstattplanung des Stahlbaus erarbeitet und mit der Werkstatfertigung begonnen, welche bis Anfang 2024 abgeschlossen wurde. Hinter dem Widerlager in Achse 0 wurden anschließend der Taktkeller und der Vormontagebereich eingerichtet. Mit Anlieferung der ersten vorgefertigten Bauteile auf der Baustelle konnte bereits im Frühjahr 2022 der erste Pfeiler mit ausbetoniertem Stahlkasten und Quervorspannung fertiggestellt werden. Parallel erfolgte sukzessive der Zusammenbau des ersten Takts des Fahrbahnträgers aus den angelieferten vorgefertigten Schüssen auf dem Vormontageplatz.



18 19 Längsschub des Fahrbahnträgers in Takt 1
© Bung Ingenieure AG/Donges Steeltec GmbH



Im Taktkeller wurden die Bauteile mit Mobilkränen eingehoben und auf den Zulagen abgesetzt. Nach Montage der Pylone wurden die PE-Rohre für die Schrägkabel eingebaut und danach die Einzellitzen für die Kabel mit Mobilkran zu den Verankerungspunkten an den Pylonen gehoben und nach unten eingezogen. Die Litzen der Kabel wurden vor dem Vershub einzeln von unten teilvorgespannt.

Nach Aufbau der ersten zehn Schüsse und Anbau des Vorbauschnabels erfolgte der erste Vershub im Oktober 2022. Der letzte Vershub des Fahrbahnträgers fand im Dezember 2024 statt. Im Anschluss folgten die Herstellung der Fahrbahnplatte, das Aufbringen der Sollvorspannung auf die Schrägkabel und die Ausführung der Ausbaugewerke, die Abdichtung, der Einbau der Übergangsteilvorgespannt.

konstruktionen, die Herstellung der Kappen, Schutzeinrichtungen sowie des Fahrbahnbelags und der Fahrbahnmarkierung.

Ende 2025 wurde der Overfly, das neue Rampenbauwerk am AK Nürnberg-Ost, mit einer Gesamtbauzeit von ca. 4,5 Jahren fertiggestellt und am 15. Dezember 2025 feierlich dem Verkehr übergeben.



20 Letzter Vershub am Autobahnkreuz Nürnberg-Ost
© Jan R. Schäfer/J1 Fotografie



21 Komplexes Brückenbauwerk: Overfly unter Verkehr
© Hajo Dietz

7 Fazit

Ein Bauherr mit hohem technischen Sachverstand, einer ganzheitlichen Herangehensweise, mit Weitblick und Mut zur Innovation ist die Grundvoraussetzung, um ein derart komplexes Brückenbauwerk zu realisieren. Dies und die Bereitschaft zu einem partnerschaftlichen Miteinander aller Projektbeteiligten schafft die Voraussetzung für einen kreativen Ingenieurgeist im Projekt, so dass Funktion und Gestaltung sowie Konstruktion und Bautechnologie ausgewogen und im Sinne der Planungsaufgabe ein herausragendes Brückenbauwerk formt. Die bauliche Umsetzung eines solchen Brückenbauwerks gelingt in der weiteren Planung nur mit Prüflingenieuren und Gutachtern, die mit Begeisterung für den Brückenbau, Engagement und Innovationsbereitschaft aktiv an anspruchsvollen Lösungen mitwirken.

Diese Kraft und das Potential eines solchen Projektteams haben sich für uns beim Overfly-Bauwerk wieder einmal deutlich gezeigt. In der Realisierungsphase haben kompetente und engagierte Baufirmen unser Projektteam komplettiert. Nur so konnte in einer kurzen Bauzeit reibungsarm und in hoher Qualität das komplexe Brückenbauwerk fertiggestellt und dem Verkehr übergeben werden.

Der Bauherr hat mit diesem Brückenbauwerk am AK Nürnberg-Ost für alle Verkehrsteilnehmer eine funktionale, zukunftsfähige und identitätsstiftende Lösung geschaffen, die aufgrund der minimalen Eingriffe in den Verkehr, ihrer aufgelösten und robusten Konstruktion und unter Berücksichtigung einer zukünftigen Kapazitätssteigerung des AK ein nachhaltiges Bauwerk für die verkehrlichen Anforderungen der Zukunft darstellt.

Autoren:
Dr.-Ing. Matthias Weißbach
 Bung Ingenieure AG,
 Heidelberg
Dr.-Ing. Thomas Klähne
 Klähne Bung Beratende Ingenieure
 im Bauwesen GmbH, Berlin
Dipl.-Ing. Markus Wagner
 Die Autobahn GmbH des Bundes,
 Niederlassung Nordbayern, Nürnberg

Bauherr
 Die Autobahn GmbH des Bundes,
 Niederlassung Nordbayern, Nürnberg

Objekt- und Tragwerksplanung
 Bung Ingenieure AG, Heidelberg
 Klähne Bung Beratende Ingenieure
 im Bauwesen GmbH, Berlin

Verkehrsanlagenplanung
 Höhen & Partner Ingenieur AG, Bamberg

Prüflingenieure
 Prof. Dr.-Ing. Martin Mensinger, München
 Dr.-Ing. Andreas Jähring, München

Bauausführung
 Implenia Deutschland GmbH, Raunheim
 Donges Steeltec GmbH, Darmstadt

LANG LEBE DIE BRÜCKE

NEU: Zulassung nach Blatt 100

Wir bieten ein dauerhaftes Beschichtungssystem, das auf die neuen Blatt 100-Anforderungen abgestimmt und bei der BASt gelistet ist.

Stahl mit Beschichtungen dauerhaft schützen

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



Erfahren Sie mehr über unser umfangreiches Sortiment an gelisteten Beschichtungssystemen für Brücken- und Verkehrsbauwerke.

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

SHERWIN-WILLIAMS®

3,90 km Entlastungstrecke, 1,70 km davon mit Bauwerken

Brücken und Tunnel der Ortsumgehung Mörlenbach

■ ■ ■ von Timm Wetzel, Christian Borschier

In der Ortsmitte von Mörlenbach im Odenwald überlagert sich der hohe Durchgangsverkehr mit den innerörtlichen Fahrten und den Verkehrsteilnehmenden, die ihre beruflichen Ziele in Mörlenbach haben oder von hier starten. 20.000 Kfz rollen laut einer Verkehrszählung von 2015 täglich durch Mörlenbach, davon im Schnitt ca. 800 Lkw. Verkehrsprognosen gehen sogar von bis zu 26.000 Kfz/d aus. Mit dem Bau der neuen Ortsumgehung werden diese Belastungen für Bürgerinnen und Bürger der Vergangenheit angehören, denn nach ihrer Fertigstellung wird die neue B 38 außerhalb der bebauten Gebiete um das Zentrum Mörlenbachs herumgeführt [1]. Die Umsetzung der Ortsumgehung ist aufgrund der anspruchsvollen Topografie nur durch den Einsatz mehrerer Großbauwerke möglich. Dazu gehören die Talbrücken Reisen und Mörlenbach sowie die Tunnel Berkersklamm und Kisselhöhe. Diese Bauwerke berücksichtigen sowohl geologische Randbedingungen als auch ökologische Schutzgüter.



1 Broschüre zur »Ortsumgehung Mörlenbach«
© Hessen Mobil



1 Die Neubaustrecke Ortsumgehung Mörlenbach

1.1 Veranlassung und Trassenverlauf

Die verkehrlichen Bedingungen in der Ortsdurchfahrt Mörlenbach sind seit vielen Jahren unzureichend. Bereits 2005 lagen die Verkehrsmengen zwischen ca. 17.500 Kfz/d und 24.000 Kfz/d. Diese Werte überschreiten die Leistungsfähigkeit einer innerörtlichen Hauptverkehrsstraße deutlich. Mit dem Neubau der Ortsumgehung wird das Ziel verfolgt, eine deutliche Entlastung der Ortslagen Mörlenbach und Weiher vom Durchgangsverkehr zu erreichen. Gleichzeitig wird eine leistungsfähige, siedlungsentlastende Straßenverbindung zwischen Weinheim und dem Weschnitztal geschaffen.

Die neue zweistreifige Ortsumgehung beginnt im Süden an der bereits bestehenden Ortsumgehung Birkenau–Reisen. Nach einem kurzen Dammabschnitt quert die Trasse das Reisener Tal über die ca. 400 m lange Talbrücke Reisen. Nördlich davon folgt ein Abschnitt aus Damm- und Einschnittslagen mit einer Länge von ca. 350 m. Im Bereich »Berkersklamm« wird der Tunnel Berkersklamm durchfahren.

Er besitzt eine Länge von ca. 380 m und stellt die erste bergmännische Querung der Maßnahme dar. Nördlich des Tunnels folgt eine ca. 800 m lange offene Trasse durch das Gebiet Vohberg und Tannenbuckel. In diesem Bereich unterquert die Trasse die Panoramastraße und überführt die stillgelegte Überwaldbahn mittels eines kurzen Überführungsbauwerks. Die nächste große Querung erfolgt über das Mörlenbachtal mit der ca. 300 m langen Talbrücke Mörlenbach. Nördlich davon schließt eine offene Strecke mit Damm- und Einschnittslagen an, die bis zur Anschlussstelle Mörlenbach Ost führt. Am nördlichen Ende wird der ca. 550 m lange Tunnel Kisselhöhe durchfahren. Er bindet die Ortsumgehung an die bestehende B 38 im Bereich des Ortsteils Großbreitenbach südlich der Einmündung der K 9 an und bildet den Abschluss der Neubaustrecke. Die Gesamtlänge der Trasse beträgt 3,872 km.



2 3-D-Übersicht der B-38-Ortsumgebung Mörlenbach
© Hessen Mobil

1.2 Planungshistorie

Die ersten Planungsüberlegungen zur Verbesserung der Erschließung des Weschnitztals und zur Entlastung der im Zuge der B 38 liegenden Ortsdurchfahrten reichen bis ins Jahr 1960 zurück. Die Planung zum Ausbau der B 38 beinhaltete damals die beiden Abschnitte Birkenau bis Mörlenbach und die Verlegung Mörlenbach als Westumgehung. Nach diversen Variantenuntersuchungen und Überlegungen zur Trassenfindung wurde 1987 für den Neubau der B 38 von der Landesgrenze zwischen Baden-Württemberg und Hessen bei Weinheim bis nordöstlich von Mörlenbach der Planfeststellungsbeschluss erlassen, welcher aufgrund von Klageverfahren 1990 wieder aufgehoben wurde. Ein Teilstück des zweiten Bauabschnitts konnte aufgrund eines gerichtlichen Vergleichs baulich realisiert werden.

Für den nicht genehmigten Teil »Umfahrung Mörlenbach« ist eine komplette Neubetrachtung des Trassenverlaufs angestoßen worden. Diese Neubetrachtung wurde als Vorentwurf im Juli 2008 endgültig genehmigt und das Planfeststellungsverfahren wurde eingeleitet. Nach erneuter Klage gegen das Planfeststellungsverfahren und einem fünfjährigen Klageverfahren am Verwaltungsgerichtshof in Kassel wurde selbige zurückgewiesen. Im Dezember 2019 wurde das Urteil rechtskräftig und der Planfeststellungsbeschluss erlangte Bestandskraft.

1.3 Geologie

Die Trasse der Ortsumgehung Mörlenbach verläuft im Übergangsbereich zwischen dem kristallinen Grundgebirge des Odenwalds (Granit) und den jungen Talfüllungen der Weschnitz und ihrer Nebengewässer. Dieser geologische Rahmen führt zu deutlich wechselnden Baugrundbedingungen.

Untersuchungen zeigen, dass die anstehenden Granite, die überwiegend in den Höhenzügen anzutreffen sind, in großen Bereichen eine fortgeschrittene Zersetzung aufweisen. Das führt zu reduzierten Festigkeiten und erhöhtem Verformungspotenzial. In Bereichen mit tieferer Verwitterung treten stellenweise härtere, aber stark geklüftete Felspartien auf, die lokal unterschiedliche Tragfähigkeiten besitzen.



3 Der lange Weg zur Ortsumgehung
© Hessen Mobil

2 Planung und Bau der Großbauwerke

2.1 Gesamtmaßnahme

In den Talbereichen, insbesondere im Umfeld des Mörlenbachs und seiner Nebengewässer, liegen alluviale Sedimente vor. Diese bestehen aus kiesigen, sandigen und schluffigen Ablagerungen, die teilweise wassergesättigt sind. Im Bereich der Talbrücke Mörlenbach sind die Talfüllungen deutlich ausgeprägt und beeinflussen die Gründungswahl wesentlich. Die vorhandenen Sedimente weisen häufig eine hohe Verdichtbarkeit auf und ermöglichen keine tragfähige Flachgründung, so dass Tiefgründungen notwendig werden. Diese Vielfalt an Boden- und Felsansprachen erfordert differenzierte Gründungs- und Sicherungskonzepte für die Großbauwerke sowie eine sorgfältige Entwässerungsplanung.

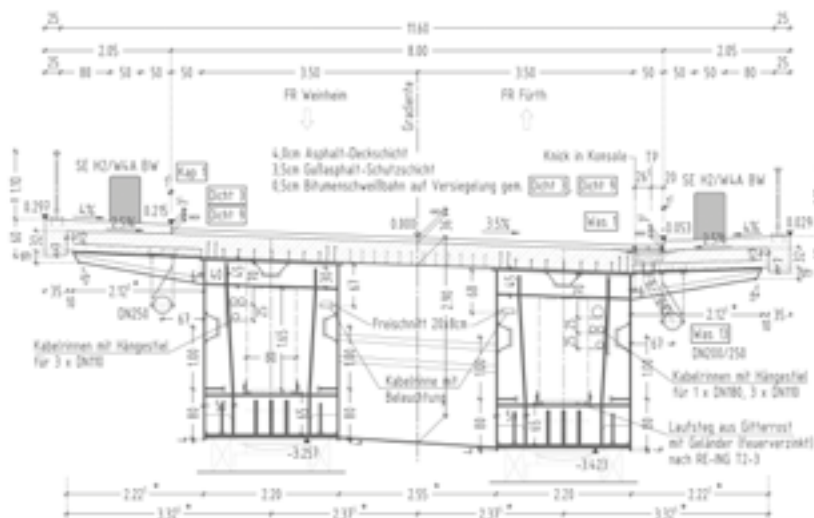
Die Gesamtmaßnahme umfasst vier wesentliche Ingenieurbauwerke: die Talbrücke Reisen, den Tunnel Berkersklamm, die Talbrücke Mörlenbach sowie den Tunnel Kisselhöhe. Diese Bauwerke sind notwendig, um die topografischen Gegebenheiten des Weschnitztals zu überwinden und die Trasse konfliktarm zu integrieren. Zusätzlich gehören kleinere Bauwerke wie die Überführung der Überwaldbahn, die Unterführung der Panoramastraße sowie mehrere Wirtschaftswegverlegungen zur Gesamtmaßnahme, auf die in dem vorliegenden Beitrag jedoch nicht näher eingegangen wird. Für die Großbauwerke wird ein einheitliches Gestaltungskonzept vorgesehen. Alle Ansichtsflächen der Großbauwerke sind mit grauem Granit, der unregelmäßig mit rotem Granit durchsetzt ist, zu verblenden. Weitere Vorgaben zu geometrischen Formen der einzelnen Bauteile, wie zum Beispiel von Kappengesimsen, sind nicht vorgesehen.

2.2 Talbrücke Reisen

Die Talbrücke Reisen stellt die südliche Querung des Reisener Tals her und befindet sich nördlich der Anschlussstelle Reisen. Sie bildet das erste Großbauwerk der neuen Trasse und ermöglicht die Führung der Ortsumgehung über die Tallage hinweg, ohne in die benachbarten Bereiche mit Gewässern, Wirtschaftswegen und sensiblen Biotopen einzugreifen. Die Brücke schließt direkt an die Dammlage südöstlich einer Kläranlage an und setzt die Trasse in Richtung Tunnel Berkersklamm fort. Die Talbrücke Reisen ist mit einer Länge von 404 m und sieben Feldern geplant. Der Überbau ist als Stahlverbundplattenbalken mit zwei einzelligen Hohlkästen konzipiert, um kleinere Stahlbauteile zu erhalten, die mit geringerem Aufwand auf die Baustelle zu liefern sind. Die Bauhöhe beträgt in den Feldern und in den Stützenbereichen 3,25 m.



4 Ansicht, Draufsicht und Regelquerschnitt der Talbrücke Reisen © Hessen Mobil





5 Baustraße und Hilfspfeiler der Talbrücke Reisen
© Hessen Mobil

Auf dem Überbau wird der Regelquerschnitt RQ 11B nach RAL 2012 [2] ausgebildet, wobei sich in dem Bereich des Widerlagers in Achse 10 bis ungefähr zum Pfeiler in Achse 20 die Fahrbahn beidseitig für eine Abbiegespur auf eine Breite von ca. 11 m aufweitet. Die Widerlager werden aus Stahlbeton hergestellt, sind kastenförmig ausgebildet und auf Pfählen (Achse 80) bzw. flach (Achse 10) gegründet.

An den Widerlagern werden wasserdichte und lärmgedämmte Fahrbahnübergänge mit mehr als einem Dichtprofil (Lamellenbauweise) angeordnet. Die Pfeiler werden als massive Stahlbetonrechteckquerschnitte ausgeführt. Ihre Oberkante wird horizontal ausgebildet, so dass die unterschiedliche Höhe der Hohlkastenunterkanten (infolge der Querneigung) über die Lagersockel ausgeglichen wird. Der Überbau wird als zweistegiger, durchlaufender Plattenbalkenquerschnitt konzipiert, wobei die Stege des Plattenbalkens jeweils aus einem Hohlkasten mit vertikalen Stegen in Stahlverbundbauweise bestehen.

Die beiden geschlossenen, begehbaren Stahlhohlkästen weisen eine konstante Konstruktionshöhe von 2,90 m aus und werden in den Auflagerachsen mit Stützquerträgern verbunden. Die unteren Kastenecken werden mit überstehenden

Stegblechen ausgeführt, um eine Tropfkante zu schaffen, die das Abtropfen von Niederschlagswasser verbessern soll. Das Deckblech der Hohlkästen dient gleichzeitig als »verlorene Schalung« für die Betonfahrbahnplatte.



6 Pfeiler der Talbrücke Reisen im Bau
© Hessen Mobil



7 Hubmontage der Stahlbauelemente bei der Talbrücke Reisen
© Hessen Mobil

Die Queraussteifung erfolgt mit Querrahmen im Abstand von ca. 4 m. Die Hohlkästen sind innen mit einem Gitterrost-Laufsteg, einer Beleuchtung, Lüftungsöffnungen und Kabelpritschen begehbar ausgestattet. An beiden Brückenenden werden Einstiegsöffnungen mit Türen vorgesehen. Der Korrosionsschutz wurde noch über eine »Zustimmung im Einzelfall« nach Blatt 100 ausgeführt. Die Bauzeit ist mit ca. 36 Monaten veranschlagt und in vier größere Bauabschnitte unterteilt. Sukzessive werden Stahlkästen angeliefert und auf dem Lager- und Rüstplatz neben der B 38 abgelegt. Hier erfolgt für alle Bauabschnitte das Anschweißen der Kragarmkonsolträger. Aufgrund der Wendeklothoide auf dem Bauwerk ist eine Herstellung im Takt-schiebeverfahren nicht möglich.

Die einzelnen Schüsse der beiden Hohlkästen werden per Hubmontage von der parallel zur Brücke verlaufenden Baustraße auf die Pfeiler und die zusätzlichen Hilfspfeiler (Gerüsttürme) gelegt. Dort werden die Schüsse zunächst miteinander verschlössert und anschließend verschweißt. Der Einbau und das Anschweißen der Stützquerträger und Querstöße der Hohlkästen erfolgen auf den Hilfsstützen in Endlage. Nach der Montage des Stahlbaus schließen sich zunächst das Einheben der Fertigteilelemente auf die Stahlkästen bzw. Konsolen und die Herstellung der Verbundplatte an. Für die Realisierung der Fahrbahnplatte ist das Pilgerschrittverfahren vorgesehen.

2.3 Tunnel Berkersklamm

Der Tunnel Berkersklamm stellt das erste Tunnelbauwerk der Ortsumgehung dar und verbindet die südlichen Talräume mit den nördlich anschließenden offenen Trassenbereichen. Er durchfährt die Anhöhe Berkersklamm und wird im bergmännischen Vortrieb errichtet. Der Tunnel dient der konfliktarmen Querung eines topografisch engen Einschnitts und vermeidet Eingriffe in benachbarte Wald- und Hanglagen.

Der bergmännische Tunnelabschnitt wird als zweischalige Gewölbekonstruktion mit geschlossener Sohle ausgeführt, um eine dauerhafte Ableitung von Grundwasser zu vermeiden. In den Portalbereichen werden Tunnelblöcke in offener Bauweise mit Gewölbequerschnitt und gerader Sohle vorgesehen. Die Innenschale wird aus bewehrtem Stahlbeton hergestellt (WUB-KO nach ZTV-ING gemäß [4]).



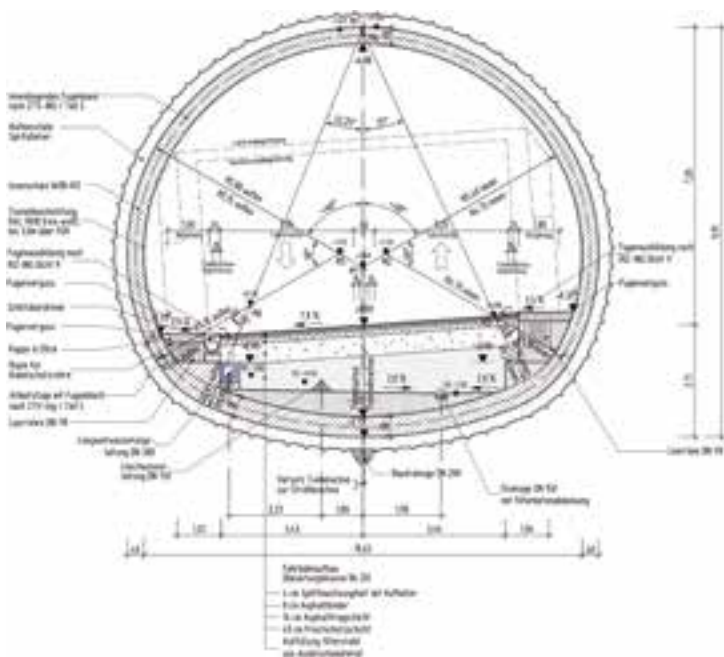
8 Baufeld südliches Tunnelportal mit Gewölbeschwalgen
© Bung Baumanagement GmbH

Die Schalendicke und der Bewehrungsgehalt werden abhängig von den Eigenlasten, den Wechselwirkungen zwischen Gebirge und Ausbau, dem herrschenden Wasserdruck, den Temperatureinwirkungen, den Einwirkungen aus Schwinden und Kriechen sowie Druck und Sog festgelegt. Die Blockabstände sind auf maximal 10 m begrenzt.

Der jeweils erste Tunnelblock an den Portalen in offener Bauweise besitzt aufgrund der Blockfuge zum Portalbauwerk eine Länge von 8,50 m.

Die Breite des verkehrstechnischen Lichtraums beträgt für den Regelquerschnitt RQ 11t 9,50 m und setzt sich aus zwei Fahrstreifen je 3,50 m, zwei Randstreifen von jeweils 0,25 m und beidseitigen Notgehwegen je 1,00 m zusammen.

Das Lichtraumprofil wird entsprechend der Fahrbanneigung gekippt, so dass keine Querschnittsverbreiterung erforderlich ist. Im Bereich der offenen Bauweise wird die Sohlunterkante im Fahrbahnbereich gerade und zu den Wänden hin geböschd ausgeführt.



9 Regelquerschnitt des Tunnels Berkersklamm im Bereich der geschlossenen Bauweise
© Hessen Mobil

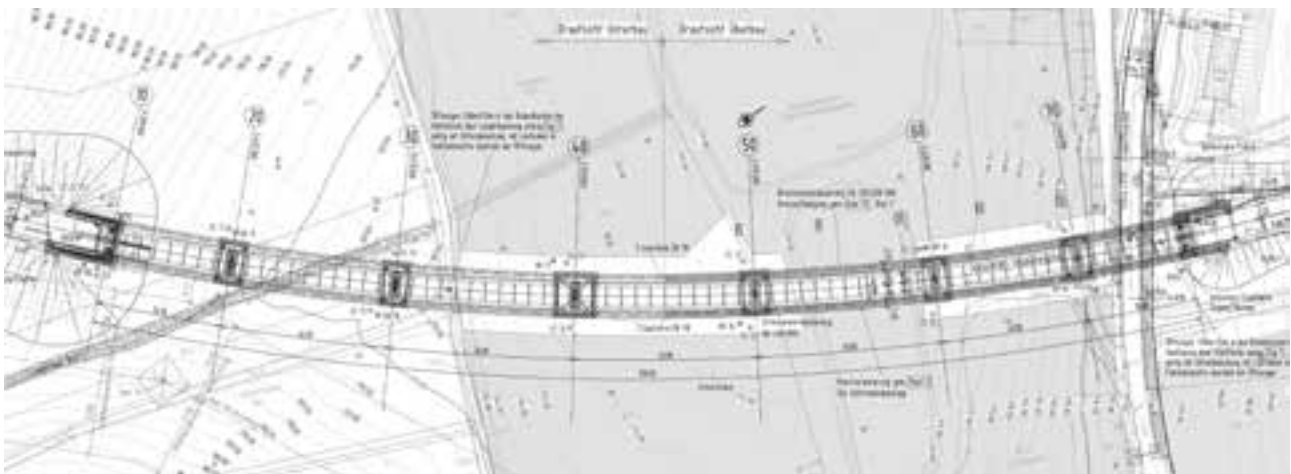


10 Tunnel Berkersklamm im Bau
© Hessen Mobil

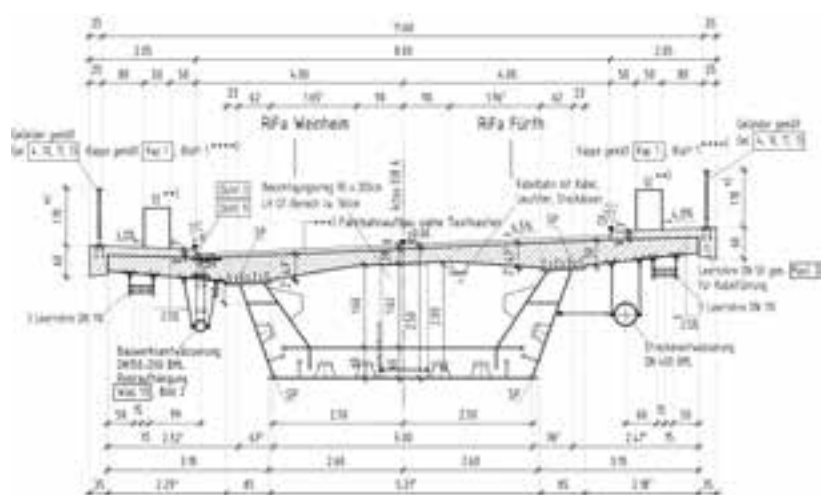
Die Portalbauwerke einschließlich der Tunnelblöcke in offener Bauweise werden in einer geböschten Baugrube, die mit Spritzbeton und Bodennägeln gesichert wird, errichtet und hinterfüllt. Die Tunnelblöcke in offener Bauweise werden als Gewölbequerschnitt mit dem Schalwagen der bergmännischen Bauweise hergestellt. Gemäß den Vorgaben der betriebstechnischen Ausstattung (RE-ING) [3] wird das Bauwerk mit einem Betriebsgebäude für die Unterbringung der technischen Anlagen und einem Löschwasserbecken mit $\geq 72 \text{ m}^3$ Löschwasser und einer Rückhalteeinrichtung mit 102 m^3 Fassungsvermögen ausgestattet. Die Tunnellüftung erfolgt aufgrund der Tunnellänge und des großen Längsgefälles als natürliche Belüftung.

Die Bauzeit ist mit ca. 32 Monaten veranschlagt. Nach Einrichtung der Baustelle und der Herstellung der Baugrube für den Voreinschnitt Süd und Nord beginnen die Vorbereitungen für den Anschlag und den Vortrieb der Kalotte. Parallel laufen die Arbeiten zur Herstellung der Stützwände und des Trogbauwerks Nord sowie der Bau von Betriebsgebäude und Rückhalteeinrichtung, wobei aus platztechnischen Gründen die Portalbauwerke erst nach der Herstellung der Innenschale realisiert werden (Lückenschluss). Nachlaufend zu den Vortriebsarbeiten werden der Bau des Trogbauwerks Nord sowie der Lückenschluss Süd ausgeführt. Der Vortrieb der Kalotte erfolgt von Norden nach Süden, so dass keine Abhängigkeiten vom Nachtbauperbot vom 1. April bis 31. Oktober aufgrund einer Fledermauspopulation im Voreinschnitt Süd

bestehen. Daran schließt sich der Vortrieb der Strosse über die gesamte Tunnellänge mit nachgezogenem Sohlausbruch an. Nach Fertigstellung des Vortriebs inklusive der Betonage der Außenschale wird die Innenschale von Süden nach Norden realisiert. Nachlaufend erfolgt der Ausbau im Tunnel (Schlitzrinnen, Kappen, Kabelrohrsystem). Anschließend werden Gefällebeton, Fahrhahnunterbau und Fahrhahnentwässerung eingebaut. Die Fertigung der Fahrhahnschichten ist abgestimmt auf die Straßenarbeiten der angrenzenden Erdbaulose. Nach der Herstellung des Rohbaus, des Ausbaus und des Straßenbaus erfolgen die technische Ausrüstung inklusive der Tests zur Inbetriebnahme sowie die Herstellung der Verblendung der Stützbauwerke und der Schutzeinrichtung.



11 Ansicht, Draufsicht und Regelquerschnitt der Talbrücke Mörlenbach © Hessen Mobil



2.4 Talbrücke Mörlenbach

Die Talbrücke Mörlenbach bildet das zentrale Brückenbauwerk im nördlichen Abschnitt der Ortsumgehung. Sie überquert das Mörlenbachtal, eine Gemeindestraße sowie die Landesstraße L 3120 und stellt die Verbindung zwischen den offenen Trassenbereichen im Süden und der Tunnelrampe des Tunnels Kisselhöhe im Norden her. Das Bauwerk ermöglicht eine höhenfreie Querung des gesamten Talraums Mörlenbach-Aue.

Das Bauwerk hat eine Gesamtlänge von 300 m und ist mit sieben Feldern geplant. Die Stützenstellungen wurden gegenüber der Planfeststellung geringfügig verschoben. Dies war aus landespflegerischer Sicht zum Schutz der Mörlenbachaue erforderlich. Die Standorte der Widerlager wurden beibehalten, so dass die Brücke im planfestgestellten Baufeld verbleibt. Für die Talbrücke Mörlenbach wurde als Haupttragssystem ein einzelliger Stahlverbundhohlkasten gewählt, welcher im Taktschiebeverfahren eingeschoben wird.

Die Gestaltung der Brücke wird somit im Wesentlichen durch ihre Form und die Proportionen der einzelnen Bauteile bestimmt. Die Planfeststellung sieht einen möglichst schlanken Überbau mit einer geringen Beeinträchtigung des Landschaftsbilds vor. Die Konstruktionshöhe des Hohlkastens beträgt 2,50 m. Wie auch bei der Talbrücke Reisen wird der Korrosionsschutz über eine »Zustimmung im Einzelfall« nach Blatt 100 ausgeführt. Als wesentlicher Unterschied werden bei der Talbrücke Mörlenbach auch die Lager und Übergangskonstruktionen nach Blatt 100 beschichtet. Bei der Talbrücke Reisen sind diese Bauteile zum damaligen Stand noch konventionell nach Blatt 87 beschichtet.

Die Bauzeit für den Neubau des Brückenbauwerks beträgt ca. 34 Monate. In den Anschlussbereichen der Widerlager erfolgt der Übergang zwischen den Dammschüttungen und der Brückenkonstruktion.

Dort besteht ein erhöhtes Risiko von Setzungsdifferenzen, die eine horizontale Last auf die Pfahlgründung erzeugen, die von der Tiefgründung der Widerlager nicht aufgenommen werden kann. Um die Setzungen zu minimieren und so diese Belastung auf die Tiefgründung auszuschließen, werden erdgestützte Bohrpfähle eingesetzt. Diese Pfähle reduzieren die Setzungsanfälligkeit des anstehenden Bodens unter den Dammkörpern und verbessern so die Robustheit des Bauwerks. Als Vorzugsvariante ergab sich eine Tiefgründung mittels unbewehrter, erdgestützter Bohrpfähle (SOB-Pfähle).

GRÜNDUNG, DIE TRÄGT - BAUWERKE, DIE VERBINDEN



Ein Unternehmen der **HG Gruppe**



GERDUM u. BREUER
Bauunternehmen GmbH

Ingenieurbau

Freivorbau | Traggerüst |
Taktschiebeverfahren | Vorschubrüstung

Bauwerksinstandsetzung

Brückensanierung | Brückenrestaurierung |
Verankerungstechnik |
Kunststoffverarbeitung

Max-Planck-Str. 4 | 36179 Bebra
T: 06622 507-200 | E: info@gerdum-u-breuer.de
gerdum-u-breuer.de

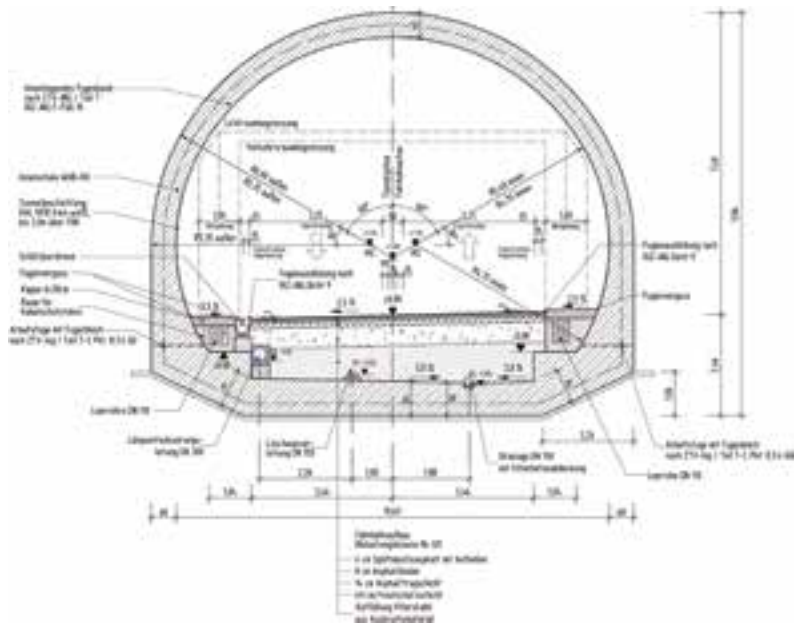
2.5 Tunnel Kisselhöhe

Der Tunnel Kisselhöhe bildet das nördlichste Großbauwerk der Ortsumgehung Mörlenbach. Er liegt zwischen der Wohnsiedlung Frohnacker und dem Naturschutzgebiet »In der Erbach« und verbindet den offenen Trassenbereich nach Norden mit der bestehenden B 38. Die Gesamtlänge beträgt ca. 550 m. Der Tunnel verläuft im kristallinen Grundgebirge des Odenwalds und wird vollständig bergmännisch hergestellt. Die Bauwerkslage ist aus topografischen Gründen vorgegeben und ermöglicht eine konfliktarme Führung zwischen besiedelten Bereichen und geschützten Landschaftsräumen.

Der erforderliche Lichtraumquerschnitt, die Trassierung des Verkehrswegs, die Betriebseinrichtungen und die geologischen Verhältnisse bestimmen das Tunnelprofil.

Im Tunnel Kisselhöhe weist die B 38 den Fahrbahnquerschnitt RQ 11t nach RAL [2] auf. Dieser Fahrbahnquerschnitt enthält eine Fahrspur je Fahrtrichtung ohne zusätzlichen Standstreifen. Die beidseitigen Fahrstreifen sind jeweils 3,50 m breit, die Randstreifen 0,25 m. Entlang jeder Richtungsfahrbahn wird ein Notgehweg von 1,00 m Breite angeordnet. Aufgrund der Tunnellänge von 550 m wird ein Notausgang im Tunnel erforderlich. Der Rettungsweg wird als integrierter Rettungsweg ausgeführt. Im Bereich des Rettungswegs erfolgt eine Aufweitung der lichten Weite des Gewölbequerschnitts von 10,63 m auf 13,45 m.

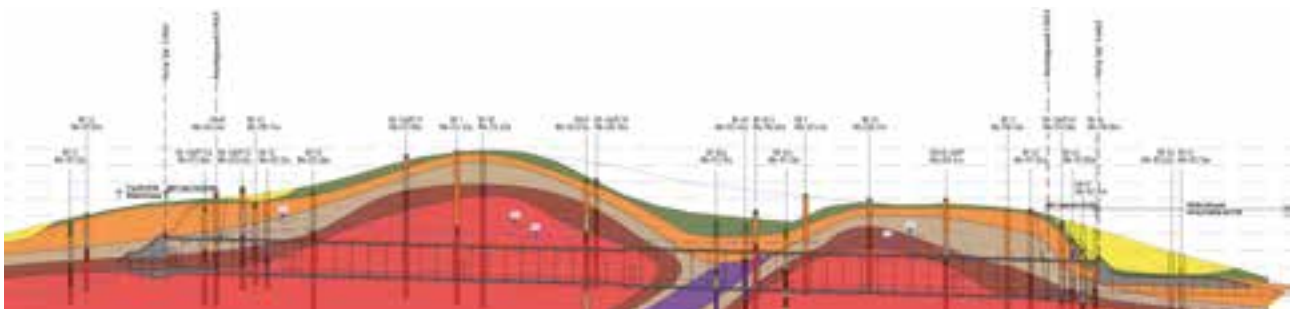
Im Bereich der Notgehwege ist Raum für die Verlegung von Kabeln vorhanden und unter der Fahrbahn liegen die Leitungen für die Straßenentwässerung. Aufgrund der Tunnellänge von 550 m und der Befahrung im Gegenverkehr ist für den Brandfall gemäß RE-Ing [3] eine mechanische Längslüftung vorzusehen.



12 Regelquerschnitt des Tunnels Kisselhöhe im Bereich der offenen Bauweise © Hessen Mobil

Unter Berücksichtigung dieser Erfordernisse und der geotechnischen Eigenschaften des Gebirges wurde ein Gewölbequerschnitt aus einem zusammengesetzten Korbbogen entwickelt, der die vorgegebenen Zwangspunkte aus Licht- und Einbauten eng umschreibt und im gesamten Tunnel, in dem kein integrierter Rettungsweg vorgesehen ist, konstant bleibt. Aufgrund des integrierten Rettungswegs und der notwendigen senkrechten Wand zur Trennung des Fahr- raums zum Fluchtweg im Querschnitt wird das Lichtraumprofil nicht gedreht und verläuft senkrecht über die gesamte Tunnellänge. Der Tunnel erhält auf kompletter Länge eine geschlossene Sohle. Die Länge und maximale Tiefe der Voreinschnitte und somit die Länge der offenen und geschlossenen Bauweise ergibt sich aus den topografischen Verhältnissen, deren Böschungsneigungen und aus den geologischen Bedingungen. Die maximale Überdeckung über dem Tunnel beträgt ca. 28 m, die Minimalüberdeckung ca. 8,50 m.

Im Zusammenhang mit der Tunnellänge und den geologischen Verhältnissen wird die bergmännische Bauweise mit konventionellem Vortrieb für das Auffahren der Tunnelröhre gewählt. Der Ausbau der Tunnelröhre erfolgt zweischalig. Die äußere Spritzbetonschale dient als Temporärsicherung mit Baustahlgitter, Spritzbeton, Gitterträger und Anker. Der Tunnel wird als undrainierter Tunnel ausgelegt. Der endgültige Ausbau erfolgt durch eine bewehrte Innenschale aus wasserundurchlässigem Konstruktionsbeton. Bauzeitliche Böschungen werden nach statischen Erfordernissen mit Spritzbeton und Bodenvernagelung gesichert. Die Lage der Portale ergibt sich aus den topografischen Randbedingungen. In den Voreinschnitten werden Böschungen mit Bermen angelegt. Die Bermen sind nicht für ein Befahren mit Transportern oder größeren Fahrzeugen vorgesehen, sondern nur für leichte Geräte zur Durchführung der Pflegearbeiten.



13 Kisselhöhe: tunnelbautechnischer Längsschnitt mit geologischer Störzzone © Hessen Mobil

Im Bereich des Tunnelbauwerks ist von km 3+200 bis 3+350, ausgehend von den Erkundungsergebnissen, mit einer geologischen Störzone zu rechnen. In diesem Abschnitt weichen die Untergrundverhältnisse stark ab. Im Bereich des Tunnelquerschnitts wird anstelle von mürbem und sehr mürbem Granit ein Verwitterungston angetroffen. Auf der Grundlage einer detaillierten statischen Betrachtung ist ein einhüftiger Kalottenvortrieb im Schutz einer vorausseilenden Rohrschirmsicherung vorgesehen.

Die geschätzte Gesamtbauzeit wird ca. 40 Monate betragen. Nach Einrichtung der Baustelle im Norden und im Süden erfolgt der Aushub der Baugrube für die Voreinschnitte, zudem wird die Anschlag- bzw. Durchschlagwand für den bergmännischen Vortrieb vorbereitet. Nach Herstellung der Anschlagwand erfolgt der Kalottenvortrieb fallend von Süden nach Norden. Bei km 3+180 erfolgt der Querschnittswechsel vom Querschnitt ohne auf den Querschnitt mit Rettungsstollen. Nach dem kompletten Auffahren der Kalotte schließt sich der Vortrieb der Strosse und der Sohle jeweils nachlaufend über die gesamte Tunnellänge an.



14 Tunnel Kisselhöhe im Bau
© Bung Baumanagement GmbH

Parallel zum Vortrieb erfolgen die Herstellung der Stützbauwerke, die Realisierung der Rückhalteeinrichtung und die Hinterfüllung der Stützbauwerke. Nach Abschluss des Vortriebs inklusive der Betonage der Außenschale ist die Herstellung der Innenschale geplant. Aufgrund der beiden unterschiedlichen Querschnitte werden unterschiedliche Schalwagengeometrien benötigt.

Im Anschluss ist die nachträgliche Errichtung der Trennwand zwischen Fahrraum und Rettungsstollen vorgesehen. Auch bei diesem Tunnel werden nach Rohbau, Ausbau und Straßenbau die technische Ausrüstung inklusive der Tests zur Inbetriebnahme sowie die Verblendung der Stützbauwerke und die Schutzeinrichtungen hergestellt.

MONUMENTE SCHAFFEN

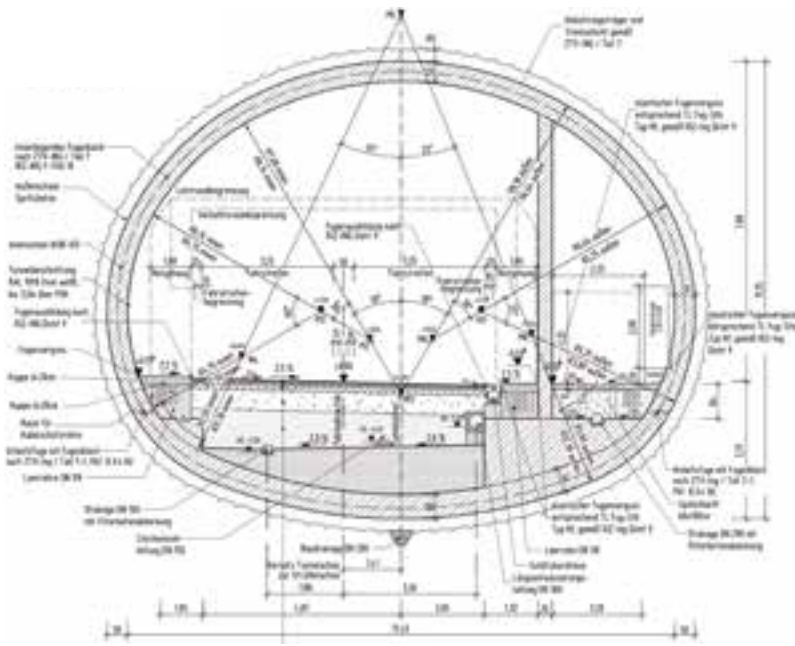
Schachtbau Nordhausen bietet seinen Kunden ein umfassendes Leistungs- und Produktangebot in den Bereichen:

Stahlbau ■ Bergbau
Anlagentechnik ■ Maschinenbau

Innovativ | Vielseitig | Zuverlässig

SCHACHTBAU NORDHAUSEN GmbH
Industrieweg 2 a
99734 Nordhausen
www.schachtbau.de

SCHACHTBAU NORDHAUSEN



15 Tunnel Kisselhöhe: Regelquerschnitt im Bereich der geschlossenen Bauweise mit integriertem Rettungsstollen © Hessen Mobil

3 Neue Entwicklungen im Tunnelbau

3.1 Pilotprojekt Integrierter Rettungsstollen

Erstmalig nach der Novellierung der Sicherheitsanforderungen für Straßentunnel wurde in Deutschland ein integrierter Rettungsstollen bzw. Rettungsweg in einem bergmännischen Gegenverkehrstunnel genehmigt und zur Realisierung vorgesehen. Die speziellen Projektanforderungen des Tunnels Kisselhöhe haben gezeigt, dass diese Umsetzung einige Vorteile, aber auch Herausforderungen gegenüber den bisher üblicherweise separierten Rettungsstollen oder Rettungsschächten zur Umsetzung der Sicherheitsanforderungen bietet.

Die in Deutschland bisher nicht übliche Lösung eines integrierten Rettungswegs in einem bergmännischen Tunnelquerschnitt ist grundsätzlich bautechnisch machbar. Die Abwägung der Varianten hat gezeigt, dass diese Lösung die Belange der Sicherheit und Erreichbarkeit mit den Ansprüchen an Baukosten und Nachhaltigkeit vereint.

Ein integrierter Rettungsweg bietet eine Möglichkeit, die dauerhafte Flächeninanspruchnahme bei Straßentunneln zu reduzieren und mit Hilfe von konstruktiven Detaillösungen alle betriebs- und sicherheitstechnischen Anforderungen zu erfüllen und diese sogar zu verbessern [5].

3.2 Schachtdeckellose Fahrbahn

Die Fahrbahn beider Tunnelbauwerke wird nicht wie üblich mit Schachtdeckeln zur Wartung der Entwässerungsleitung in der Fahrbahn ausgeführt, sondern mit neu entwickelten Spülschächten am Fahrbahnrand, die eine Wartung der Entwässerungsleitung vom Fahrbahnrand ermöglichen. Schachtdeckel in der Fahrbahn, die immer eine Schwachstelle im Belag darstellen, werden nicht mehr benötigt – es handelt sich hierbei um die schachtdeckellose Fahrbahn. Die Wartungsfreundlichkeit des Systems hat einen großen Anteil an der Minimierung von Sperrzeiten für Reinigungs- und Instandsetzungsarbeiten. Gerade bei Tunnelbauwerken sorgen unter anderem die Entwässerungssysteme regelmäßig für Sperrungen aufgrund von Wartung und Instandsetzung. Besonders im Bereich der permanent überfahrenen Kontrollschächte kommt es immer wieder zu Schäden, deren Behebung mitunter zu langen Sperrzeiten der Verkehrswege führt. Mit dem Einsatz des modifizierten Tauchwandschachts am Fahrbahnrand, bei dem auf Schachtdeckel in der Fahrbahn verzichtet werden kann, werden der Betrieb, die Unterhaltung der Entwässerungsleitung und die daraus resultierenden Kosten reduziert werden [6].

4 Termschiene der Bauausführung

Die Bauausführung startete offiziell im Jahr 2020 mit dem Spatenstich und dem Baubeginn eines Kreisverkehrsplatzes im Bereich der Anschlussstelle Mörlenbach sowie mit weiteren kleineren Vorabmaßnahmen, wie zum Beispiel der Ertüchtigung eines Wirtschaftswegs und dem Neubau eines Rückhaltebeckens. Die beiden kleineren Brückenbauwerke wurden in den Jahren 2021–2024 realisiert und sind aktuell fertiggestellt. Im Januar 2025 kurz nach dem »Spatenstich Großbauwerke« begann der Vortrieb der beiden Tunnelbauwerke, im Sommer 2025 wurde mit dem Bau der Talbrücke Reisen begonnen. Ende 2025 wurde die Bauausführung des vierten Großprojekts vergeben, so dass alle Bauwerke entweder in der Bauausführung oder schon fertiggestellt sind.

Bei der Talbrücke Reisen sind aktuell die Unterbauten realisiert und die ersten acht Schüsse auf den Unterbauten bzw. Hilfsstützen verlegt. Diese werden aktuell zusammengeschlössert und -geschweißt. Die weiteren Schüsse sind im Stahlwerk in Vorbereitung, werden sukzessive fertiggestellt und zum Einheben auf die Baustelle transportiert.



16 Bau der Ortsumgehung Mörlenbach: Meilensteine © Hessen Mobil

Die Bauausführung des Tunnels Berkersklamm ist zum jetzigen Zeitpunkt am weitesten vorangeschritten. Die Vortriebsarbeiten im bergmännischen Teil sind abgeschlossen, so dass die Innenschale realisiert werden kann. Die Stützkonstruktionen der Voreinschnitte werden parallel zum Tunnelbau hergestellt. Die Tunnelmaßnahme Kisselhöhe befindet sich im bergmännischen Vortrieb. Die Baugruben der Voreinschnitte sind fertiggestellt. Im nächsten Arbeitsschritt werden sukzessive die Betonarbeiten in den Voreinschnitten durchgeführt. Das vierte Großbauwerk, die Talbrücke Mörlenbach, befindet sich in der Bauvorbereitung und wird Anfang 2026 mit der Baustelleneinrichtung und dem Herstellen der Baugruben sowie dem Taktkeller in die Bauausführung starten. Alle Maßnahmen liegen im Zeitplan, so dass zum jetzigen Zeitpunkt mit einer Verkehrsfreigabe der Ortsumgehung Mörlenbach im Jahr 2029 zu rechnen ist.

Autoren:

Dr.-Ing. Timm Wetzel
Dipl.-Ing. Christian Bornschie
 Hessen Mobil
 Straßen- und Verkehrsmanagement,
 Wiesbaden

Bauherr

Bundesrepublik Deutschland,
 vertreten durch das Land Hessen, Hessen Mobil
 Straßen- und Verkehrsmanagement, Wiesbaden

Bauwerksentwurf

Hessen Mobil Straßen- und Verkehrsmanagement,
 Wiesbaden
 Schübler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH, Düsseldorf
 (Tunnel Berkersklamm und Kisselhöhe)
 IMM Maidl & Maidl Beratende Ingenieure GmbH & Co.
 KG, Bochum (Tunnel Berkersklamm und Kisselhöhe)

Prüfingenieure

Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler, Dresden (Talbrücke Reisen)
 Dr.-Ing. Alexander Steffens, Hamburg
 (Talbrücke Mörlenbach)
 Dipl.-Ing. Falk-Dietrich Schindler, Braunschweig
 (Tunnel Berkersklamm)
 Dr.-Ing. Carsten Peter und Dr.-Ing. Heinrich Bökamp,
 Münster (Tunnel Kisselhöhe)

Tunnelsachverständige

Prof. Dr.-Ing. Dieter Kirschke, Ettlingen
 Dipl.-Ing. Marc Kemmler M. Eng. und Dipl.-Ing. Hendrik
 Schälicke, Ettlingen

Bauoberleitung und Bauüberwachung

IGS Ingenieure GmbH & Co. KG, Hochheim am Main
 (Talbrücke Reisen)
 Krebs+Kiefer Ingenieure GmbH, Darmstadt
 (Talbrücke Mörlenbach)
 Bung Baumanagement GmbH, Heidelberg
 (Tunnel Berkersklamm und Kisselhöhe)

Schweißfachingenieure

IGS Ingenieure GmbH & Co. KG, Magdeburg
 (Talbrücke Reisen)
 WTM Engineers GmbH, Hamburg
 (Talbrücke Mörlenbach)

Ausführungsplanung

Leonhardt, André und Partner
 Beratende Ingenieure VBI AG, Stuttgart
 (Talbrücke Reisen)
 HFR Ingenieure GmbH, München
 (Talbrücke Mörlenbach)
 WBI GmbH, Weinheim
 (Tunnel Berkersklamm und Kisselhöhe)

Bauausführung

Arbeitsgemeinschaft Talbrücke Reisen:
 Gerdum u. Breuer Bauunternehmen GmbH, Kassel
 Schachtbau Nordhausen GmbH, Nordhausen
 Arbeitsgemeinschaft Talbrücke Mörlenbach:
 Eiffage Infra Süd GmbH, Schwabach
 Hochtief Infrastructure GmbH, Frankfurt am Main
 Mostostal Kraków S. A., Krakau, Polen
 Arbeitsgemeinschaft
 Tunnel Berkersklamm und Kisselhöhe:
 Hochtief Infrastructure GmbH, Frankfurt am Main
 Eiffage Infra Süd GmbH, Schwabach

Literatur

- [1] Hessen Mobil (Hrsg.): B 38. Broschüre Ortsumgehung Mörlenbach. Wiesbaden, 2024.
- [2] Richtlinien für die Anlage von Landstraßen RAL. Hrsg. v. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. Köln, 2012.
- [3] Bundesverkehrsministerium (Hrsg.): Richtlinien für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauten (RE-ING). Bonn, 2023/03.
- [4] Bundesverkehrsministerium (Hrsg.): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten (ZTV-ING). Bonn, 2022/11.
- [5] Richter, M.; Bornschie, C.; Gordon, M.: Integrierte Rettungsstollen bei Straßentunneln in Deutschland. Planung und Realisierung in Hessen. STUVA-Tagung 2023, Langfassungen der Vorträge; in: Forschung + Praxis: U-Verkehr und unterirdisches Bauen 59, 2023, S. 437–441.
- [6] Bornschie, C.; Klehm, T.; Ranft, A.: Nachhaltiger Betrieb der Tunnelentwässerung ohne Schachtdeckungen in der Fahrbahn; in: Bautechnik 101, 2024, H. 7, S. 415–421.

WTM
ENGINEERS

Besuchen
Sie uns
online.

**Elegant dank
Spannbeton.**

© WTM Engineers, COWI,
Dissing+Weitling

Herausforderndes Projekt vom Entwurf bis zur Verkehrsfreigabe Erneuerung der Eisenbahnüberführung über den Rothgraben

■ ■ ■ von Roland Friedl, Friedrich Brummer

Die Realisierung einer 680 t schweren Eisenbahnbrücke vom Entwurf bis zur Verkehrsfreigabe in einer Zeit von lediglich elf Monaten klingt rekordverdächtig und ist zugleich ein gelungenes Beispiel dafür, dass es in Deutschland nach wie vor möglich ist, auch schwierige Projekte in kurzer Zeit umzusetzen. Neben den zeitlichen mussten während der Realisierung auch eine Reihe von technischen Herausforderungen gemeistert werden. Insbesondere die schwierigen Gründungsverhältnisse mit Großbohrpfählen im Seeton sowie die oberflächennah anstehenden gering tragfähigen Bodenschichten mit extrem großem Setzungspotential erforderten sowohl umfangreiche theoretische Berechnungen als auch experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten der Gründungselemente. Die Gefahr rezonanzähnlicher Schwingungseffekte sowie verkehrsinduzierte Ermüdungsbeanspruchungen der Flachstahlhänger führten schließlich zu der Entscheidung, nicht die ursprünglich angedachte Stabbogenkonstruktion, sondern eine klassische Fachwerkbrücke zu realisieren.

1 Herausfordernde geologische Randbedingungen

Im Zuge der zweigleisigen Bahnstrecke von Rosenheim nach Salzburg befindet sich bei Grabenstätt am Chiemsee die Eisenbahnüberführung über den Rothgraben und die Staatsstraße 2096, welche unter anderem aufgrund des hohen Alters (Baujahr 1934) eines Ersatzneubaus bedurfte. Im Bestand befanden sich zwei eingleisige Brückenüberbauten, die als Einfeldträgerkette mit Einzelstützweiten von jeweils ca. 13,80 m und 14,10 m ausgebildet wurden.



1 Fachwerküberbau in Behelfslage
© Ing. Hans Bodner Baugesellschaft m.b.H. Co. KG

Die Stahlüberbauten mit offener Fahrbahn waren auf massiven Widerlagern sowie einem gemeinsamen Mittelpfeiler gegründet.

Das Bauwerk befindet sich südlich des Chiemsees auf dem Gebiet des »Ur-Chiemsees«, welches geologisch überwiegend durch mächtige Seetonablagerungen, einzelne Kiesablagerungen und Mooregebiete gekennzeichnet ist. Zur Baugrunderkundung wurden diverse Aufschlüsse und Laboruntersuchungen durchgeführt. Primär wurden vier Rammkernbohrungen sowie drei Drucksondierungen bis in eine Tiefe von 30–45 m ausgeführt.

Im Baufeld liegen im Wesentlichen drei Schichtkomplexe vor. Bis in eine Tiefe von 4 m stehen zunächst breiige bis weiche Tone mit stark variierendem organischen Anteil sowie Torfeinlagerungen an. Darunter folgt eine inhomogene, locker bis teils mitteldicht gelagerte Kiesschicht, deren Mächtigkeit zwischen 2,50 m am östlichen Widerlager und 17,00 m am westlichen Widerlager stark variiert.

Den letzten Schichtkomplex bilden die Seetone, welche hier überwiegend als weiche bis steife sandige Schluffe charakterisiert werden.

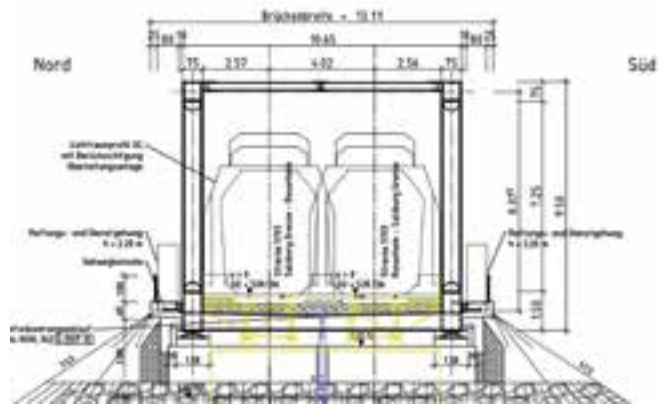
Die Konsistenz und folglich die Festigkeit nahm dabei mit der Tiefe tendenziell ab. Die Seetone weisen eine starke Wasser- und Erschütterungsempfindlichkeit auf. Grundwasser steht oberflächennah in den Kiesen teils in gespannter Form an. Insbesondere die Seetone sowie die überlagerten Tone und Torfe weisen eine sehr geringe Tragfähigkeit sowie ein großes Setzungspotential auf. Für die Bemessung und die Ausführung des Ersatzneubaus der Eisenbahnbrücke einschließlich aller Bauzustände unter »rollendem Rad« handelt es sich damit geotechnisch um äußerst herausfordernde Randbedingungen.

Die vorliegenden gering tragfähigen Bodenschichten sowie die notwendigen Abflussquerschnitte im Hochwasserfall stellen wesentliche, den Bauwerksentwurf maßgeblich bestimmende Randbedingungen dar.

Unter Würdigung der vorliegenden geometrischen Verhältnisse der zu überführenden Straße sowie des Bachbetts der Weißen Ache wurde für den neuen Brückenüberbau eine Stützweite von 51,10 m festgelegt. Somit konnten die beiden Widerlager unter rollendem Rad unter Einsatz von Zwillingsträgerhilfsbrücken errichtet werden.

Aufgrund der anstehenden Baugrundsituation scheidet ein Überbau in Massivbauweise wegen des deutlich zu hohen Konstruktionsgewichts von vornherein aus.

Bei einer zur Verfügung stehenden Bauhöhe von Schienenoberkante bis Tragkonstruktionsunterkante von lediglich 1,30 m kommt auch nur ein obenliegendes Tragwerk in Betracht. Der auf der freien Strecke vorhandene Oberbau, bestehend aus Schienen vom Typ 60 E2, B93-Betonschwellen sowie einem Standardschotterbett, wird auch im Bereich des Brückenbauwerks fortgeführt.

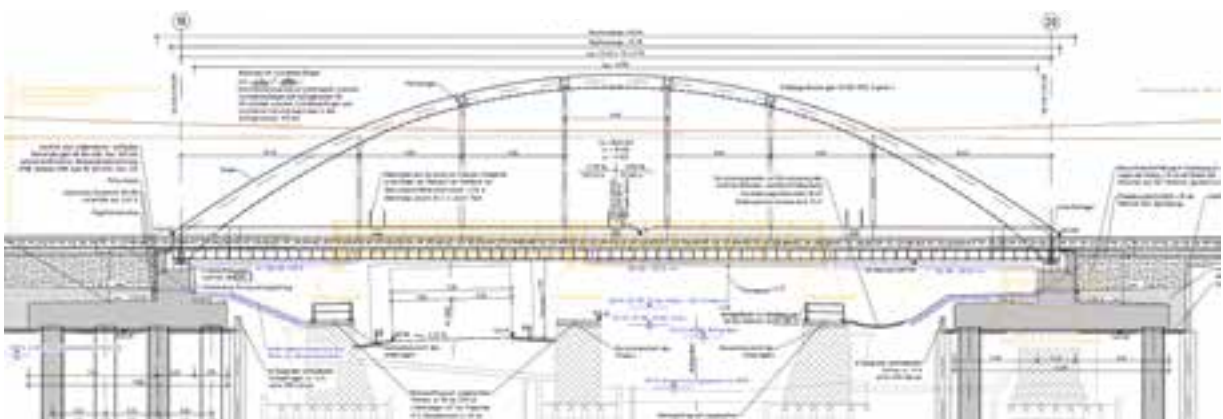


2 Auszug aus dem Bauwerksplan: Regelquerschnitt
© bulicek + ingenieure gmbh

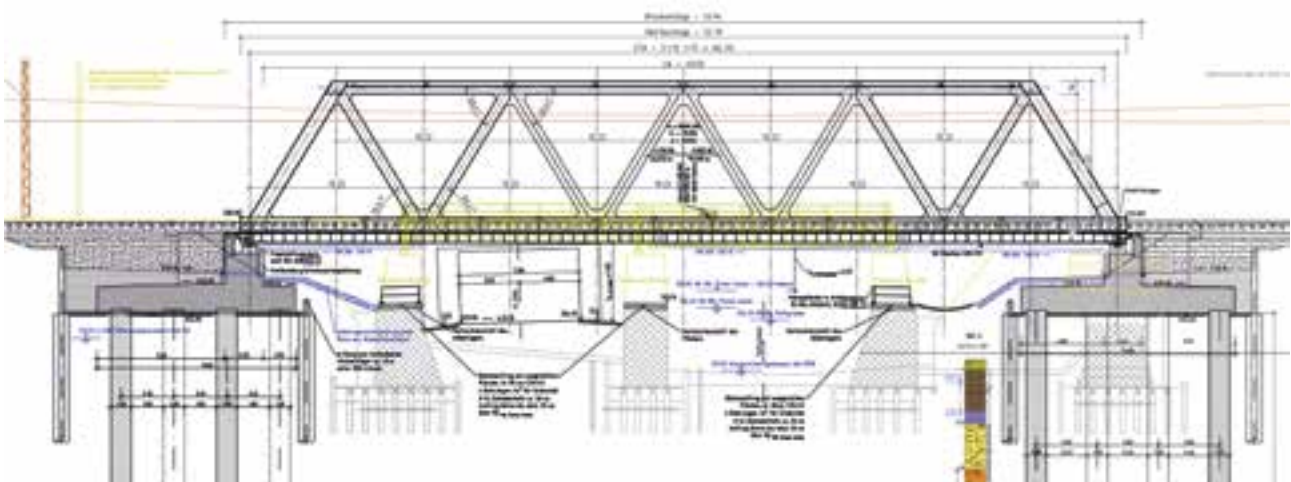
2 Stabbogen versus Fachwerk

Der ursprünglich im Auftrag der DB InfraGO AG von der DB Engineering & Consulting GmbH erstellte Bauwerksentwurf sah eine zweigleisige Stabbogenbrücke mit Flachstahlhängern sowie einer Stützweite von 51,10 m vor. Zur Ausführung kam schließlich eine ebenfalls zweigleisig ausgeführte Fachwerkbrücke mit identischer Stützweite. Mit einer ermüdungswirksamen Jahrestonnage je Gleis und Richtung von 50 Mio. t sowie einer Begegnungshäufigkeit von

45 % liegt eine vergleichsweise hohe Ermüdungsbeanspruchung vor. Dies, in Verbindung mit der zur Verfügung stehenden Bauhöhe von maximal 1,30 m, führte schließlich zur Ausbildung einer querorientierten orthotropen Fahrbahnplatte mit einem Querträgerabstand von ca. 68 cm. Im Folgenden werden die beiden konkurrierenden Entwurfskonzepte in verallgemeinernder Form diskutiert und in einer rückwirkenden Bewertung einander gegenübergestellt.



3 Auszug aus dem Bauwerksplan der Ausschreibung: Längsschnitt
© DB Engineering & Consulting GmbH



4 Auszug aus dem Bauwerksplan: Längsschnitt
© bulicek + ingenieure gmbh

3 Charakteristisches Tragverhalten von Stabbogenbrücken

3.1 Grundsätzliches

Wie bei allen bogenförmigen Tragwerken stellt auch bei Stabbogenbrücken eine halbseitige Verkehrseinwirkung den bemessungsmaßgebenden Beanspruchungszustand dar. Den Prinzipien der technischen Mechanik entsprechend, kann jede unsymmetrische Belastung als Superposition eines symmetrischen und eines asymmetrischen Lastbildes aufgespalten werden. Der symmetrische Verkehrslastanteil führt gemeinsam mit den in der Regel symmetrisch verteilten Konstruktions-eigengewichts- und Ausbau-lasten zu einer überwiegenden Normal-kraftbeanspruchung im Stabbogen sowie einer zugehörigen Zugkraft im Versteifungsträger. Die antimetrische Beanspruchung führt hingegen zu einer bemessungsmaßgebenden Biegemomentenbeanspruchung im Versteifungs- sowie im Bogenträger. Über die Kopplung von Bogenträger und Versteifungsträger über die Brückenhänger entspricht eine Stabbogenbrücke im Hinblick auf eine antimetrische Biegemomentenbeanspruchung einem System zweier gekoppelter Biegeträger. Die Aufteilung der Biegemomentenbeanspruchung zwischen Versteifungsträger und Bogenträger kann über die Steifigkeitsverhältnisse beeinflusst werden. Für übliche Verhältnisse dominiert jedoch die Biegesteifigkeit des Versteifungsträgers deutlich, wodurch auch ein Großteil der Biegemomente von diesem abgetragen wird.

3.2 Ermüdungswirksame Zwangsbeanspruchungen infolge Verkehr

Mit der Biegemomentenbeanspruchung von Versteifungs- und Bogenträger geht auch eine entsprechende Biegeverformung in Bogenebene einher. Diese Biegeverformung wird zudem den Flachstahlhängern aufgezwungen und führt zu bemessungsmaßgebenden Normalspannungen insbesondere in den Anschlussbereichen der Flachstahlhänger [4].

Diese Zwangsbeanspruchungen treten bei jeder Zugüberfahrt auf und stellen somit ermüdungswirksame Einwirkungen dar. In Abhängigkeit der Stützweite kann insbesondere bei kürzeren Stützweiten auch jedes Drehgestell einen ermüdungswirksamen Lastwechsel bedeuten.

Zugleich hat die Biegeverformung der Fahrbahn, im vorliegenden Fall der querorientierten orthotropen Fahrbahn, in Brückenquerrichtung eine Verdrehung des Versteifungsträgers um dessen Längsachse und, damit einhergehend, eine Zwangsverformung der Hänger in Brückenquerrichtung zur Folge.

Die Höhe der verkehrsinduzierten Zwangsbeanspruchungen hängt von den Steifigkeiten des Bogentragwerks, der Fahrbahnkonstruktion sowie der Brückenhänger samt Anschlussbereichen ab. Die konstruktive Ausbildung der Anschlussbereiche der Hänger an den Versteifungsträger sowie an den Bogenträger hat einen großen Einfluss auf die Eigenschwingfrequenzen und insbesondere auch auf die Zwangsschnittgrößen infolge der globalen Biegeverformungen des Bogentragwerks sowie der Fahrbahn. Sowohl die Verformung in Bogenebene als auch die Verdrehung des Versteifungsträgers um dessen Längsachse infolge der Biegeverformung der Fahrbahnkonstruktion in Brückenquerrichtung können durch die Steifigkeit der Hänger nicht in relevantem Maße beeinflusst werden und hängen einzig von den globalen Steifigkeitsverhältnissen der Haupttragelemente ab. Jedoch hat die Anschlusssteifigkeit der Hänger einen signifikanten Einfluss auf die Zwangsbeanspruchungen der Hänger.

3.3 Ermüdungswirksame windinduzierte Schwingungsbeanspruchungen

Neben der verkehrsinduzierten Ermüdungsbeanspruchung können bei Flachstahlhängern auch windinduzierte Schwingungsphänomene bemessungsmaßgebend werden [3]. In Abhängigkeit der Seitenverhältnisse der Flachstahlhänger stellen wirbelinduzierte Querschwingungen oder bewegungsinduzierte Schwingbewegungen in der Form von Gallping oder Flatterschwingungen die zu berücksichtigenden Phänomene dar. Bei bewegungsinduzierten Schwingungserscheinungen handelt es sich um resonanzähnliche Schwingungsprobleme, bei denen die Kraftanregung mit der Schwingbewegung noch verstärkt wird [2] [3].

Die Schwingungsamplituden werden, wie auf der Basis der sogenannten dynamischen Vergrößerungsfunktion

$$V(\eta) = \frac{\Lambda}{w_{stat}} = \frac{1}{\sqrt{(1-\eta^2)^2 + \frac{4\eta^2\Lambda^2}{\Lambda^2+4\eta^2}}}$$

mit dem Frequenzverhältnis

$$\eta = \frac{\Omega}{\omega_0}$$

sowie dem logarithmischen Dämpfungsdekretment Λ offenkundig wird, im resonanzähnlichen Zustand einzig durch die Dämpfung begrenzt

$$V(\eta = 1) \approx \frac{\pi}{\Lambda}$$

und es kommt zum »Aufschaukeln« der Schwingbeanspruchung mit sehr hohen Amplituden sowie Spannungsbeanspruchungen.

Für schlanke Hänger mit größeren Bauteillängen hat der Einfluss der Normalzugkräfte zunehmend Auswirkungen nicht nur auf die Schnittgrößenverteilung, die nach Theorie II. Ordnung erfolgen muss, sondern auch auf die Eigenschwingfrequenzen, die insbesondere für Schwingbeanspruchungen um die schwache Achse signifikant durch die Zugkräfte angehoben werden. Der Einfluss der Zugkräfte Z auf die Eigenschwingfrequenz kann gemäß [2] unter Berücksichtigung der kritischen Verzweigungslast

$$N_{cr,j} = \frac{\pi^2 EI}{s_{k,j}^2},$$

wobei für die einzelnen Eigenformen die jeweilige Knicklänge $s_{k,j}$ zu verwenden ist, sowie der Eigenschwingfrequenz

$$\omega_{0,j} = 2\pi \cdot X_j \cdot \frac{1}{L^2} \cdot \sqrt{\frac{EI}{\mu}}$$

wie folgt berücksichtigt werden:

$$\omega_j = \omega_{0,j} \cdot \sqrt{1 + \frac{Z}{N_{cr,j}}}$$

Dabei sind für die Ermittlung der Eigenschwingfrequenz der einzelnen Eigenformen stets die tatsächliche Stablänge L , die Biegesteifigkeit EI in der betrachteten Richtung, die Massenbelegung μ sowie ein entsprechender Beiwert X_j in Abhängigkeit der Randbedingungen einzusetzen. Letzterer kann für die in der Regel maßgebende Grundfrequenz für den beidseitig gelenkigen Fall zu $X_1 = 1,5708$, für den einseitig eingespannten Fall zu $X_1 = 2,4532$ sowie für den beidseitig eingespannten Fall zu $X_1 = 3,5608$ bestimmt werden. Für übliche Querschnitte von Flachstahlhängern von Stabbogenbrücken führt die Zugkraft aus den ständigen Einwirkungen zu einer deutlichen Anhebung der Eigenschwingfrequenzen für Schwingbewegungen um die schwache Querschnittsachse. Durch eine gezielte Beeinflussung der Steifigkeiten kann zwar ein gewisser Einfluss auf die Eigenschwingfrequenz und damit auf die Einsetzgeschwindigkeit von windinduzierten Schwingungsphänomenen genommen werden. Häufig lässt sich jedoch die an die Eigenschwingfrequenz gekoppelte kritische Einsetzgeschwindigkeit nicht so weit anheben, dass sie mindestens 25 % über der mittleren Windgeschwindigkeit für den betrachteten Standort liegt und damit nicht mehr maßgebend für die Bemessung der Hänger wird ($v_{crit} > 1,25 \cdot v_m$). Dann bleibt nur, die Schwingungsbeanspruchungen über Schwingungsdämpfer so weit zu begrenzen bzw. die Einsetzgeschwindigkeit so weit anzuheben, dass deren Schwingamplituden im unkritischen Bereich bleiben.

Die mittlere Windgeschwindigkeit kann dabei gemäß DIN EN 1991-4 für das Binnenland unter Zugrundelegung der Geländekategorie II in Abhängigkeit der Windzone sowie der Höhe der Hängermittte über der mittleren Geländeoberfläche aus der Basiswindgeschwindigkeit $v_{b,0} = 25$ m/s für Windzone 1 und 2 sowie $v_{b,0} = 30$ m/s für Windzone 3 und 4 zu

$$v_m = 1,0 \cdot v_{b,0} \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,16}$$

bestimmt werden. Für küstennahe Gebiete ist die Geländekategorie I anzunehmen.

Die Einsetzgeschwindigkeit für Galloping-Biegeschwingungen, die für Seitenverhältnisse $1,0 < b/d < 3,0$ maßgebend werden, kann gemäß [5] wie folgt bestimmt werden:

$$v_{crit} = \left(\frac{2 \cdot \mu \cdot \Lambda}{\rho \cdot d^2} + a_0\right) \cdot \frac{f \cdot d}{b_0}, \text{ mindestens}$$

$$\text{jedoch } v_{crit,min} = c_0 \cdot f \cdot d$$

Dabei bedeutet μ die Massenbelegung in [kg/m], f die Biegeeigenfrequenz senkrecht zur Windrichtung, das heißt um die schwache Querschnittsachse unter Berücksichtigung der Zugkraft in den Hängern, Λ das logarithmische Dämpfungdekrement, das zu $\Lambda = 0,0015$ angenommen werden darf, d die Querschnittsabmessung senkrecht zur Anströmrichtung und

$$\rho = 1,25 \left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right]$$

die Luftdichte. Die Stabilitätswerte für die Galloping-Biegeschwingungen dürfen gemäß [5] wie folgt berücksichtigt werden: siehe Bild 5.

Für die üblicherweise vorliegenden Seitenverhältnisse mit $b/d > 3,0$ sind für Flachstahlhängern von Stabbogenbrücken in der Regel eher Galloping-Torsionsschwingungen relevant. Die zugehörige Einsetzgeschwindigkeit kann gemäß [5] zu

$$v_{crit} = \left(\frac{2 \cdot \Theta \cdot \Lambda}{\rho \cdot d^3} + a_0\right) \cdot \frac{f_T \cdot d}{b_0}, \text{ mindestens}$$

jedoch zu $v_{crit,min} = c_0 \cdot f_T \cdot d$ bestimmt werden.

Dabei bedeuten, ergänzend zu den Ausführungen,

$$\Theta = \frac{I}{12} (b^2 + d^2)$$

das Massenträgheitsmoment sowie f_T die Eigenfrequenz der Torsionsschwingung, die für die Grundschwingfrequenz zu

$$f_T = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{G \cdot I_T}{\Theta \cdot L^2}}$$

abgeschätzt werden kann. Die Stabilitätswerte für die Galloping-Torsionsschwingungen können wie folgt angenommen werden [5]: siehe Bild 6.

b/d	1	1,5	2	3
a_0	-8	20	40	270
b_0	0,6	2,0	4,0	5,0
c_0	10	20	25	55

5 Stabilitätsbeiwerte a_0 , b_0 und c_0 für Galloping-Biegeschwingungen (Zwischenwerte dürfen interpoliert werden)
© Aus [5]

b/d	3	4	6	8
a_0	500	1500	2500	5000
b_0	50	100	150	200
c_0	10	15	15	25

6 Stabilitätsbeiwerte a_0 , b_0 und c_0 für Galloping-Torsionsschwingungen (Zwischenwerte dürfen interpoliert werden)
© Aus [5]

3.4 Verkehrsinduzierte Schwingungen des Überbaus

Aufgrund der zum Teil hohen Fahrgeschwindigkeiten spielen dynamische Effekte bei der Bemessung von Eisenbahnbrücken eine besondere Rolle. Insbesondere ist eine dynamische Überhöhung der statischen Einwirkungen infolge der sich einstellenden Biegeverformungen des Tragwerks und der daraus resultierenden Fliehkräfte

$$F_{flieh} = \frac{mv^2}{R}$$

zu berücksichtigen. Diese kann für Einfeld- bzw. Durchlaufsysteme über eine Erhöhung der Verkehrslastanteile mit

$$\varphi_{\text{einfeld}} = 1 + \frac{8}{g} \frac{v^2}{L} \left(\frac{\delta}{L} \right)$$

bzw.

$$\varphi_{\text{durchlauf}} = 1 + \frac{16}{g} \frac{v^2}{L} \left(\frac{\delta}{L} \right)$$

bestimmt werden [2].

Damit wird deutlich, dass die dynamische Überhöhung mit sinkender Stützweite und ansteigender Fahrgeschwindigkeit deutlich zunimmt: siehe Bild 7. Mit δ wird die vertikale Durchbiegung des betrachteten Bauteils mit der Stützweite L , bezogen auf die Wendepunkte der Biegelinie, bezeichnet. g stellt die Erdbeschleunigung dar. Der Schwingbeiwert kann für Eisenbahnbrücken gemäß DB Ril 804 zu

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_{\Phi} - 0,2}} + 0,82$$

ermittelt werden [1].

Aufgrund der bewegten Einwirkungen können Brückenüberbauten oder einzelne Bauteile davon zu Schwingbeanspruchungen angeregt und entsprechende Massenträgheitskräfte induziert werden. Sofern resonanzähnliche Schwingungsphänomene, resultierend aus den regelmäßigen und quasi periodischen Einwirkungen durch die einzelnen Drehgestelle und Radsätze, sich ausschließen lassen, sind diese auch durch die normativen Schwingbeiwerte abgedeckt.

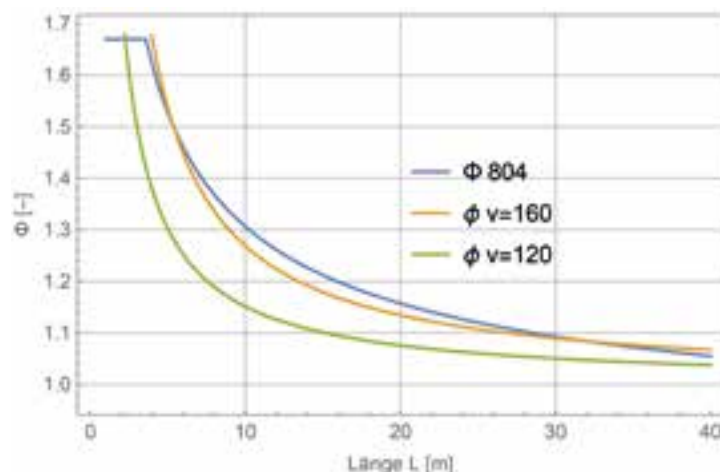
Dafür können in der Regel die Abgrenzungskriterien in DB Ril 804.3101 herangezogen werden, die eine obere sowie eine untere Grenze für die maßgebenden Biegeeigenschwingfrequenzen definieren. Anderenfalls ist eine explizite dynamische Berechnung unter Berücksichtigung der bewegten Lasten sowie der Massenträgheitskräfte erforderlich. Da für solche dynamischen Berechnungen eine große Anzahl von Betriebslastzügen sowie Fahrgeschwindigkeiten zu berücksichtigen ist, stellt dies ein sehr aufwändiges Unterfangen dar. In der Praxis wird deshalb meist versucht, die Steifigkeiten und damit die maßgebenden Eigenschwingfrequenzen so zu beeinflussen, dass resonanzähnliche Schwingbeanspruchungen von vornherein ausgeschlossen werden können. Die in der Regel für Stabbogenbrücken maßgebende Untergrenze für die Biegeeigenschwingfrequenz steigt mit sinkender Stützweite deutlich an und wird damit häufig bemessungsmaßgebend für Stabbogentragwerke mit zu geringen Stützweiten. Eine signifikante Anhebung der Eigenschwingfrequenz kann meist nur über eine Erhöhung der Konstruktionshöhe und damit der Biegesteifigkeit des Versteifungsträgers erreicht werden. Dies führt, wie auch im vorliegenden Fall, häufig zu der Erkenntnis, dass Stabbogenbrücken erst für größere Stützweiten ein sinnvolles statisches System darstellen. Mit dann steigender Hänglerlänge reduzieren sich auch die verkehrsinduzierten Zwangbeanspruchungen deutlich.

4 Charakteristisches Tragverhalten von Fachwerkbrücken

4.1 Form und Aussteifung des Fachwerkobergurts

Stahlfachwerkbrücken mit untenliegender Fahrbahn stellen eine seit langem bewährte Bauweise für Eisenbahnbrücken dar. Diese können für kürzere Stützweiten auch als Trogbriicken ohne obenliegenden Aussteifungsverband ausgeführt werden. Vielfach zeigt sich, dass, bedingt durch die seitliche Stützung sowie die Verdrehbehinderung des in der Regel als kastenförmiger Querschnitt ausgeführten Fachwerkobergurts, die kritischen Verzweigungslasten einer Trogbriicke nicht wesentlich geringer ausfallen als die einer vergleichbaren Konstruktion mit Obergurterverband. Werden, auf der sicheren Seite liegend, die Torsionseffekte vernachlässigt und lediglich die seitliche Stützung der Querrahmen, bestehend aus Fachwerkdiagonalen und Querträger mit der Ersatzsteifigkeit K , in Ansatz gebracht, so folgt die Verzweigungslast $N_{cr} = 2 \cdot \sqrt{K \cdot EI}$. Zu beachten ist dabei, dass wie bei einem gebetteten Druckstab die aus der Verzweigungslast rückgerechnete Knicklänge stets kürzer ist als der Abstand der Wendepunkte aus der Knickbiegeline.

In früheren Zeiten, wo ein vertieftes mechanisches Verständnis über das Tragverhalten einer Konstruktion noch zur Erarbeitung von materialeffizienten Systemen genutzt wurde, kamen vielfach Fachwerkbrücken mit einer veränderlichen Konstruktionshöhe zur Ausführung.



7 Schwingbeiwert sowie »mechanischer Schwingbeiwert« infolge der Bauteildurchbiegung in Abhängigkeit der Bauteillänge © Aus DB Ril 804

Ein polygonaler Verlauf des Fachwerkobergurts, dessen Knotenpunkte der Form einer quadratischen Parabel entsprechen, führt bei einer konstanten Einwirkung zu einem konstanten Verlauf der Biegezug- und Biegedruckkräfte und damit zu einer konstanten Ausnutzung des Materials über die gesamte Brückenlänge. Die der Bogenform nachempfundene Geometrie des Fachwerkobergurts hat jedoch noch einen zusätzlichen positiven Effekt. Durch die Neigung des Fachwerkobergurts wird ein großer Anteil der globalen Querkkräfte über seine geneigten Kraftkomponenten abgetragen, was dazu führt, dass die Diagonalen überwiegend nur auf Zug beansprucht werden und somit ein Knickversagen ausgeschlossen werden kann. Meist hat dies auch nur einen untergeordneten Einfluss auf die kritischen Verzweigungslasten, so dass ein der Bogenform nachempfundenen polygonalen Verlauf eines Fachwerkobergurts sich als statisch sinnvoller und dem Kraftfluss angepasster Entwurf werten lässt. Was in statischer Hinsicht auf jeden Fall zu vermeiden ist, ist eine Ausbildung eines nicht polygonalen Verlaufs der Gurtprofile zwischen den Fachwerkknoten, da damit im System unnötigerweise hohe Biegebeanspruchungen erzeugt werden.

4.2 Fachwerkknotenpunkte

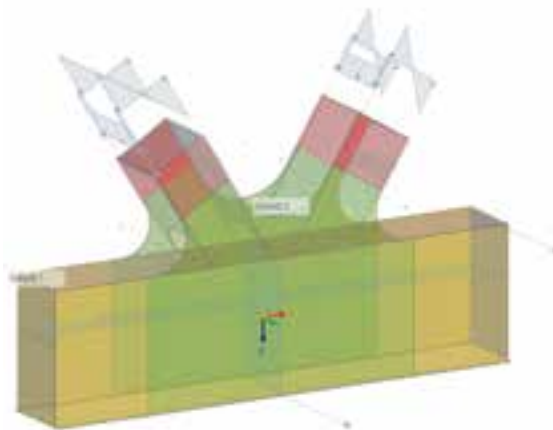
Die Knotenpunkte stellen in statischer wie in konstruktiver Hinsicht die entscheidenden Detailpunkte dar. Der Regelausbildung der geschweißten Fachwerkknoten entsprechend, werden die außenliegenden Gurtbleche mit den Stegblechen der Fachwerkober- und -untergurte verbunden. Die Stegbleche werden in der Regel nicht an die Ober- und Untergurte angeschlossen. Dies führt in Verbindung mit den äußeren Kraftkomponenten der Gurt- und Diagonalstäbe zu einem komplexen Scheibenspannungszustand in den Knotenblechen.



8 Ausbildung des Fachwerks
© bulicek + ingenieure gmbh

Durch die Neigung der Diagonalen, den Schnittpunkt der Systemlinien sowie die Ausrundungsradien im Bereich der Knotenbleche kann der Kraft- und Beanspruchungszustand in den Knotenblechen maßgeblich beeinflusst werden. Eine realitätsnahe Ermittlung des tatsächlichen Normal- und Schubspannungsverlaufs ist oftmals nur über die Erfassung des Scheibenspannungszustands meist auf der Basis von Finite-Elemente-Berechnungen möglich.

Insbesondere für die Bewertung der ermüdungswirksamen Spannungsschwingbreiten ist eine realitätsnahe Erfassung der tatsächlichen Spannungszustände erforderlich. Für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind in der Regel auch vereinfachende Ingenieurmodelle unter Inanspruchnahme lokaler Plastizierungen vertretbar.



9 Exemplarische Darstellung eines detaillierten Berechnungsmodells für einen Fachwerkknoten
© bulicek + ingenieure gmbh



10 Exemplarischer Verlauf der Normalspannungen in vertikaler Richtung eines Fachwerkknotenpunkts
© bulicek + ingenieure gmbh

5 Ermüdungswirksame Einwirkungen auf die Brückenlager infolge der Gleis-Tragwerk-Interaktion

Das Gleis läuft lückenlos über das Bauwerk hinweg. Gemäß der Verfügung des Eisenbahnbundesamts »Grundsätzliche Anforderungen an die Bemessung und Ausführung von Bauprodukten/Bauarten zur Rückverankerung von Eisenbahnbrückenlagern« ist damit die Wechselwirkung aus der Gleis-Tragwerk-Interaktion neben dem Nachweis der zusätzlichen Schienenspannungen auch explizit bei der Bemessung der Brückenlager zu berücksichtigen. Die rechnerische Ermittlung erfolgte gemäß den Regelungen in Ril 804.3401, Abschnitt 8, wobei ein Gesamtmodell, bestehend aus dem Brückenüberbau, dem über die Bewegungsfugen hinweg lückenlos durchlaufenden Gleis sowie dem vor und hinter der Brücke anschließenden Dammbereich, erstellt wurde. Die Kopplung zwischen den Schienen, die als Balkenelemente mit einem den tatsächlichen geometrischen Verhältnissen entsprechenden Versatz zum Deckblech ins Modell eingebracht werden, und dem Tragwerks- sowie dem Dammbereich erfolgt über lastfallweise unterschiedliche nichtlineare Federkennlinien. Diese berücksichtigen in Anlehnung an die Vorgaben in [7] die unterschiedlichen Steifigkeiten des Durchschubwiderstands im Bereich der Schienenstützpunkte und des Verschiebewiderstands im Schotterbett in Abhängigkeit davon, ob das Gleis belastet oder, wie zum Beispiel für Temperatureinwirkungen der Fall, unbelastet ist.

Die Tragwirkung der Unterbauten kann im Allgemeinen entweder über eine explizite Einbindung selbiger in das Gesamtmodell oder über eine Reduzierung der Horizontalsteifigkeit auf eine Einzelfeder im Bereich des längsfesten Brückenlagers erfolgen. Um die Gesamtstützweite des Bauwerks etwas zu reduzieren, sieht der Bauwerksentwurf für das Widerlager in Achse 10 eine ausmittige Anordnung der Lagerachse mit einer Exzentrizität, bezogen auf den Schwerpunkt der Grundrisschwerpunkte der Großbohrpfähle, von ca. 3 m vor. So resultiert auch aus einer reinen Vertikalbeanspruchung eine Horizontalverformung des Widerlagers und damit des Längsfestpunkts in Richtung Brückenmitte. Diese Effekte können sinnvollerweise nur durch eine Abbildung der Tragstruktur der Unterbauten im Gesamtmodell erfasst werden.

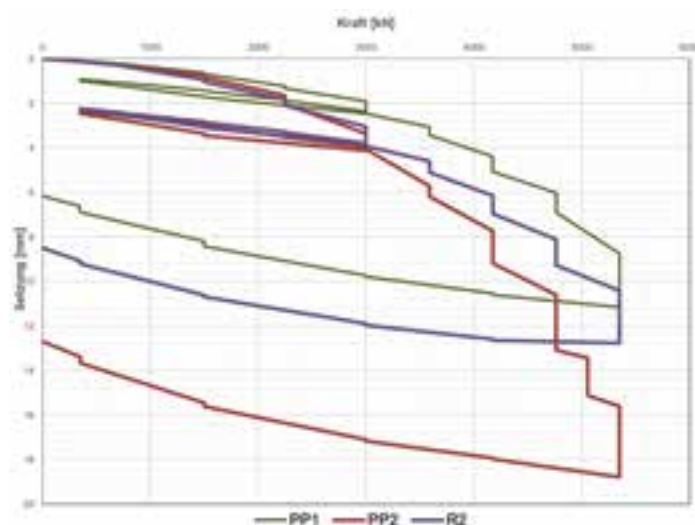
Bei einem durchlaufenden Gleis in Verbindung mit einer Festpunktagerung des Brückenüberbaus resultieren zum einen große Zwangbeanspruchungen aus veränderlichen Bauteiltemperaturen. Zum anderen sind ermüdungsrelevante Einwirkungen auf den Längsfestpunkt aus Reaktionskräften infolge der vertikalen Verkehrseinwirkungen sowie der horizontalen Brems- und Anfahrkräfte zu bestimmen. Darüber hinaus führen auch die Bewegungswiderstände am längsverchieblichen Widerlager zu Reaktionskräften am Längsfestpunkt, die ebenfalls als ermüdungswirksame Einwirkungen zu behandeln sind.

Da die Reibwiderstände im Falle von Kalottenlagern durch die Gesamtauflast entstehen, sind neben den vertikalen Verkehrseinwirkungen auch die Anteile aus den ständigen Auflagerreaktionen zu berücksichtigen. Die Effekte aus der Wechselwirkung zwischen Gleis und Tragwerk auf die Brückenlager sind nicht neu und seit langem bekannt. Jedoch konnten diese bisher auf der Basis vereinfachender Regelungen implizit berücksichtigt werden, sofern bei Stahlbrücken bis 60 m Auszugslänge kein expliziter Nachweis der zusätzlichen Schienenspannungen erforderlich war. Durch die Einführung der EBA-Verfügung muss nun für jedes Brückenbauwerk mit Festpunktagerung und durchlaufendem Gleis eine explizite Ermittlung der ermüdungswirksamen Einwirkungen an dem beschriebenen komplexen Gesamtmodell erfolgen.

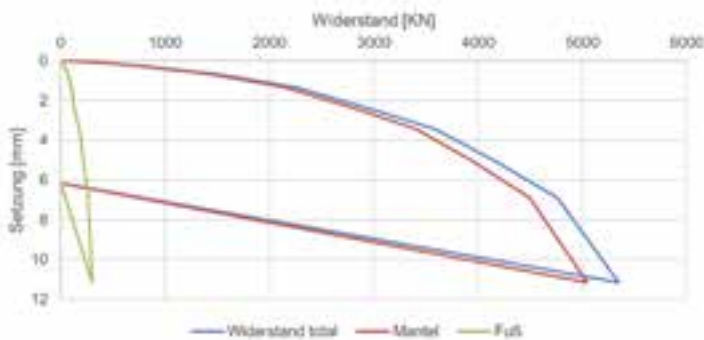
Aus Sicht der Praxis wäre es sehr wünschenswert, wenn zukünftig für Standardfälle wieder vereinfachende ingenieurmäßige Nachweisverfahren mit einer impliziten Berücksichtigung all dieser Effekte verfügbar und zulässig wären. Der mit einer expliziten Erfassung der Gleis-Tragwerk-Interaktion verbundene Aufwand ist als unverhältnismäßig hoch einzustufen, zumal die Erfahrung zeigt, dass die Ergebnisse auf der Basis der genauen sowie der bisherigen vereinfachenden Berechnung im Hinblick auf die maximalen Horizontalkräfte am längsfesten Lager zum Teil nur marginal voneinander abweichen [6].

6 Unterbauten und Gründung

Aufgrund der Höhe der Gründungslasten und der stark inhomogenen Kiesschicht war eine Tiefgründung über Bohrpfähle, die im Seeton abzusetzen waren, alternativlos. Im Zuge der Erarbeitung des Gründungsentwurfs wurde auch die Möglichkeit einer Mantelverpressung der Großbohrpfähle zur Erhöhung der Mantelreibung in Erwägung gezogen. Aufgrund mangelnder Erfahrungswerte für derartige Baugrundsituationen wurden umfangreiche statische Pfahlprobebelastungen bis zu einem Lastniveau von ca. 6 MN durchgeführt. Dabei wurden sowohl klassische als auch mantelverpresste Pfähle unter ansonsten identischen Randbedingungen untersucht und deren Tragverhalten gegenübergestellt.



11 Kraft-Setzungs-Verhalten der Probepfähle © Aus [8]



12 Differenzierung von Spitzenwiderstand und Mantelreibung für ausgewählten Probepfahl © Aus [8]

Es zeigte sich, dass unter den vorliegenden Randbedingungen die Mantelverpressung der Pfähle zu keiner maßgeblichen Steigerung der Tragfähigkeit oder Steifigkeit geführt hat und damit bei den Bauwerkspfählen darauf verzichtet werden konnte.

Die Probepfähle wurden mit umfangreicher Messtechnik wie einer Kraftmessdose im Fußbereich sowie über die Pfahlhöhe verteilte Dehnungsmessstreifen an der Betonstahlbewehrung ausgestattet, so dass neben der Kraft im Fußbereich auch belastbare Rückschlüsse auf die Verteilung der Pfahlmantelreibung gezogen werden konnten.

Um einen hydraulischen Grundbruch an der Bohrsohle im Seeton hinreichend sicher zu vermeiden, stand zudem die Notwendigkeit der Verwendung einer Bentonit-Stützflüssigkeit anstatt einer Wasserauflast bei der verrohrten Pfahlherstellung zur Diskussion. Beide Varianten wurden daher bei der Herstellung der Probepfähle getestet. Im Ergebnis konnten die Pfähle hinreichend sicher unter Verwendung einer Wasserauflast in Verbindung mit einzelnen Zusatzmaßnahmen bei der Geräte- und Bohrtechnik hergestellt werden.

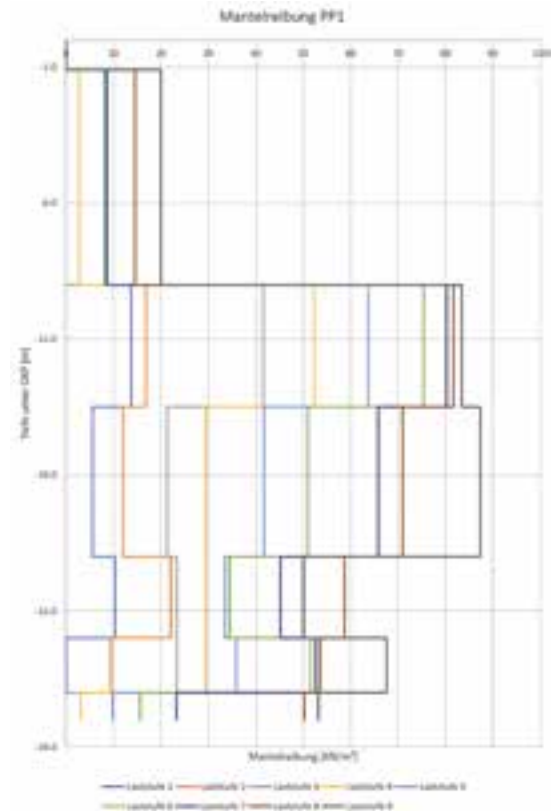
7 Bauverfahren und Gründung im Bauzustand

Als Bauverfahren wurde ein Ersatzneubau in seitlicher Behelfslage mit anschließendem Querverschub gewählt. Die Stützweiten des Neubaus wurden dabei so festgelegt, dass die Widerlager hinter den Bestandswiderlagern unter Zwillingsträgerhilfsbrücken errichtet werden konnten. Die Gründung der Hilfsbrücken sowie die Baugrubensicherung erfolgte dabei über Bohrpfahlwände. Wegen der im Vergleich zum Ersatzneubau deutlich geringeren Gründungslasten reichte hier aber ein Abstellen der Pfähle in der Kiesschicht.

Aufgrund der oberflächennah anstehenden gering tragfähigen Ton- und Torfschichten, für die im Baugrundgutachten ein Steifemodul zwischen 0 MN/m^3 und 5 MN/m^3 angegeben wurde, stellte auch die Gründung des für den Zusammenbau notwendigen Traggerüsts sowie insbesondere der Verschiebbahn eine große planerische wie technische Herausforderung dar. Vor allem galt es Setzungsdifferenzen beim Übergang der Verschiebkonstruktion von der freien Verschiebstrecke zu den beiden Widerlagern zu minimieren und damit Überbeanspruchungen im Traggerüst sowie Probleme beim Verschiebung zu vermeiden. Das gemessene Maß an Verformungen von 10–15 cm unter der Last einer Schüttung mit einer Mächtigkeit von ca. 3 m verdeutlicht die Problematik in anschaulicher Weise.

Bei den anstehenden bindigen Bodenschichten hängt der zeitliche Verlauf der Setzungen in hohem Maße von der Durchlässigkeit des Bodens ab, welche den Prozess der Konsolidierung, also den

Abbau des Porenwasserüberdrucks und damit die Umlagerung der Spannungen auf das Korngerüst, bestimmt. Auf der Basis umfangreicher Berechnungen zu Konsolidierung und Setzung unter Einbezug der möglichen Streubreite der maßgebenden Bodenparameter wurde versucht, deren zeitliche Entwicklung zu prognostizieren bzw. einzugrenzen. Die rechnerischen Untersuchungen wurden an den baubegleitend durchgeführten Setzungsmessungen kalibriert. Nur auf dieser Basis konnten ausreichend zutreffende Setzungsprognosen abgeleitet werden und das Risiko unzulässig großer Setzungsdifferenzen während des Verschiebungs Vorgangs begrenzt werden. Die Setzungen der Flachgründung der Verschiebkonstruktion wurden schließlich über Vorschüttungen sowie einen Teilverschiebung zu einem Großteil vorweggenommen, so dass der finale Querverschiebung in der Sperrpause ohne Probleme sowie ohne unzulässig große Setzungsdifferenzen vonstattengehen konnte.



13 Verlauf der Mantelreibung über die Tiefe für ausgewählten Probepfahl © Aus [8]



14 Fachwerküberbau kurz vor dem Querverschub
© Ing. Hans Bodner Baugesellschaft m.b.H. Co. KG

Neben allen technischen Herausforderungen ist bei diesem Projekt auch die zeitliche Komponente in besonderer Weise hervorzuheben. Aufgrund der Schwierigkeiten bei der Umsetzung der ursprünglich geplanten Stabbogenbrücke im Hinblick auf die Ermüdungsbeanspruchung der Flachstahlhänger sowie die resonanzähnlichen Schwingungsbeanspruchungen wurde Anfang Dezember 2024 entschieden, einen Fachwerküberbau auszuführen. Elf Monate später konnte der 680 t schwere Stahlüberbau mit einer konstruktiv aufwändigen und schweißintensiven querorientierten Fahrbahnplatte pünktlich zum ursprünglichen Termin in Endlage verschoben und die Strecke für den Zugverkehr freigegeben werden. Dieser Projekterfolg war nur möglich, weil alle Beteiligten an einem Strang gezogen haben und die Zusammenarbeit geprägt war von einem kollegialen Miteinander sowie dem absoluten Willen, das Unmögliche möglich zu machen. Ein wichtiger Baustein für das Gelingen des Projekts war sicherlich die enge Vernetzung sowie der intensive Austausch zwischen Ausführungsplanung, Werkstattplanung und Ausführung des Stahlüberbaus.

Die Zusammenarbeit auf der Basis eines dafür verwendeten BIM-Modells der Gesamtmaßnahme ist zwar kein Allheilmittel, jedoch wäre eine Realisierung in dieser kurzen Zeit auf herkömmliche Weise nur schwer vorstellbar gewesen.

Autoren:
Prof. Dr.-Ing. Roland Friedl
Friedrich Brummer M.Sc. (TUM)
bulicek + ingenieure gmbh,
Passau

Literatur

- [1] DB Ril 804: Eisenbahnbrücken (und sonstige Ingenieurbauwerke) planen, bauen und instandhalten.
- [2] Petersen, C.: Dynamik der Baukonstruktionen. Braunschweig, Wiesbaden, 2000.
- [3] Friedl, R.; Mangerig, I.: Schwingungsverhalten ausgewählter Baukonstruktionen; in: Stahlbau-Kalender 2020, Berlin, 2020, S. 386–453.
- [4] Friedl, R.; Bauer, M.; Bulicek, H.: Methoden zur Bewertung der Ermüdungssicherheit bestehender Stahlbrücken; in: Stahlbau 89, 2020.
- [5] Leitfaden zum Anhang NA.F.: Bemessung von Hängern an Stabbogenbrücken der DIN EN 1993-2/NA:2014-10.
- [6] Friedl, R.: Einwirkungen auf Brückenlager unter Berücksichtigung der Wechselwirkung zwischen Gleis und Tragwerk; in: VHFL-Sitzung der AG Bauwerkslager. Stuttgart, 20.11.2025.
- [7] Wenner, M.; Lippert, P.; Plica, S.; Marx, S.: Längskraftabtragung auf Eisenbahnbrücken. Teil 1 und 2; in: Bautechnik 93, 2016.
- [8] WPing GmbH (Hrsg.): Auswertung Probelastung, 05.04.2025.

Bauherr
DB InfraGO AG, Frankfurt am Main

Entwurf
bulicek + ingenieure gmbh, Passau
DB Engineering & Consulting GmbH, Frankfurt am Main

Tragwerksplanung
bulicek + ingenieure gmbh, Passau

Prüfsachverständige
Dr.-Ing. Olav Drude, Hamburg
Dipl.-Ing. Lutz Diener, Hamburg

Bauausführung
Ing. Hans Bodner Baugesellschaft m.b.H. Co. KG, Kufstein, Österreich
Hochtief Infrastructure GmbH, Essen
Raffl Stahlbau GmbH, Steinach am Brenner, Österreich



©HOCHTIEF

Das Ganze immer im Blick

Moderne Verkehrswege verbinden Menschen nachhaltiger – international, national, regional. HOCHTIEF sorgt seit mehr als 150 Jahren mit Planung und Bau anspruchsvoller Bauwerke für mehr Mobilität. Unsere Lösungen im Rückbau und Neubau komplexer Brücken sind innovativ, unsere Aufgaben in der Ausführung technisch anspruchsvoll und spannend zugleich. Wir realisieren gemeinsam mit unseren Partnern einzigartige Brücken für den Verkehr der Zukunft. Wie etwa in Duisburg, wo wir nach dem Neubau des ersten Brückenteils die alte Rheinbrücke mit innovativen Techniken, sorgfältiger Planung und Arbeitsvorbereitung erfolgreich zurückgebaut haben – erstmalig in Deutschland wurde damit eine Schrägseilbrücke dieser Dimension rückgebaut.

Kontakt: infrastructure@hochtief.de

Wir bauen die Welt von morgen.

 **HOCHTIEF**

Ersatzneubau: Errichtung in exponierter Lage unter Verkehr Erneuerung der Illerbrücke in Sigishofen

■ ■ ■ von Gerhard Pahl

Das alte Bauwerk über die Iller aus dem Jahr 1969 wies zahlreiche Schäden auf. Eine durchgeführte Nachrechnung ergab erhebliche rechnerische Defizite. Aufgrund der Ergebnisse und Erkenntnisse war seine Instandsetzung nicht mehr möglich. Ein kurzfristiger Ersatzneubau war daher erforderlich. Die Illerbrücke liegt im Zuge der B 19 unmittelbar am Anschlussknoten Sonthofen und verbindet als Hauptstraßenanbindung das südliche Oberallgäu, weshalb ihre Errichtung unter Verkehr ohne Vollsperrung der Bundesstraße notwendig war. Ein geometrisch anspruchsvolles Bauwerk in wunderbarer Landschaft mit komplexen Herausforderungen aufgrund der Lage, der Verkehrsführung und der Mitverwendung des Bestands sowie der Iller als Gebirgsfluss realisieren zu wollen, bedingte eine ganzheitliche Planung mit detailliertem Bauablauf.

1 Allgemeines

1.1 Vorbemerkungen, Notwendigkeit der Maßnahme

Das bestehende Bauwerk ist Bestandteil der B 19 Oberstdorf–Kempten (Allgäu) im Streckenabschnitt zwischen Sigishofen und Sonthofen Nord.

In diesem Streckenabschnitt war ein mittelfristiger Ausbau der Bundesstraße (B) vorgesehen. Die vorliegende Maßnahme begründete sich mit dem Erfordernis der Erneuerung der Brücke über die Iller im Bestand. Die Planungen waren jedoch so ausgelegt, dass sie einen späteren Ausbau der B 19 nördlich der Illerbrücke ermöglichen würden, ohne einen erneuten baulichen Eingriff im Bereich der Brücke über die Iller erforderlich zu machen.

Die Planung hat neben dem BW 0-2 (Brücke über die Iller bei Sigishofen) das BW 0-3 (Brücke über Ast B 19) an der Anschlussstelle (AS) Sonthofen Süd mit eingeschlossen. Aufgrund des Bauablaufs und der Anpassung der Rampen der AS Sonthofen Süd sowie der Nähe des Bauwerks BW 0-3 zum Bauwerk BW 0-2 war es notwendig, das Bauwerk BW 0-3 im Zuge der vorliegenden Maßnahme ebenfalls zu erneuern.

Die Maßnahme ist ein Bestandteil des Brückenmodernisierungsprogramms des Bundes.

Das bestehende Bauwerk über die Iller wies zahlreiche Schäden und Defizite bei der Tragfähigkeit auf, wie unter anderem eine Nachrechnung ergeben hat. Es erfolgten eine Tragfähigkeitsbeschränkung des Bauwerks auf die Brückenklasse 30/30 (DIN 1072) und weitere Sofortmaßnahmen.

Aufgrund der erheblichen Defizite war eine Instandsetzung des Bauwerks nicht mehr möglich, ein kurzfristiger Ersatzneubau der Illerbrücke bei Sigishofen war daher angezeigt.



1 Gesamtansicht der Illerbrücke aus dem Jahr 1969
© Dr. Schütz Ingenieure



2 Übersichtslageplan des Endzustands
© pbu Beratende Ingenieure GmbH



3 Überbau West in Seitenlage: Blick in Richtung Osten
© Dr. Schütz Ingenieure

Der Ersatzneubau weist folgende technische Daten auf:

- Lastannahmen:
LM1 nach ARS 22/2012,
DIN EN 1991-2 + NA
- Statisches System:
Zweistegiger Spannbetonplattenbalken als Zweifeldträger
- Stützweiten:
38,64 m, 38,64 m
- Gesamtlänge:
77,28 m
- Lichte Weite:
28,85 m, 28,85 m (wie im Bestand)
- Lichte Höhe:
3,40 m (Wirtschaftsweg)
Brückenunterkante $\geq 739,65$ m üNN
(Forderung des Wasserwirtschaftsamts)
- Fahrbahnbreite:
 $2 \times 8,50$ m
- Breite zwischen Geländern:
23,60 m
- Kreuzungswinkel:
59 gon
- Brückenfläche:
1.824 m²

1.2 Lage im Straßennetz und Verkehrsbedeutung, örtliche Randbedingungen

Die B 19 ist anbaufrei. Sie weist zwischen Oberstdorf und Sonthofen Nord einen einbahnigen zweistreifigen Querschnitt auf. Die Fahrbahnbreite beträgt ca. 7,50–8,00 m. Die Linienführung ist im Planungsbereich gestreckt mit einem Radius $R = 1.100$ m. Die Gradienten der B 19 im Bereich der Brückenbauwerke wurde so gewählt, dass der Hochpunkt entgegen dem Bestand außerhalb des Bauwerks liegt. Das vorhandene Bauwerk überführt die B 19 über die Iller, einen Betriebsweg des Wasserwirtschaftsamts und einen Uferweg vor Achse 10. Es liegt zwischen dem Ortsteil Sigishofen und der AS Sonthofen Süd. Im Bestand beträgt die Fahrbahnbreite auf dem Bauwerk $4,25$ m + $8,50$ m = $12,75$ m und es werden je Fahrtrichtung ein Fahrstreifen und zusätzlich eine Abbiegespur in Fahrtrichtung Kempten überführt. Da der Radius der Abbiegespur bereits auf der Brücke beginnt, ergab sich eine Aufweitung des Bestandsbauwerks. Zukünftig besteht die Brücke über die Iller aus zwei Teilbauwerken mit insgesamt vier Fahrstreifen.

Durch die zwei Teilbauwerke ergeben sich Vorteile: Für nachfolgende Bau- und Unterhaltsmaßnahmen ist eine Verkehrsführung ohne Vollsperrung der B 19 möglich. Die neuen Verkehrsbreiten auf dem Bauwerk wurden so festgelegt, dass auch ein zukünftiger Ausbau der B 19 realisierbar ist.

Die Unterkante des gevouteten Überbaus beträgt ca. $740,72$ m ü. NN und liegt damit im Pfeilerbereich ca. $1,00$ m tiefer als im Bestand. Die Forderung des Wasserwirtschaftsamts von $739,65$ m ü. NN (HQ 300 + $1,15$ m Freibord) wird aber deutlich eingehalten. Mit den Konstruktionshöhen im Pfeilerbereich von $2,50$ m und im Feldbereich von $1,50$ m ergibt sich eine mittlere Schlankheit $L/h = 19$.

1.3 Bauwerksgestaltung

1.3.1 Variantenuntersuchung

Aufgrund der zur Verfügung stehenden Konstruktionshöhen beschränkte sich die Variantenuntersuchung auf den wirtschaftlichsten Konstruktionstyp einer Deckbrücke in Spannbeton. Die Feldlänge von 38,64 m ließ einen wirtschaftlichen Einsatz von Fertigteilen nicht zu. Auch die Ausbildung als Platte war in diesem Fall nicht wirtschaftlich und hätte außerdem zu deutlich höheren Eigengewichtslasten geführt.

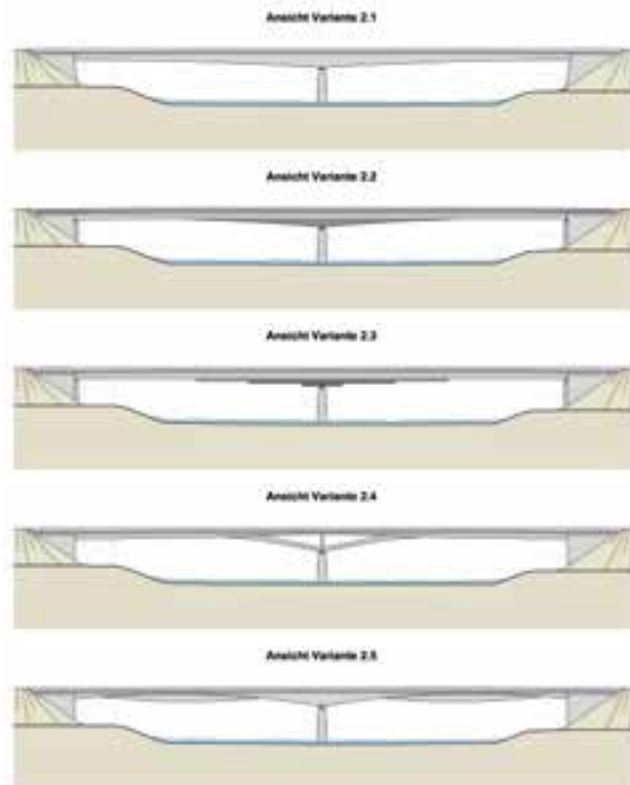
Der zweistegige Plattenbalken in Ort-betonbauweise (Variante 2.2) wurde als Vorzugsvariante festgelegt und in dem vorliegenden Bauwerksentwurf umgesetzt.

1.3.2 Vorzugsvariante

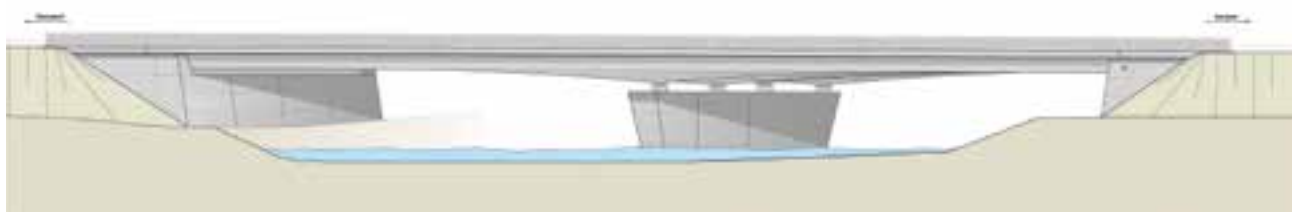
Der Überbau wurde als zweistegiger Plattenbalken in Spannbeton ausgeführt. Die Aufvoutung des Überbaus am Pfeiler verbreitert sich mit zunehmender Konstruktionshöhe kontinuierlich. Damit ergibt sich ausreichend Platz für die Lager und Pressenansatzpunkte im Endzustand. Als gestalterischer Nebeneffekt folgte daraus eine Strukturierung der Überbauansichtsflächen durch unterschiedliche Lichtreflexionen. Die Neigung der Seitenflächen blieb im Sinne einer wirtschaftlichen Herstellung konstant.

Der Pfeiler wurde als konische Pfeilerscheibe ausgebildet. Am Bauwerksende wurden kastenförmige Widerlager mit geneigter Stirnwand angeordnet. Die konische Pfeilerscheibe und die Neigung der Widerlagerstirnwände minimierten die dominante Wirkung der Unterbauten. Zusätzlich wurden die Ansichtsflächen durch die Strukturierung der Schalung aufgelockert.

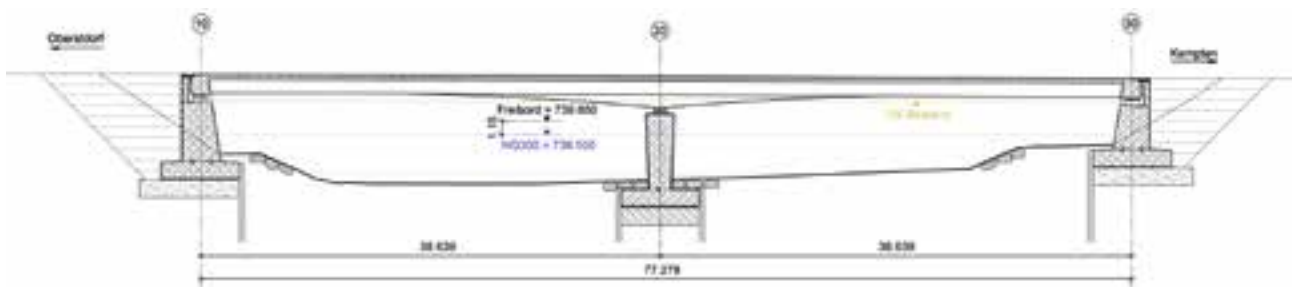
Bei den vorhandenen örtlichen Verhältnissen und unter Berücksichtigung der statisch-konstruktiven und wirtschaftlichen Anforderungen stellte die gewählte Bauart im Hinblick auf die Gestaltung sowie die Bau- und Unterhaltskosten die wirtschaftlichste Lösung dar.



4 Variantenuntersuchung für den Überbau © Dr. Schütz Ingenieure



5 Entwurf in der Ansicht © Dr. Schütz Ingenieure



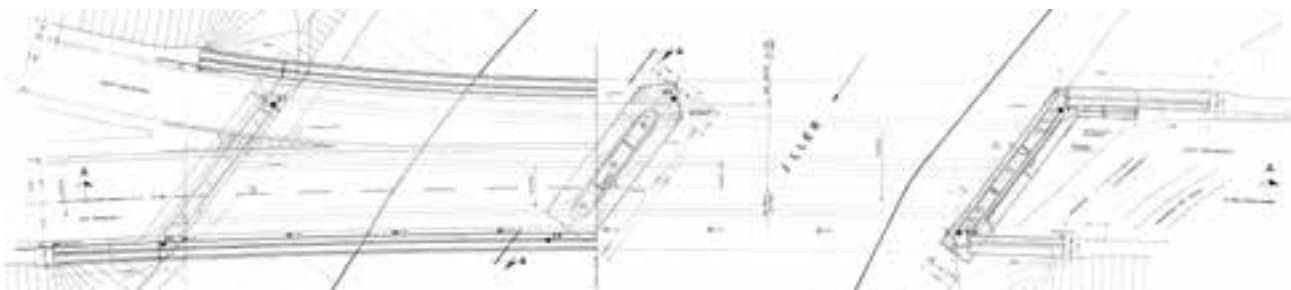
6 Längsschnitt © Dr. Schütz Ingenieure



7 Stützenquerschnitt
© Dr. Schütz Ingenieure



8 Regelquerschnitt im Feldbereich
© Dr. Schütz Ingenieure



9 Bestandsbauwerk von 1969
© Staatliches Bauamt Kempten

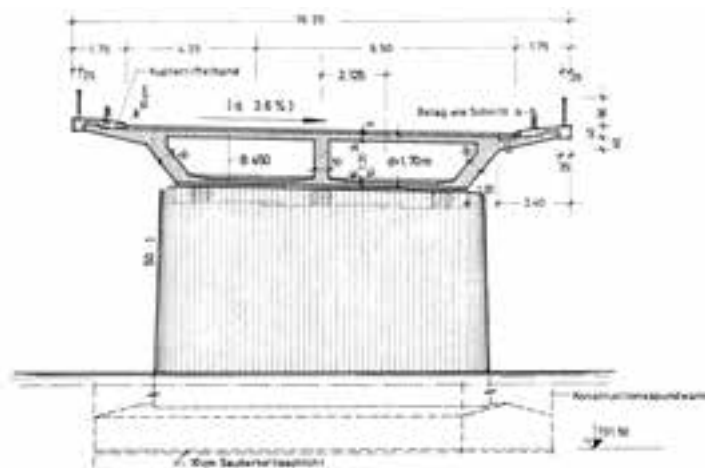
2 Bestand Illerbrücke

2.1 Technische Beschreibung

Es handelte sich um einen dreizelligen Spannbetonhohlkasten aus dem Jahr 1969 mit einer Schlankheit von ca. $38,00 \text{ m} / 1,70 \text{ m} = 22$. Das Bauwerk wurde ohne Koppelfuge ausgebildet. Die Spannlieder waren nicht spannungsrissskorrosionsgefährdet.

2.2 Sicherstellung der Restnutzungsdauer

Im Zuge der Nachweise für die Restnutzungsdauer wurde die Betondruckfestigkeit des Bauwerksbetons bestimmt und bei den statischen Nachweisen berücksichtigt. Weiterhin wurden Bauwerksbereiche festgelegt, die in einem verkürzten Intervall (Abstand zwischen den Prüfungen maximal ein Jahr) handnah geprüft und auf Rissbildungen untersucht werden müssen. Trotz dieser Maßnahmen konnte der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit des Mittelstegs nach Nachrechnungsrichtlinie (NR-RL) zunächst jedoch weder unter Berücksichtigung der vorhandenen Schubbewehrung noch nach dem Ansatz ohne Berücksichtigung der Schubbewehrung (Hauptzugspannungskriterium) geführt werden.



10 Regelquerschnitt mit Pfeiler im Bestand
© Staatliches Bauamt Kempten

Daher wurde der Mittelsteg durch eine veränderte Verkehrsführung entlastet. Hierbei wurden die Fahrstreifen bis ans Schrammbord nach außen gelegt und über dem Mittelsteg eine verkehrsfreie »Insel« eingerichtet. Für diese Verkehrsführung konnte die Tragfähigkeit mit dem Druckbogenmodell nach Maurer und Kiziltan nachgewiesen werden. Da es sich hierbei um einen Nachweis der Nachrechnungsstufe 4 handelt, wurde seitens der Bundesanstalt für Straßen-

wesen (BASt) vorgeschlagen, den Nachweis zusätzlich mit dem Ansatz von Hegger und Herbrand zu führen, der in dem (zum Zeitpunkt der Nachweisführung noch nicht offiziell vorliegenden) Entwurf der zweiten Ergänzung der Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand enthalten und der der Nachrechnungsstufe 2 zuzuordnen ist. Hiermit konnte der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit für den mittleren Steg ebenfalls erfolgreich geführt werden.

Zusammenfassend wurden im Zuge der Nachweisführung für die Restnutzungsdauer die nachfolgend aufgeführten Maßnahmen ergriffen, um die zuvor genannten Defizite hinsichtlich der Tragfähigkeit des Bestandsüberbaus zu beheben:

- Feststellung der Betondruckfestigkeit des Bauwerksbetons und Berücksichtigung dieser Festigkeit in den statischen Nachweisen
- verkürztes Intervall für Bauwerksprüfungen (Prüfung ausgewiesener Bereiche einmal jährlich)
- Verschwenkung der Fahrbahnen zu den Außenkappen hin
- Beschränkung der Restnutzungsdauer bis inklusive 2023
- Verbot für genehmigungspflichtige Schwertransporte

Die letzte Sonderprüfung des Bauwerks wurde im Dezember 2021 durchgeführt. Hierbei wurden im südlichen Feld im mittleren Steg im Bereich des Mittelpfeilers neue Risse festgestellt. Die neuen Risse verliefen teilweise diagonal auf das Lager zu, eine Ursache ließ sich nicht ermitteln. Aufgrund des Verlaufs der Risse konnte jedoch nicht ausgeschlossen werden, dass sie mit der einwirkenden Querkraft in Zusammenhang stehen. Dies würde die in der Nachrechnung festgestellte hohe Querkraftausnutzung des mittleren Stegs bestätigen.

Da im verwendeten Nachweisverfahren eine Schrägrissbildung nicht ausgeschlossen werden konnte, waren die neuen Schrägrisse mit Rissbreiten $< 0,20$ mm seinerzeit nicht als akut kritisch zu bewerten. Aufgrund der erkennbaren Zunahme der Rissbildung innerhalb eines Jahres war jedoch eine weitere Zunahme der Schädigung zu erwarten. Auf Basis der Ergebnisse der weiteren Sonderprüfungen war daher nicht auszuschließen, dass zur Reduzierung der weiteren Schädigung des Überbaus und zur Sicherstellung der Nutzbarkeit des Bauwerks zusätzliche verkehrsbeschränkende Maßnahmen hätten angeordnet werden müssen.



11 Impression vom Bestandsabbruch
© Kögl Recycling e. K.

2.3 Abbruch des Bestands

Für den Abbruch des Überbaus erfolgte eine intensive Abstimmung mit dem Wasserwirtschaftsamt Kempten, aus der diverse Auflagen und Vorgaben resultierten:

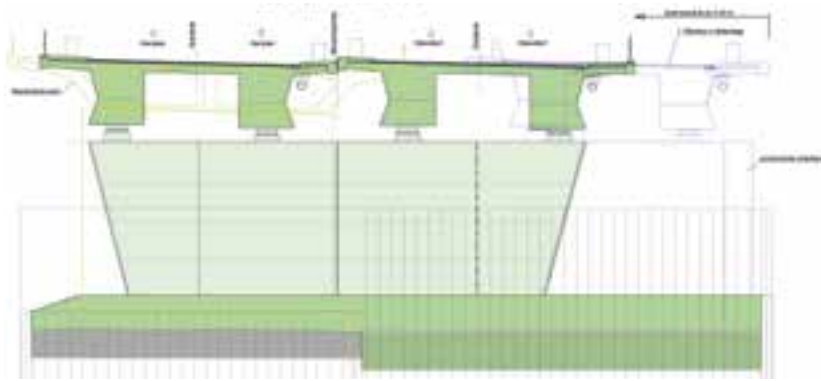
Sämtliche Abbrucharbeiten mit Beeinträchtigungen des Hochwasserquerschnitts sollten nur bei günstiger Hochwasserprognose ausgeführt werden; eine verlässliche Hochwasserprognose ist mit einem Vorlauf von ca. 72 h möglich. Ein Alarmplan wird vom ausführenden Auftragnehmer eingefordert. Kleinteiliges Abbruchgut sollte nicht ins Gewässerbett gelangen. Eine Sprengung war aufgrund der damit verbundenen Eintrübungen im Gewässer nicht realisierbar.

Zwischen Achse 20 und 30 (Seite Sonthofen) konnte der Abbruch des Überbaus konventionell und damit kleinteilig auf die Dammschüttung erfolgen. Das Abbruchgut sollte innerhalb von 48 h aus dem Gewässerbett entfernt werden. Hilfsstützen wären zwischen Achse 20 und 30 möglich, wenn diese innerhalb von 48 h entfernt werden würden.

Der Überbau zwischen Achse 10 und 20 (Seite Oberstdorf) sollte mit Aushub abgebrochen werden. Grund war, dass in diesem Feld der Hauptabfluss der Iller liegt. Dafür wurde der Überbau durch den Rückschnitt von Krag- und Fahrbahnplattenabschnitten geleichtert.

Anschließend sollten die Überbauabschnitte (Stege) durch Absenkkonstruktionen zum Gewässerbett abgelassen und nach weiteren Trennschnitten ausgehoben werden. Für das Ausheben waren Kranstellungen auf dem Widerlager in Achse 10 und auf der Dammschüttung erforderlich. Eine Zerkleinerung im Gewässerbett sollte nicht erfolgen. Für das Trennen im Gewässerbett war eine Zwischenabstützung, zum Beispiel aus Big-Bags oder Fertigteilplatten, vorgesehen. Die Abbruchteile mussten innerhalb von 48 h aus dem Gewässerbett entfernt sein. Alternativ hätte auch das Traggerüst für den Ersatzneubau genutzt werden können, sofern die Unterkante des Traggerüsts (HQ 300 + 50 cm Freibord) eingehalten würde.

Tatsächlich hat die ausführende Bau-firma den Abbruchvorgang dahingehend geändert, dass sie eine Flussumleitung durchgeführt und beide Felder konventionell abgebrochen hat. Dass dies durch das Wasserwirtschaftsamt genehmigt wurde, zeigt, dass die Spielräume größer sind, als es sich oft noch während der Planungszeit darstellt.



12 Pfeilerquerschnitt mit Bauzuständen
© Dr. Schütz Ingenieure

3 Unterbauten

3.1 Widerlager und Flügel

Die Widerlagerstirnwände wurden mit einer luftseitigen Neigung von ca. 7,2° ausgeführt.

Aufgrund der Herstellung in Seitenlage waren in den Widerlagerwänden des Teilbauwerks 1 Arbeitsfugen erforderlich. Diese wurden, wie die Sollrissfugen in der Widerlagerwand des Teilbauwerks 2, gemäß RiZ Fug 2, Bild 1 realisiert. Zwischen den Teilbauwerken wurden Bewegungsfugen gemäß RiZ Fug 1, Bild 2 vorgesehen.

Aufgrund der abschnittsweisen Herstellung der Teilbauwerke waren Hilfsflügel zur Baugrubensicherung notwendig. Diese Hilfsflügel erhielten eine temporäre Kappe für die Verkehrsführung im Bauzustand. Die Hilfsflügel sind, mit Ausnahme der temporären Kappe, auch nach Fertigstellung im Hinterfüllbereich (ohne Funktion) verblieben.



13 Pfeiler in provisorischer Lage
© Dr. Schütz Ingenieure

3.2 Pfeiler

Die Gesamtlänge der Pfeilerscheiben beträgt am Pfeilerkopf 25,12 m und am Fuß 21,06 m. Die Pfeilerscheibe wird mit einer Wanddicke von 1,86 m am Pfeilerkopf (in Anlehnung an den Bestand) und 1,36 m am Pfeilerfuß ausgeführt. In regelmäßigen Abständen sind Sollrissfugen gemäß RiZ Fug 2, Bild 1 und zwischen den Teilbauwerken ist eine Bewegungsfuge vorgesehen. Die Bewegungsfuge erhält lediglich ein umlaufendes Fugenabschlussband.

Die Gründung erfolgte als Flachgründung mit einer Dicke von 1,40 m, wobei teilweise auf die bestehende Flachgründung aufgesetzt wurde. Die Fundamentgrößen im Bereich des Bestands waren aufgrund des vorhandenen Spundwandkastens auf die Bestandsabmessungen beschränkt.

In Bereichen ohne vorhandene Flachgründung musste ein Unterwasserbeton eingebracht werden. Der Unterbeton übernimmt die Funktion einer wasserdichten Baugrubensohle und dient im Endzustand gleichzeitig als Bodenaustausch.

Die vorhandene Kolksicherung aus Spundwänden wurde im Bereich der Verbreiterung ergänzt.

3.3 Sichtflächen der Unterbauten

Die Sichtflächen der Widerlagerwände und Flügel wurden mit saugenden großflächigen Schalungsplatten ausgeführt. Es erfolgte eine regelmäßige Einteilung der Schalungsplatten und der Schalungsanker.

Durch die saugenden Schalungsplatten wurde gleichzeitig eine lunker- und porenarme Oberfläche erzeugt.

3.4 Bestehende Unterbauten

Die bestehenden Flachgründungen wurden teilweise im Baugrund belassen. An den Widerlagern blieben die vorhandenen Gründungen vollständig unangestastet, um den Aushub zu minimieren. Am Pfeiler war ein Teilabbruch der Flachgründung vorgesehen. Dieser war notwendig, um die erforderliche Fundamentdicke des Ersatzneubaus herzustellen. Andernfalls bestand die Gefahr, dass die neuen Fundamente bei Niedrigwasser freistehen. Der Teilabbruch war außerdem konstruktiv erforderlich, um die vorhandene Spundwand für den Bauzustand zu erhöhen.



14 Überbau Ost während des Schalungsaufbaus
© Dr. Schütz Ingenieure

4 Überbau

4.1 Tragkonstruktion

Der Überbau wurde als zweistufiger Plattenbalken in Spannbeton mittels Traggerüst ausgeführt. Die Konstruktionshöhe im Feld- und im Widerlagerbereich war durch die einzuhaltende lichte Höhe des unterführten Wirtschaftswegs auf 1,50 m begrenzt. Im Pfeilerbereich erhöhte sich die Konstruktionshöhe bis auf maximal 2,50 m.

Die Fahrbahnplatte wurde bei einer lichten Weite zwischen den Plattenbalken von 4,60 m mit einer konstanten Dicke von 35 cm ausgeführt. Die Kragarmdicke verringerte sich von 35 cm am Kragarmanschnitt auf 25 cm am Kragarmende. Die Kragarmlängen betragen 1,70 m an der Außenkappe und 1,43 m an der Mittelkappe.

Im Pfeilerbereich wurde auf Querträger verzichtet. Die Endquerträger am Widerlager wurden mit 10 cm Überstand hergestellt, um die Bewehrungsführung der unteren Lage im Kreuzungspunkt von Plattenbalken und Endquerträger zu vereinfachen.

Die Plattenbalken wurden mit interner Vorspannung und nachträglichem Verbund hergestellt. Als Betongüte wurde C45/55 gewählt.

4.2 Sichtflächen

Die Schalung der Sichtflächen von Fahrbahnplatte und Plattenbalken erfolgte mit sägerauer Brettschalung mit längs versetzten Stößen. Die Brettschalung wurde parallel zur Unterkante des Überbaus ausgerichtet.

Eine Ausnahme bildeten die Seitenflächen der Aufvoutungen am Pfeiler, die mit saugenden, flächigen Schalungspplatten zur Ausführung kamen.

4.3 Lager, Gelenke

Für die Festlegung des Lagerungskonzepts waren verschiedene Kriterien zu berücksichtigen. Der Festpunkt sollte auf dem Pfeiler angeordnet werden, um an den Widerlagern einprofilige Übergangskonstruktionen zu ermöglichen. Im Gegensatz zum Bestand mussten Erdbebenlasten berücksichtigt werden.



15 Überbau West nach Teilausschalung
© Dr. Schütz Ingenieure

Diese zwei Bedingungen waren die entscheidenden Kriterien für die Wahl der schwimmenden Lagerung mit dem theoretischen Festpunkt auf dem Pfeiler. Durch die allseits beweglichen Elastomerlager erhält man eine unterhaltsarme Konstruktion. Im Gegensatz zu Konstruktionen mit Längsanschlägen führen Elastomerlager außerdem zu einer Reduzierung der Erdbebenbeanspruchung auf die Unterbauten.

Beim Entwurf der schwimmenden Lagerung wurden die Anforderungen gemäß ARS 8/2000 und 21/1999 berücksichtigt. Die Lager wurden überdimensioniert, um die Verschiebungen aus Bremsen und Erdbeben zu begrenzen.

Es wurden je Auflagerachse zwei Elastomerlager jeweils unter dem Steg des Plattenbalkens angeordnet. Aufgrund der Bauwerkslänge und der Schiefwinkligkeit mussten auf den Widerlagern Führungen mit Anschlägen in Querrichtung vorgesehen werden. Diese Führungen wurden als separate Führungslager mit entsprechendem Spiel ausgebildet.

Je Lagerungspunkt waren am Pfeiler zwei Pressenansatzpunkte und am Widerlager ein Pressenansatzpunkt erforderlich.

4.4 Fahrbahnübergangskonstruktion

In den Widerlagerachsen 10 und 30 wurden wasserdichte einprofilige Übergangskonstruktionen in Anlehnung an RiZ-ING Übe 1 angeordnet. Eine Lärminderung war unter anderem aufgrund der angrenzenden Bebauung sinnvoll. Wartungsgänge waren nicht notwendig.



16 Überbau West nach Ausschalung noch in Hochlage
© Dr. Schütz Ingenieure

4.5 Entwässerung

Aufgrund der geringen Längsneigung war am tiefen Fahrbahnrand eine offene Gussrinne vorgesehen. Sie bietet gegenüber einer Gussasphaltrinne ein größeres Ablaufvolumen. Durch den Verzicht auf eine Abdeckung kann die Rinne mit herkömmlichen Straßenreinigungsgeräten gereinigt werden. Die Gussrinne wurde auf einem dichten Versetzmörtel verlegt. Im Bereich der senkrechten Ablaufstützen war eine Sickerschicht aus Einkornbeton vorgesehen, um auch den Einkornbeton unter den Granitbordsteinen über Sickerschlitze am Ablaufunterteil zu entwässern. Der Abstand der senkrechten Ablaufstützen wurde konstruktiv mit 7,50 m

gewählt. Damit ergaben sich je Überbau elf Abläufe à 300 mm × 500 mm. Aufgrund des geringen Abstands der Abläufe konnte auf Tropftüllen am tiefen Fahrbahnrand verzichtet werden. Am hohen Fahrbahnrand waren jeweils elf Tropftüllen nach RiZ-ING Was 11 vorgesehen. Die Brückenabläufe wurden über Querleitungen an die Längsentwässerungsleitung DN 200 angeschlossen. Aufgrund der geringen Gradientenneigung konnte die Längsentwässerung nur mit einer Neigung von 1 % ausgebildet werden. Es waren zusätzliche Revisionsöffnungen vorzusehen, die Leitung wurde in Edelstahl ausgeführt.

Straßenplanung | Vermessung | Abwasserbeseitigung | Wasserversorgung | Ausschreibung | Bauleitung | Lärmschutz | Sicherheitsaudits



pbu Beratende Ingenieure GmbH
Straboweg 1
87437 Kempten (Allgäu)

Wir bieten Lösungen
www.pbugmbh.de



17 Ansicht von Westen: Traggerüst mit Schalung
© Dr. Schütz Ingenieure



18 Schalungskonstruktion im Pfeilerbereich
© Dr. Schütz Ingenieure

5 Baudurchführung

5.1 Bauablauf, Bauzeit

Für die Gesamtmaßnahme ist eine Bauzeit von ca. 36 Monaten erforderlich, die wesentlichen Bauphasen waren bzw. sind:

- Bauphase 1:
Baustelleneinrichtung, Spartenverlegung, Herstellung Dammschüttung in der Iller, Spundwandaarbeiten
- Bauphase 2:
Herstellung Teilbauwerk 1 in Seiten- und Hochlage
- Bauphase 2.1:
Herstellung Widerlager und Pfeiler

- Bauphase 2.2:
Herstellung Überbau auf Traggerüst
- Bauphase 2.3:
Herstellung Abdichtung, Kappen, Geländer, Belag
- Bauphase 3:
Abbruch und Herstellung Teilbauwerk 2
- Bauphase 3.1:
Abbruch Bestandsbauwerk
- Bauphase 3.2:
Herstellung Widerlager und Pfeiler

- Bauphase 3.3:
Herstellung Überbau auf Traggerüst in Hochlage
- Bauphase 3.4:
Herstellung Abdichtung, Kappen, Geländer, Belag
- Bauphase 4:
Querverschub Teilbauwerk 1, Rückbau Dammschüttung
- Bauphase 5:
Straßenbau Restarbeiten



19 Übersicht über den Bauzustand: Verkehr auf dem Überbau West
© Dr. Schütz Ingenieure



20 Schalungsbau am Überbau Ost
© Dr. Schütz Ingenieure

5.2 Verkehrsführung B19

Während der Arbeiten an Teilbauwerk 1 wurde der Verkehr der B 19 über das Bestandsbauwerk ohne zusätzliche Einschränkungen geführt. Eine Ausnahme bildete die Herstellung des Baugrubenlängsverbaus. Hierfür waren Verkehrseinengungen auf der B 19 notwendig, um die Arbeitssicherheit zu gewährleisten. Eine Reduzierung der Fahrstreifenanzahl war nicht notwendig.

Für die Arbeiten an Teilbauwerk 2 einschließlich Abbruch des Bestands wurde der Verkehr der B 19 über das Teilbauwerk 1 (in Seitenlage) geführt. Die Abfahrt Sonthofen Süd wurde aus Richtung Süden gesperrt.

Für den Querverschub von Teilbauwerk 1 wurde der gesamte Verkehr der B 19 über das Teilbauwerk 2 ohne zusätzliche Einschränkungen geführt.

Der Betriebsweg und der Uferweg unter dem Bauwerk wurden für die Bauzeit gesperrt. Für Fußgänger und Radfahrer wurde eine Umleitung eingerichtet.

6 Kosten

Die Baukosten einschließlich Abbruch für das BW 0-2 (Brücke über die Iller bei Sigisshofen) belaufen sich auf ca. 11,5 Mio. € (brutto). Die Baukosten je m² Brückenfläche ergeben sich somit zu ca. 6.340 €/m² (brutto).

Autor:

Dipl.-Ing. (FH) Gerhard Pahl
Geschäftsführender Partner
Dr. Schütz Ingenieure,
Kempten im Allgäu

Bauherr

Freistaat Bayern, vertreten durch das
Staatliche Bauamt Kempten im Allgäu

Entwurf, Ausschreibung, Bauoberleitung

Dr. Schütz Ingenieure, Beratende Ingenieure
im Bauwesen PartG mbB, Kempten im Allgäu

Ausführungsplanung

HFR Ingenieure GmbH, München

Prüfingenieur

Dr.-Ing. Jan Lingenmann, München

Nachrechnung Bestand

Büchting + Streit AG, München

Straßenplanung

pbu Beratende Ingenieure GmbH, Kempten im Allgäu

Verkehrsführungsplanung

Wagner Ingenieure GmbH, München

Bauausführung

Strabag AG, Unternehmensbereich 3D Österreich,
Direktion IC, Ingenieurbau, Wien, Österreich



NEU:

MEVA Engineering Kit



Kompetenz in Schalung & Dienstleistung

Brücken bauen mit MEVA

Bei der Umsetzung anspruchsvoller Brückenbauprojekte vertrauen unsere Kunden auf das Know-how und die innovativen Produkte von MEVA. So vereinfachen sie ihre Prozesse, arbeiten wirtschaftlich und erzielen schnellen Baufortschritt.

- Schalungs- und Traggerüstsysteme, Klettertechnik
- Sonderschalungslösungen
- Neu: MEVA Engineering Kit – das Baukastensystem für Infrastruktur- und Hochbauprojekte

Schalung.
Einfach. Clever.



MEVA Schalungs-Systeme GmbH
www.meva.net/bruecken

Ersatzneubau unter komplexen Randbedingungen Emschertalbrückenzug an der A 43

■ ■ ■ von Peter Sprinke

Die A 43 ist eine der wichtigsten Nord-Süd-Verkehrsadern im östlichen Ruhrgebiet und verbindet das Münsterland mit dem Bergischen Land. Sie beginnt am Autobahnkreuz Münster-Süd und endet am Autobahnkreuz Wuppertal-Nord. Die A 43 verknüpft dabei über mehrere Autobahnkreuze alle wichtigen Autobahnen des Ruhrgebiets miteinander. Der Emschertalbrückenzug ist ein zentrales Bauvorhaben im Rahmen des sechsstreifigen Ausbaus der Bundesautobahn A 43 zwischen Marl und Witten. Im Abschnitt zwischen Recklinghausen und Herne frequentieren ca. 100.000 Kfz/d die A 43, darunter zahlreiche Lastkraftwagen, was die Bedeutung dieser Strecke für Pendler, Gewerbe und Logistik unterstreicht. Der existierende Brückenzug stammt größtenteils aus den 1960er-Jahren und besteht aus drei Teilbauwerken, welche die A 43 über den Rhein-Herne-Kanal (RHK), die Emscher und Bahnstrecken führen. Aufgrund von Schäden an den Bauwerken wurde die A 43 im Dezember 2021 zwischen den Kreuzen Recklinghausen und Herne für Fahrzeuge über 3,5 t gesperrt. Zur Vermeidung von Überlastungen ist seitdem eine Schrankenanlage in Betrieb. Diese Einschränkungen führen im Ruhrgebiet zu weitreichenden Umleitungen und Verkehrsbelastungen, so dass bei dem Ersatzneubau oberste Dringlichkeit bestand.

1 Planungsaufgabe und Randbedingungen 1.1 Herausforderungen und Planfeststellung

Der Ausbau der A 43 auf sechs Spuren erfordert den Neubau des Emschertalbrückenzugs. Im Zusammenhang hiermit steht der gesamte Ausbau der Autobahn mit entsprechenden Dammverbreiterungen und Stützwänden sowie dem Neubau von 800 m Lärmschutzwänden (LSW) und acht Verkehrszeichenbrücken. Zudem sind während der Bauphasen zahlreiche Baubehelfe zu planen und zu errichten. Die Erneuerung des Brückenzugs ist somit in vielerlei Hinsicht eine Herausforderung.

Die Verkehre und Nutzungen der über- und unterführten Verkehrswege sollen uneingeschränkt aufrechterhalten bleiben. Der Ausbau der A 43 erfolgt insbesondere Richtung Westen unter absolut eingeschränkten räumlichen Platzverhältnissen. Zahlreiche wichtige Ver- und Entsorgungsleitungen, sowohl ober- als auch unterirdisch verlaufend, queren den Planungsraum und schränken baubetriebliche Möglichkeiten ein.

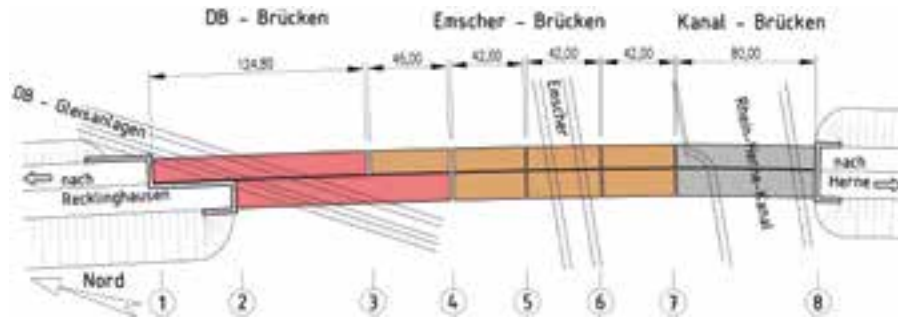


1 Sperrung der A 43 zwischen den Autobahnkreuzen Recklinghausen und Herne
© Die Autobahn GmbH

Aufgrund der Komplexität des Bauvorhabens wurde bereits mit großem zeitlichen Vorlauf ein Planfeststellungsverfahren durchgeführt. Der Planfeststellungsbeschluss aus dem Jahr 2013 war eine Randbedingung der Planungen und wurde im Änderungsverfahren im Jahr 2022 aktualisiert.



2 Luftbild des Emschertalbrückenzugs
© Schübler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH



3 Emschertalbrückenzug in der Übersicht
© Schübler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH

1.2 Lage

Der Emschertalbrückenzug der A 43 liegt zwischen der Anschlussstelle (AS) Recklinghausen-Hochlarmark im Norden und dem Autobahnkreuz (AK) Herne im Süden. Der Brückenzug befindet sich sowohl im Stadtgebiet von Recklinghausen als auch in dem von Herne, die Stadtgrenze verläuft entlang der Emscher.

1.3 Brückenbestand

1.3.1 Brückenzug

Der Brückenzug wurde 1965 errichtet und besteht aus drei einzelnen Teilbauwerken mit unterschiedlichen Kreuzungspartnern:

- Bauwerk 4409 531 Rhein-Herne-Kanal-Brücke (Wasser- und Schifffahrtsamt)
- Bauwerk 4409 532 Emschertalbrücke (Emschergenossenschaft)
- Bauwerk 4409 533 DB-Brücke (DB AG, DB InfraGO AG)

Die Bestandsbauwerke wurden für die Brückenklasse 60 nach DIN 1072 bemessen. Im Bestand werden je Fahrtrichtung zwei Fahrspuren und ein Standstreifen überführt.

Der Brückenzug weist in den Richtungsfahrbahnen, resultierend aus einem Versatz der Fachwerkkonstruktionen der DB-Brücken, unterschiedliche Gesamtlängen von 377 m bzw. 331 m auf. Die versetzte Anordnung erfolgte aufgrund der schiefwinkligen Querung mit den Gleisanlagen. Dieser Versatz wurde im zweiten Teilbauwerk, der Emschertalbrücke, über ein zusätzliches Feld im östlichen Richtungsüberbau in Fahrtrichtung Recklinghausen ausgeglichen. Im Süden grenzt das dritte Teilbauwerk über den RHK an. Die Unterbauten bestehen aus kastenförmigen Widerlagern und Stahlbetonhohl Pfeilern aus Beton B225 und Betonstahl IIIb. Die Pfeiler sind als Normal- oder Trennpfeiler ausgebildet. Die Unterbauten sind über Vibropfähle ($d = 48 \text{ cm}$) aus Beton B300 tief gegründet und setzen die Lasten im tragfähigen Mergel ab.



4 Bestandsbrücke über die Gleisanlagen der Deutschen Bahn
© Schübler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH

1.3.2 Rhein-Herne-Kanal-Brücke

Die einfeldrige RHK-Brücke wurde als Stahlträgerrost konstruiert und weist eine Länge von 80 m auf. Als Fahrbahnplatte dient ein Stahldeckblech und auch die Kappen sind in Stahl ausgeführt. Die beiden getrennten Teilbauwerke sind in Feldmitte über eine horizontale Kopplung in Form eines gemeinsamen Querträgers verbunden.

Im Jahr 1986 kam es zu einem Schaden an der Brücke, der laut einem damals erstellten Gutachten keine Einschränkung für die Nutzung hatte.

1.3.3 Emschertalbrücke

Die Emschertalbrücke besteht aus einfeldrigen Stahlverbundkonstruktionen, welche sich als Einfeldträgerkette aneinanderreihen. Die getrennten Überbauten, als Stahlverbund-Plattenbalken ausgebildet, weisen unterschiedliche Längen auf.

Die Stützweiten des dreifeldrigen Brückenzugs in Fahrtrichtung Wuppertal betragen: $42,80 \text{ m} + 42,80 \text{ m} + 42,40 \text{ m} = 128,00 \text{ m}$. In Fahrtrichtung Münster ist das Teilbauwerk vierfeldrig mit Stützweiten von $46,40 \text{ m} + 42,80 \text{ m} + 42,80 \text{ m} + 42,40 \text{ m} = 174,40 \text{ m}$.

1.3.4 DB-Brücke

Die einfeldrige DB-Brücke ist als stähleres Fachwerk ausgebildet und ca. 125 m lang. Der Abstand der außenliegenden Fachwerkebenen beträgt ca. 15,25 m, die Bauhöhe des Quertragsystems daher 1,30 m.

Die elektrifizierten Gleise für Güter-, Nah- und Fernverkehr der Deutschen Bahn sind stark frequentiert und liegen in einem äußerst schiefwinkligen Schnitt von 21 gon zur Brückenachse.

1.4 Ausbauquerschnitt

Für die A 43 ist, wie bereits erwähnt, entsprechend ihrer Verkehrsbedeutung ein sechsspüriger Ausbau geplant. Als Regelquerschnitt ist ein RQ 36 mit einer Mittelstreifenaufweitung im Bereich der Ingenieurbauwerke auf 6 m festgelegt. Der Ausbauquerschnitt berücksichtigt dabei die Vorgabe der Aufrechterhaltung einer 4+0-Verkehrsführung während der Bauzeit.

Gemäß den Darstellungen der Trassierung mit einem Versatz der Bestandsachse von 4,25 m zur neuen BAB-Achse entwickelt sich der verbreiterte Querschnitt der Bundesautobahn im Wesentlichen in Richtung Osten. Die Verbreiterung beträgt ca. 10 m und nimmt infolge der schiefwinklig kreuzenden Gleisanlagen unmittelbar Einfluss auf die Spannweiten. Zudem ergeben sich weitere Randbedingungen. So ist zum Beispiel die Absenkung der Oberleitung auf einem größeren Bereich erforderlich.

1.5 Gradiente und Lärmschutz

Grundsätzlich war geplant, sich beim Ausbau der A 43 an den Bestandshöhen zu orientieren. Da bei der vorhandenen DB-Brücke die minimale lichte Höhe von Schienenoberkante zu Unterkante des Überbaus 6,05 m beträgt, musste zur Gewährleistung der planfestgestellten lichten Höhe von 6,20 m die Gradiente unter Berücksichtigung von Durchbiegungen und Bautoleranzen geringfügig angehoben werden.

Im Zuge des sechsstreifigen Ausbaus werden sowohl das Bauwerk Emschertal als auch das Bauwerk Ewald-Kohle auf der gesamten Länge mit LSW ausgestattet. Die Höhe der LSW beträgt $\leq 6,50$ m, sie sind im Verlauf entsprechend den Erfordernissen in der Höhe gestaffelt.

1.6 Anlagen im Planungsbereich

Die Bahnbrücke überquert die Streckengleise

- Strecke 2200 Wanne-Eickel-Recklinghausen,
- Strecke 2221 Recklinghausen-Herne sowie ein
- Ausziehgleis

in einem schleifenden Winkel. Bei den Planungen sind neben den Gleisen auch die bahnspezifischen Anlagen wie Oberleitungen, Maststandorte und Kabelkanäle zu berücksichtigen.

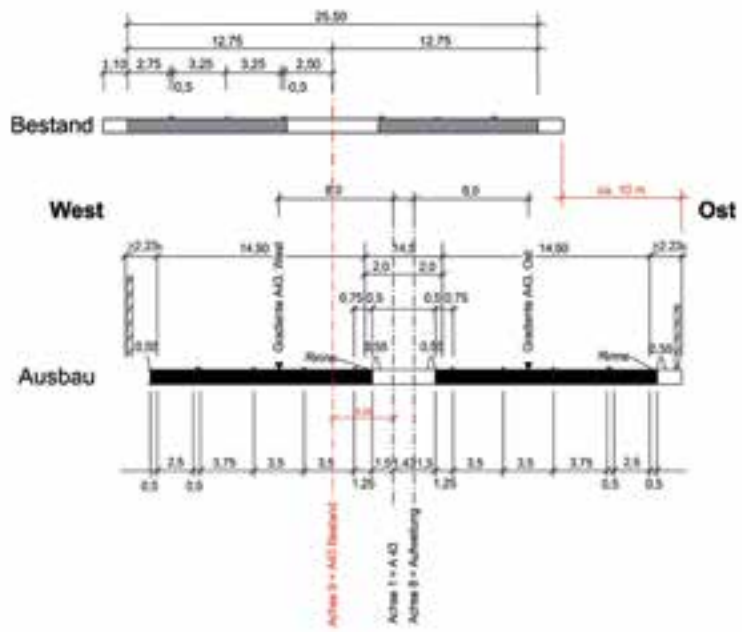
Im Rahmen des Generationenprojekts Emscher-Umbau wurde das Abwasser in einen Abwasserkanal DN 2200 geführt, der südlich des offenen Gewässerverlaufs liegt. So kann das heutige Gewässer zunächst in der Lage unverändert bleiben. Unterhalb des Bauwerks verlaufen mehrere erdverlegte Fernmelde-, Signal- und Hochspannungskabel, Lichtwellenleiter und zwei Gasleitungen verschiedener Versorgungsträger – und zwar sowohl kreuzend als auch teils parallel zur Brückenachse der A 43. Westlich des Brückenzugs finden sich zwei oberirdisch verlaufende Fernwärmeleitungen DN 700. Die DB- und Emschertalbrücke werden im nördlichen Brückenabschnitt von zwei Hochspannungsfreileitungen überquert. Unmittelbar westlich flankieren zwei Hochspannungsmaste die DB-Brücke.

1.7 Nachrechnungen

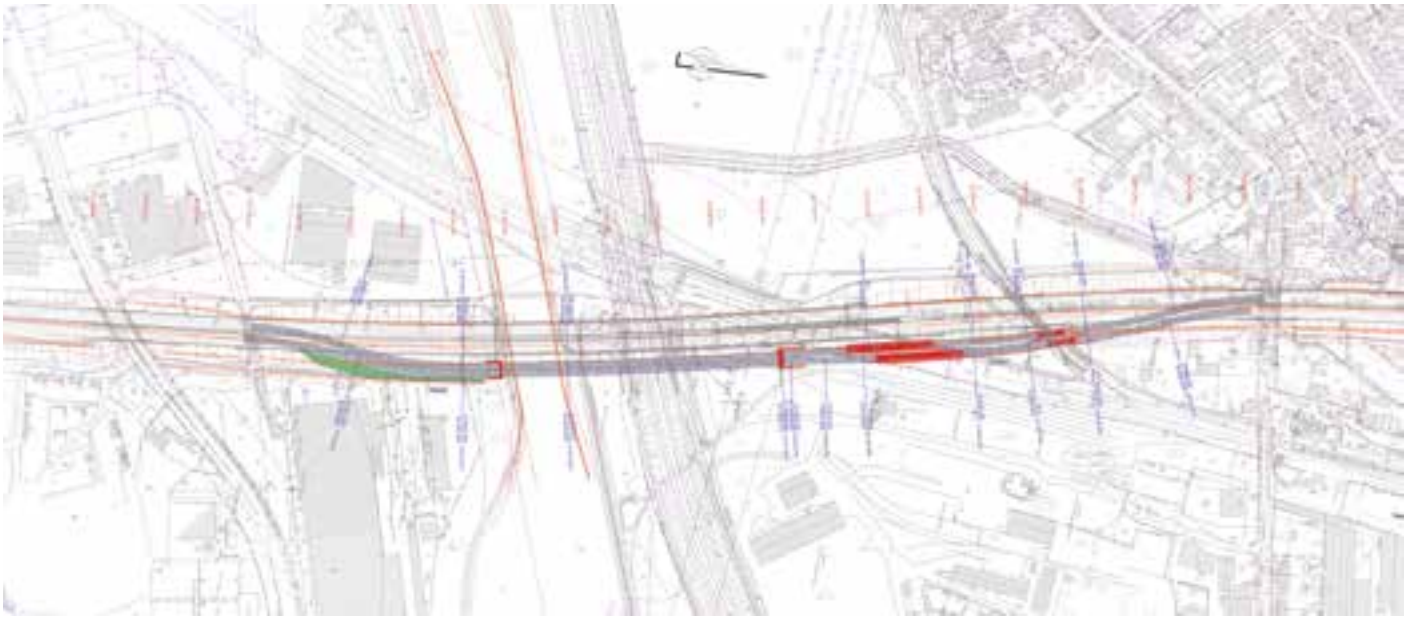
Die Bauwerke der DB-Brücke und der Emschertalbrücke weisen getrennte Überbauten für die jeweilige Richtungsfahrbahn auf. Lediglich die Richtungsfahrbahnen der RHK-Brücke sind über einen Feldquerträger miteinander verbunden.

Für die bauzeitliche Verkehrsführung war eine permanente Aufrechterhaltung des Verkehrs mit mindestens zwei Fahrspuren je Fahrrichtung gefordert. Da die Bestandsüberbauten geometrisch eine bauzeitliche 4+0-Verkehrsführung ermöglichen, war ursprünglich angedacht, eine Richtungsfahrbahn des Bestands zu nutzen.

Das Ergebnis einer Nachrechnung ergab jedoch, dass bei einem zweispurigen Verkehr, wie er im normalen Betriebszustand auftritt, die Bauwerke noch gewisse Reserven aufweisen, jedoch eine 4+0-Verkehrsführung insbesondere für die RHK-Brücke statisch nicht nachweisbar war. Somit wurde eine bauzeitliche Verkehrsführung über das Bestandsbauwerk ausgeschlossen.



5 Bestandsachse und Ausbauquerschnitt © Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH



6 Lageplan der Umfahrung Ost: Brückenzug Emschertal
© Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH

2 Herleitung der Vorzugslösung

2.1 Bauzeitliche Umfahrung

Da der Bestand für die bauzeitliche Umfahrung nicht herangezogen werden konnte, wurden entsprechende Varianten untersucht. Die Umfahrungen sollten jeweils annähernd parallel zum westlichen bzw. östlichen Brückenrand auf einer Behelfstrasse erfolgen.

Eine Umfahrung auf der Westseite ist durch die bestehenden Hochspannungsmaste sowie die oberirdisch verlaufende Fernwärmeleitung nicht möglich. Zudem ist auf der Westseite ein schützenswerter Baumbestand vorhanden, so dass auch in ökologischer Abwägung die östliche Anordnung bevorzugt wird. Des Weiteren ist der Bau der Behelfstrasse aufgrund der eingeschränkten Möglichkeiten für Zuwegungen und Zugänglichkeiten wesentlich erschwert.

Die östliche Behelfstrasse ist jedoch frei von Anlagen Dritter und somit in Bezug auf die baulichen Möglichkeiten zu bevorzugen. Darüber hinaus folgt die Anordnung der bauzeitlichen Umfahrung entlang des östlichen Brückenrands der grundsätzlichen Ausbaurichtung der Verbreiterung der Bundesautobahn, wodurch sich bleibende und temporäre Flächeninanspruchnahmen überlagern. Weitere wesentliche Vorteile in Bezug auf das Baurecht sind die Wirtschaftlichkeit und die bauliche Realisierung, so dass die östliche Umfahrung festgelegt wird.

2.2 Konstruktionen des Ersatzneubaus

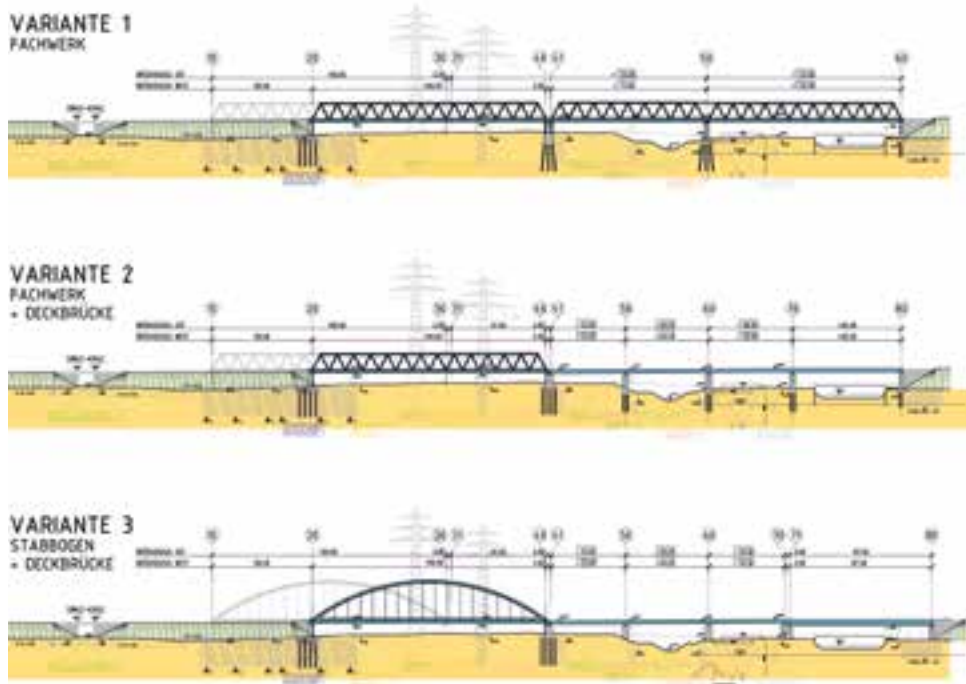
Für den Neubau des Emschertalbrückenzugs wurde eine Vielzahl von konstruktiven Möglichkeiten und Ideen entwickelt. So stand zwischenzeitlich eine gänzlich andere Konstruktion für die Bahnbrücke zur Diskussion. Hierbei war geplant, die Gleisanlagen mit einem massiven Rahmen als tunnelartige Konstruktion mit einer Länge ≤ 80 m zu überbauen. Die angrenzenden Bereiche der A 43 wären in diesem Fall als Dammstrecke ausgebildet worden. Diese Lösung stieß jedoch auf ökologische Bedenken, da dadurch die bestehende Durchlässigkeit aufgehoben worden wäre.

Somit wurden aus zahlreichen Varianten und Untervarianten die drei nachfolgend beschriebenen vertieft betrachtet: Variante 1 sieht die Ausführung als Fachwerk-Brückenzug vor. Die Konstruktion ermöglicht große Stützweiten und minimiert somit die Anzahl der Zwischen- oder Trennpfeiler.

Bei Variante 2 werden die Überbauten im Bereich der Querung der DB-Gleise als stählerne Fachwerkkonstruktion geplant. Die Brücken im Bereich des RHK und der Emscher werden aus drei stählernen Hohlkästen und einer aufbetonierten Verbundplatte hergestellt. Hierbei wird die RHK-Brücke als Einfeld- und die Emschertalbrücke als Durchlaufsystem ausgebildet.

Variante 3 sieht, abweichend von Variante 2, die Ausführung einer Stabbogenbrücke im Bereich der DB-Gleise vor. Im Vergleich zur Fachwerkkonstruktion erscheint der Bogen trotz seiner größeren Konstruktionshöhe eleganter. Das Erscheinungsbild wird hier allerdings durch die Anordnung der LSW beeinträchtigt und der Abstand zu den Schutzräumen der Freileitungen ist minimal. Im Ergebnis einer synoptischen Bewertung stellt Variante 2 die Vorzugslösung dar.

Auch zum Widerlager Süd am RHK wurden zahlreiche Varianten erarbeitet. So wurden unterschiedliche Standorte, wie vor dem Bestandswiderlager, in gleicher Achslage oder auch hinter dem Bestand, untersucht. Hier galt es, den Ausbau des RHK von einem Trapez- in ein Rechteckprofil mit Spundwandsicherung zu berücksichtigen sowie Aspekte der ökologischen Durchgängigkeit, der statisch-konstruktiven Auswirkungen infolge der größeren Spannweiten und der Wirtschaftlichkeit abzuwägen.



7 Übersicht über die untersuchten Varianten
© Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH

Das neue Widerlager Süd wird unmittelbar hinter der Pfahlkopfplatte des Bestands angeordnet. Hierdurch wird zwar die Spannweite des Endfelds um ca. 11 m vergrößert, die Erschwernisse zur Herstellung der neuen Tiefgründung reduzieren sich aber auf die Bereiche der Bestandsflügel. Die ökologische Durchgängigkeit ist in diesem Fall gegeben.

Zur Ausbildung der bis zu 6,50 m hohen LSW im Bereich der Fachwerke wurden nachstehende Anordnungen betrachtet:

- Variante 1: LSW auf einem separaten Kragarm
 - Variante 2: LSW im Fachwerk integriert
 - Variante 3: LSW innen vor dem Fachwerk
- Mit Blick auf die Wirtschaftlichkeit, die Gestaltung sowie die Planfeststellung wird Variante 2 forciert.

3 Planung der Ersatzneubauten

3.1 Gründung

Aus geotechnischer Sicht ist es erforderlich, das Brückenbauwerk mittels Bohrpfählen in ausreichender Tiefe im Emshermergel zu gründen.

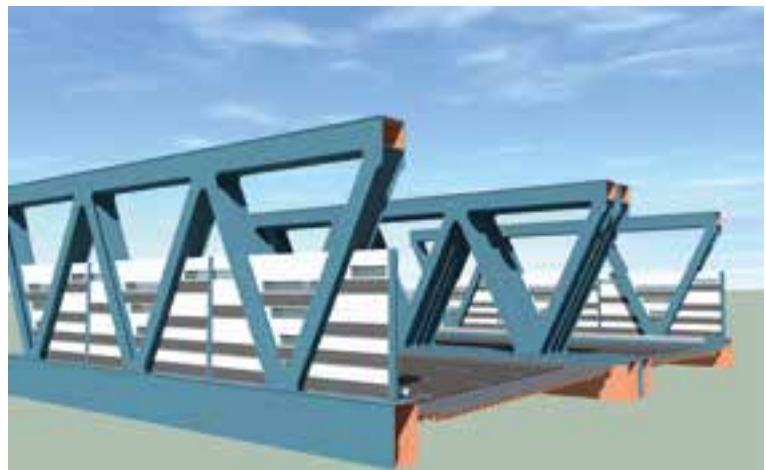
Die Gründung der Richtungsfahrbahnen erfolgt hierbei auf getrennten Pfahlkopfplatten, um gegenseitige Beeinflussungen zu vermeiden. Daher werden die Standorte der neuen Brückenpfeiler und Widerlager so angeordnet, dass die neue Pfahlgründung weitestgehend ohne Beeinträchtigung durch die vorhandenen Pfähle ausgeführt werden kann.

3.2 Unterbauten

Ein kontinuierlicher Übergang zwischen Straßendamm und Brückenüberbau wird durch die Anordnung kastenförmiger Widerlager in den Achsen 10, 20 und 90 gewährleistet. Die neuen Widerlager sind im Norden (Achsen 10 und 20) und im Süden (Achse 90) hinter den Bestandswiderlagern angeordnet und in der Brückenachse durch eine Raumbefuge getrennt. Bei den Normalpfeilern entspricht der statisch relevante Grundquerschnitt dem eines länglichen Oktagons. Je Richtungsfahrbahn sind zwei dieser Querschnitte mit einer Scheibe verbunden.

Die Pfeilergrundform verläuft geradlinig ohne Aufweitung und ist in allen Achsen gleich. Die Pfeiler weisen dabei Höhen $\leq 12,87$ m auf.

In den Übergängen von der DB- zur Emshertalbrücke (Achsen 30/31 und 50/51) sind die Trennpfeiler als Kombination der rechteckigen Pfeilerscheiben der Fachwerkbrücke und der Normalpfeiler ausgebildet. In Achse 80/81 wird aufgrund des vorhandenen Fahrbahnübergangs eine doppelte Pfeilerscheibe angeordnet. Zur Wartung der Fahrbahnübergangskonstruktion wird eine Zwischenebene vorgesehen, die als Arbeitsplattform dient.



8 Visualisierung der in die Fachwerkkonstruktion integrierten Lärmschutzwand
© Schüßler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH



9 *Neubau als stählerne Fachwerkstruktur*
© Schübler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH

3.3 Überbauten

3.3.1 DB-Brücke

Die Brücke über die DB-Gleise wird als einfeldrige Fachwerkstruktur ausgeführt. Die beiden Richtungsüberbauten sind, wie im Bestand, wegen der schiefwinkligen Querung versetzt angeordnet. Die 20,30 m breiten Überbauten spannen über 140 m. Die Konstruktionshöhe der Fachwerkträger ist dabei auf 11,50 m festgelegt.

Die Ober- und Untergurte der Fachwerkstruktur sind mit luftdicht verschweißten Hohlkastenquerschnitten mit einer Breite von 1,30 m ausgebildet. Die Bauhöhe des Obergurts beträgt 1 m und die des Untergurts 2 m. Zudem werden die Ober- und Untergurte der Fachwerkträger durch diagonale Doppel-T-Träger unter einem Winkel von 63° verbunden. Die Enddiagonalen sind wie die Ober- und Untergurte als Hohlprofile konzipiert und die Fahrbahnplatte besteht aus einem orthotropen Stahldeckblech.

Der Abstand der Querträger beträgt im Regelbereich 3,33 m, so dass jeweils im unteren Knotenpunkt der Fachwerkdiagonalen ein Querträger angeordnet ist. Die Querträger sind mit einem offenen Querschnitt als T-Träger vorgesehen und die Konstruktionshöhe variiert aufgrund der Querneigung zwischen 1,10 m und 1,70 m. Als rechteckige, kastenförmige Hohlprofile mit vergrößerter Bauhöhe sind die Endquerträger konzipiert. Die Lager sind unmittelbar an den Fachwerkträgern angeordnet. Die Stahlüberbauten sind aus Baustahl der Festigkeit S355 geplant. Die Unterseite der Fachwerkbrücken wird aus wetterfestem Stahl ausgeführt.

3.3.2 Emschertalbrücke

Bei der Emschertalbrücke werden die Überbauquerschnitte als Verbundträger ausgeführt. Der Durchlaufträger besteht je Richtungsfahrbahn aus zwei begehbaren trapezförmigen Stahlhohlkästen mit aufbetonierter Betonfahrbahnplatte. Aus der versetzten Anordnung der Richtungsfahrbahnen ergibt sich auf der Ostseite das statische System zu einem vierfeldrigen (39,90 m + 52,90 m + 42,80 m + 37,80 m) und auf der Westseite zu einem dreifeldrigen Durchlaufsystem (32,80 m + 42,80 m + 37,80 m). Daraus resultiert eine Gesamtstützweite zwischen den Trennpfeilerachsen von $L = 173,40$ m für den östlichen und $L = 113,40$ m für den westlichen Überbau.

Die Festpunkte in Brückenlängsrichtung sind an den Trennpfeilern (Achse 31/51) angeordnet. Der tragende Querschnitt des Überbaus besteht aus zwei trapezförmigen geschlossenen Stahlkastenträgern. Der lichte Abstand zwischen den beiden Kastenträgern beträgt 5 m, die Betonverbundplatte krägt seitlich jeweils ca. 3,05 m aus. Für sie wird zwischen den beiden Hohlkästen ein Fertigteil verlegt. Die Ergänzung der Fahrbahnplatte sowie die Betonage der Kragarme erfolgen in Ort beton mittels Schalwagen. Die Konstruktionshöhe der Brückenquerschnitte beträgt hier 2,92 m und ist über die gesamte Länge konstant. Bei einer maximalen Stützweite von 52,90 m beträgt die Schlankheit $L/h = 18$. Die Gesamtbreite eines Überbaus beläuft sich auf 19,80 m. Die Kastenbreite ist dabei konstant und beträgt an der Oberseite 4,00 m und am Untergurt 3,51 m. Die Stahlkonstruktion wird in Baustahl der Festigkeit S355 und die Elemente der Verbundplatte werden in Beton der Festigkeit C35/45 hergestellt. Das Betonieren erfolgt abschnittsweise im Pilgerschrittverfahren.

3.3.3 Rhein-Herne-Kanal-Brücke

Der Querschnitt der RHK-Brücke ist aus jenem der Emschertalbrücke abgeleitet. Infolge des einfeldrigen Systems und der vergrößerten Spannweiten von 93,60 m ist die Konstruktionshöhe jedoch zu vergrößern. Diese beträgt 4,58 m und ist über die gesamte Länge konstant. Die Festpunkte in Brückenlängsrichtung sind am Widerlager Süd angeordnet. Zur Erleichterung des Einschlebens ist die Unterkante des Bodenblechs eben und die Materialsprünge sind zum Inneren des Hohlkastens vorgesehen. Die Ausbildung der Verbundplatte ist dabei analog zur Emschertalbrücke.

3.4 Bauablauf

Der Bauablauf ist äußerst komplex und integriert die Aufrechterhaltung der Verkehre mit dem Rückbau sowie dem Ersatzneubau und berücksichtigt bauliche und terminliche Abhängigkeiten wie Sperrpausen der Bahn. Er basiert im Entwurf auf den bauzeitlichen Umfahrungsstraßen östlich des Bestands. Hier sollen die endgültigen östlichen Überbauten der RHK- und der Emschertalbrücke bereits für die bauzeitliche 4+0-Verkehrsführung genutzt werden. Zur Querung der DB-Gleisanlagen sind Hilfsbrücken des Bundes (SS80-Brücken) geplant. Beidseitig an die Hilfsbrücken angrenzend, ergänzen Fangedammkonstruktionen die Behelfstrasse.

Der grundsätzliche Bauablauf des Entwurfs wird nachfolgend skizziert.

- Bestehende Verkehrsführung 2+2 und Herstellung der östlichen Umfahrung:
- Herstellung der provisorischen östlichen Unterbauten und der ergänzenden Dammstrecken als Fangedamm
 - Herstellung der endgültigen östlichen Überbauten der Emschertal- und RHK-Brücke in provisorischer Seitenlage
 - Herstellung der Behelfsbrücken im Bereich der Bahngleise und der Brücke Ewald-Kohle

Verkehrsführung 4+0 auf der östlichen Umfahrung mit Rück- und Neubau:

- Umverlegen des gesamten Verkehrs: (4+0-Verkehrsführung) auf die östliche Umfahrung, Rückbau der Bestandsüberbauten West (DB-Brücke: Ausschleiben; Emschertalbrücke: konventionelles Abbruchverfahren mit Trag- und Schutzgerüst; RHK-Brücke: Ausschwimmen)
- Rückbau der Bestandsüberbauten Ost
- Rückbau der Bestandsunterbauten und der Brücke Ewald-Kohle West, Herstellung der Unterbauten und Überbauten Brücke Ewald-Kohle West in Endlage
- Herstellung der Unterbauten Ost und West, Montage der Überbauten West in Endlage (DB-Brücke: Vormontage Damm Nord, Längseinschub über Querrahmen; Emschertalbrücke: Montagegerüst, Taktschieben; RHK-Brücke: Vormontage Damm Süd, Längseinschub mit Ponton)

Verkehrsführung 4+0 auf den westlichen Brückenzug mit Rück- und Neubau, Querverschub:

- Umverlegen des Verkehrs auf die Überbauhälften West (4+0-Verkehrsführung), Herstellung der DB-Brücke Ost auf Vormontagefläche
- Querverschub der Überbauten Ost der DB-, Emschertal- und RHK-Brücke in Endlage
- Herstellung der Unter- und Überbauten Brücke Ewald-Kohle Ost in Endlage, Rückbau der provisorischen Unterbauten. Verkehrlicher Endzustand

4 Änderung der bauzeitlichen Verkehrsführung

Im Mai 2021 wurde unter Vollsperrung der Autobahn eine Belastungsprobe an der RHK-Brücke durchgeführt. Im Ergebnis der Belastungsprobe und weiterer Nachrechnungen wurde der Verkehr auf 3,50 t beschränkt. Zur Sicherstellung, dass der Schwerlastverkehr die Bestandsbrücke nicht passiert, wurde Ende 2021 eine Schrankenanlage installiert, die bis zur Verkehrsumlegung auf dem halbseitigen Brückenneubau in Betrieb bleiben wird. Durch die drastische Reduktion der Verkehrsbelastung und durch Verstärkungsmaßnahmen (Unterspannung, lastverteilende Aufbetonschicht aus 10 cm UHFB) am westlichen Überbau der RHK-Brücke war eine 4+0-Verkehrsführung auf den bestehenden Brücken wieder gegeben.

Der Entwurf, welcher auf einer bauzeitlichen Behelfstrasse im Westen erstellt war, wurde kurzerhand auf die neue Situation im Rahmen der Ausschreibungsplanung angepasst.

5 Ausschreibung und Vergabe

Am 20. Juli 2022 erfolgte die Veröffentlichung der Maßnahme. Der Submissionstermin war auf den 30. September 2022 festgelegt.

Kurz vor der Submission wurden die beantragten und in Aussicht gestellten Sperrpausen durch die DB AG zurückgezogen. Die Basis der Ausschreibung war somit hinfällig. Infolge der Klärungen und Gespräche mit der DB wurde schließlich am 4. November 2022 submittiert.

Im März 2023 wurde der Auftrag an die Arbeitsgemeinschaft Ausbau A 43 Emschertalbrückenzug (Heitkamp Brückenbau GmbH und MCE GmbH) vergeben.

6 Ausführung

Der Start der Bauarbeiten erfolgte im Mai 2023.

Bisherige Höhepunkte beim Bau für die östliche Richtungsfahrbahn:

- Aushub der RHK-Brücke
Januar–Februar 2024
- Demontage der DB-Brücke
August–September 2024
- Montage der neuen stählernen Fachwerkbrücke (2.400 t)
Februar 2025
- Vershub der neuen Brücke über den RHK April 2025

Die Fertigstellung der ersten Brückenhälfte ist für das Frühjahr 2027 geplant. Nach Umverlegen des Verkehrs auf den neuen Brückenteil kann die Verkehrsbeschränkung aufgehoben und die Schrankenanlage abgebaut werden. Die Gesamtfertigstellung ist für 2029 vorgesehen.



ehs-ingenieure.de

Sicher, nachhaltig, wirtschaftlich

Unser Know-how sichert wertvolle Infrastruktur.

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

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

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

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

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

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

Unsere Leistungen im Überblick:

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

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



10 Bauzustand im August 2025
© Schübler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH

7 Fazit

Der Emschertalbrückenzug ist ein außergewöhnliches Projekt. Die Planungen zu dem Ersatzneubau waren daher ebenso herausfordernd wie komplex. Insbesondere die baulichen und bauphysikalischen Aspekte wie Zuwegungen, Zugänglichkeiten oder Arbeitsebenen für Baugeräte stellten unter den beengten räumlichen Gegebenheiten sowie den außergewöhnlichen Randbedingungen der Leitungsvielfalt eine sehr große ingenieurtechnische Herausforderung dar.

Die Festlegung der Bauverfahren für Rückbau und Ersatzneubau erforderte eine enge Abstimmung mit Dritten und führte teilweise zu intensiven, aber konstruktiven Diskussionen.

Die Planungen bewegten sich abseits gängiger Standards und verlangten besondere ingenieurtechnische Kreativität. Die im Zuge der Ausschreibung notwendig gewordene Umplanung, bedingt durch den Entfall der geplanten Behelfsstraße und die Nutzung des Bestands, wurde in enger Zusammenarbeit mit unserem Auftraggeber, der Autobahn GmbH, lösungsorientiert und erfolgreich umgesetzt.

An dieser Stelle möchten wir allen Beteiligten für die offene, konstruktive und vertrauensvolle Zusammenarbeit danken.

Autor:
Dipl.-Ing. Peter Sprinke
Schübler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH,
Düsseldorf

Bauherr

Die Autobahn GmbH des Bundes, Niederlassung Westfalen, Hamm

Entwurf

Schübler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH, Düsseldorf

Tragwerksplanung

Schübler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH, Düsseldorf
EHS beratende Ingenieure für Bauwesen GmbH, Kassel
Gehlen Partnerschaft Beratender Ingenieure mbB, Düsseldorf
Thomas & Bökamp Ingenieurgesellschaft mbH, Münster
MCC Consulting ZT GmbH, Salzburg, Österreich

Verkehrsplanung

Schübler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH, Düsseldorf

Prüfingenieur

Prof. Dr.-Ing. Bernd Naujoks, Wuppertal

Bauausführung

Arbeitsgemeinschaft:
Heitkamp Brückenbau GmbH, Herne
MCE GmbH, Linz, Österreich



Talbrücke Rahmede © MCE GmbH

Building Value for Generations

mce-hg.com

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

part of the family
**HABAU
GROUP**

Planung und Ausführung Errichtung der Rader Hochbrücke

■ ■ ■ von Sönke von Fintel, Andreas Blank

Dieser Beitrag geht auf Planung und Herstellung der wasserseitigen Pfeilergründung und der Hybridpfeiler am Kanalfeld sowie die Montage des Stahlüberbaus der neuen Rader Hochbrücke ein. Im Zuge des Verhandlungsverfahrens wurden in Abstimmung mit dem Auftraggeber diese drei Elemente des Gesamtbauwerks optimiert und nach Abschluss der Detailplanung entsprechend ausgeführt.

1 Einleitung

Implenia Civil Engineering GmbH baut seit Anfang 2023 in Arbeitsgemeinschaft mit Plauen Stahl Technologie GmbH und Zwickauer Sonderstahlbau GmbH für die DEGES im Auftrag der Autobahn GmbH des Bundes das erste Teilbauwerk der neuen Rader Hochbrücke über den Nord-Ostsee-Kanal (NOK). Die neue 1.500 m lange Autobahnbrücke wird in Stahlverbundbauweise hergestellt und führt die A 7 östlich von Rendsburg über den NOK und die Borgstedter Enge.



1 Lageplan der Baumaßnahme © DEGES GmbH

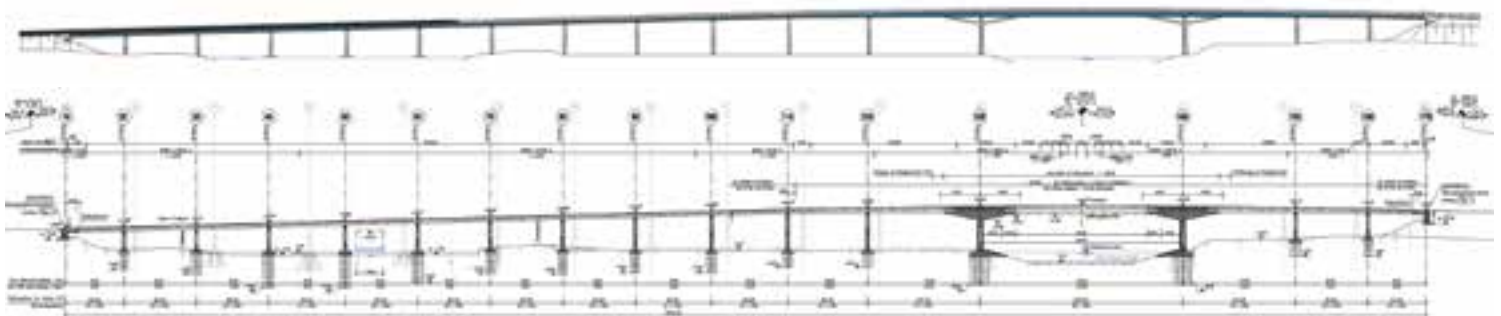
2 Wasserseitige Gründung im Borgstedter See

2.1 Überblick

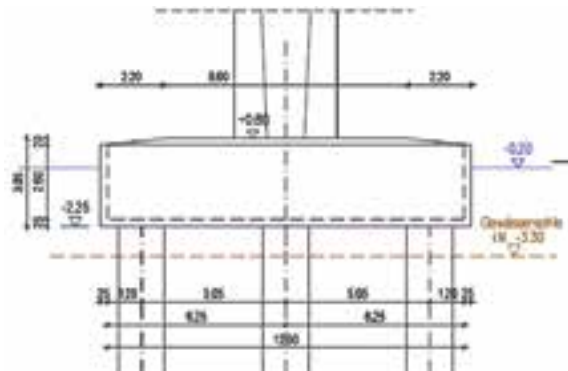
Drei der insgesamt 15 Brückenpfeiler sind im Wasser gegründet, die wasserseitige Pfeilergründung wurde im Zuge der Projektbearbeitung konstruktiv und baubauauftechnisch optimiert. Die Gründung der Brückenpfeiler in der Borgstedter Enge besteht aus jeweils zwölf Bohrpfählen mit $d = 180 \text{ cm}$ und einer Einzellänge $\leq 40 \text{ m}$. Die Bohrpfähle wurden mit Stahlhülssenrohren im Bereich des Wassers und der Weichschichten sowie einer auf den Pfählen aufgelagerten Pfahlkopfplatte (PKP) ausgeführt.

Die Andienung von Baumaterialien für die Bohrpfählerstellung erfolgte über den Wasserweg sowie teilweise über landseitig angebundene Schwimmstege.

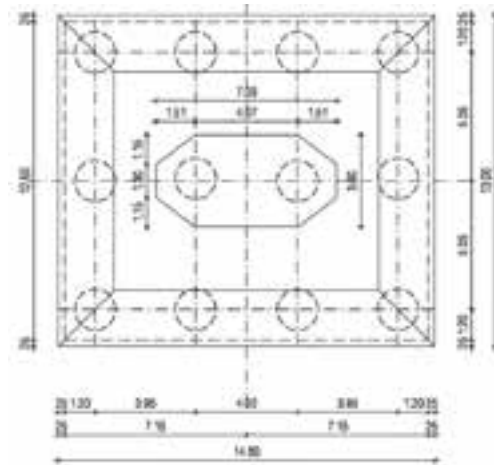
Nach Abschluss der Bohrarbeiten an den jeweiligen Pfeilerstandorten wurden auf einem Ponton Stahlbetonfertigteile hergestellt, welche mit Hilfe eines eigens für das Projekt gefertigten Katamaranpontons eingeschwommen und auf ein vorab unter Wasser eingebautes Trägerrost abgesetzt wurden. Nach Sicherstellung der Dichtigkeit und Auftriebsicherheit erfolgte das Lenzen des Fertigteils sowie im Anschluss in mehreren Betonierabschnitten (BA) die Fertigstellung der PKP. Die Arbeiten an den wasserseitigen Pfeilergründungen wurden im Frühjahr 2023 begonnen und etwa ein Jahr später abgeschlossen.



2 Ansicht und Längsschnitt des Brückenbauwerks © DEGES GmbH



3 Querschnitt der Pfahlkopfplatte
© Implenia Civil Engineering GmbH



4 Pfahlkopfplatte: Draufsicht
© Implenia Civil Engineering GmbH

2.2 Bohrpfahlherstellung

Die Herstellung der Bohrpfähle erfolgte von zwei Hubinseln (400 t und 250 t) aus im Greiferbohrverfahren. Auf der 250-t-Hubinsel wurde ein Raupenkran aufgebaut, welcher als Servicegerät für die Bohrarbeiten, die Mobilisierung und die Demobilisierung sowie weitere Arbeiten diente. Die 400-t-Hubinsel bildete die Arbeitsplattform der Bohrergeräteeinheit. Auf dem Deck der Hubinsel wurde eine lastverteilende Unterkonstruktion installiert, um die Lasten aus dem Bohrvorgang in die Hubinsel einleiten zu können.

Die Baustelleneinrichtung bestand aus einem Seilbagger HS 855, der Verrohrungsanlage VRM 2000 mit Hydraulikaggregat, diversen Pumpen für das Handling des Auflastwassers sowie Zwischenlagerflächen der Bohrrohre. Seitlich an der Lastverteilungsplattform wurden Kragarme angebracht, auf die die Verrohrungsanlage aufgelegt werden konnte. Das Pfahlraaster besteht aus 4×3 Pfählen je Pfeilerachse. In jeder Reihe wurden drei Pfähle von einem Standort aus gebohrt. Danach wurde die Hubinsel (Bohrereinheit) umgesetzt und auf die Reihe 2 positioniert, dieser Vorgang wiederholte sich für die Reihen 3 und 4.

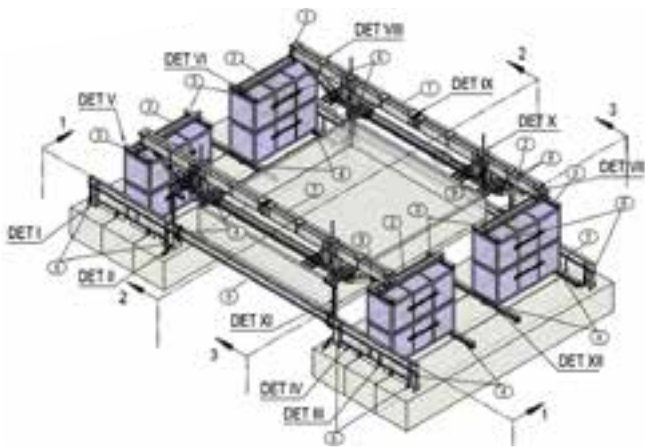
Die zweite Hubinsel (Servicegerät) wurde in Abhängigkeit von den einzubauenden Materialien dem Baufortschritt folgend seitlich der Bohreinheit umgesetzt. Nach dem Einrichten der Verrohrung mit einem Durchmesser von 1,80 m wurden die Bohrpfähle im Greiferverfahren als vollverrohrte Bohrung abgeteufelt. Das Bohrgut wurde in Bohrgutmulden ausgeleert und im Umlauf zur Entsorgung an Land verbracht. Das für die Bohrung benötigte Auflastwasser wurde aus einer Wasserschute entnommen und zur Wiederverwendung an Land aufbereitet.



5 Pfahlherstellung auf Hubinsel
© Implenia Civil Engineering GmbH



6 Kragarmkonstruktion an Bordwand
© Implenia Civil Engineering GmbH



7 3-D-Darstellung des Katamarans
© Implenia Civil Engineering GmbH



8 Katamaranponton mit Stahlbetonfertigteile
© Implenia Civil Engineering GmbH

Die Bewehrungskörbe wurden im Bereich der Weichschichten mit einem Stahlhül-senrohr mit einem Außendurchmesser von 1,62 m versehen. Diese Rohre waren bis zu 31 m lang und wurden mittels Sondertransport mit innenseitig eingebau-tem Bewehrungskorb angeliefert. Beim Einbau der Bewehrungskörbe wurde zu-erst der untere Korb in die Bohrung ein-gehängt. Anschließend wurde das Stahl-hül-senrohr mit dem eingebauten Beweh-rungskorb angehoben und mittels Über-greifungsstoß und Drahtseilklemmen konstruktiv für den Einbau verbunden. Anschließend konnte der Korb abgelas-sen und nach dem Einbau des Schüttr-ohrs mit der Betonage begonnen wer-den. Eine stationäre Betonpumpe brachte den Beton von Land aus über eine auf einem Schwimmsteg befindliche Beton-leitung bis zu einer Entfernung von ca. 200 m zum Pfahl. Parallel zur Betonage wurde die Außenverrohrung mit der Verrohrungsanlage gezogen. Zur Vermeidung eines Umlaufbetons im Ringraum außerhalb des Stahlhül-senrohrs wurde am unteren Teil des Rohrs eine doppelte Gummilippe angebracht. Diese legte sich eng an die Verrohrung und nach dem Ziehen der Verrohrung an den Baugrund an, wodurch ein Aufstei-gen von Beton im Ringraum vermieden wurde.

2.3 Herstellung der Pfahlkopfplatten

Die PKP wurden unter Zuhilfenahme eines Stahlbetonfertigteils hergestellt. Das Fertigteil diente als verlorene Scha-lung und hat im Endzustand keine tra-gende Funktion. Nachdem die Bohrpfähle am jeweiligen Pfeilerstandort vollständig fertiggestellt waren, wurde ein Aufmaß von Lage und Neigung der einzelnen Pfähle erstellt. Diese Ist-Daten wurden der abschließenden Planung des Stahl-betonfertigteils zugrunde gelegt. Als temporäres Auflager des Stahlbeton-fertigteils wurde mit Hilfe von Tauchern ein Trägerrost an den Stahlhül-senrohren der Bohrpfähle angebracht. Zur Herstellung der Stahlbetonfertigteile wurde zunächst auf einem Herstellpon-ton ein Schalboden inklusive seitlich be-festigter, demontierbarer Arbeitsebenen aufgebaut. Die Aussparungen für die Bohrpfähle wurden gemäß Ist-Aufmaß auf dem Schalboden unter Berücksichti-gung eines Ringspalts angeordnet. Nach dem Stellen der Außenwandschalung erfolgte der Einbau der Bewehrung in Sohle und Wänden, in den Eckpunkten wurden als Lastaufnahmepunkte für das spätere Versetzen Gewindestäbe einge-baut. Die Betonage erfolgte in zwei BA. Direkt danach wurden Schalung und Arbeitsebenen zurückgebaut.

Die Montagearbeiten des für den Ein-schwimmvorgang erforderlichen Kata-maranpontons wurden an einer Kaimauer im Bau-feld durchgeführt, die Andienung von Material und Gerät konnte somit mittels landseitigen Krans erfolgen. Der Katamaran bestand aus gekoppelten Pon-tons, auf denen eine Lastaufnahmekon-struktion auf gestapelten Seecontainern befestigt worden war. Zur Stabilisierung wurden die Pontons mittels Horizontal-aussteifungen miteinander verbunden. An vier Punkten der Querriegel wurden Hohlkolbenzylinder und Gewindestäbe für die spätere Kopplung mit dem Stahlbetonfertigteile eingebaut. Zu Beginn des Einschwimmvorgangs wurde zunächst einseitig die untere Aussteifung des Katamaranpontons am Dalbenliegeplatz ausgebaut, um das Ein-fahren des Herstellpontons inklusive des Stahlbetonfertigteils zu ermöglichen; nach dem Einfahren wurde die Ausstei-fung wieder eingebaut. Die Gewinde-stäbe in den Ecken des Stahlbetonfertige-ils wurden mit den in den Hohlkolben-pressen der Lastaufnahmekonstruktion befindlichen Gewindestäben gekoppelt, im Anschluss konnte mit dem Hubvor-gang begonnen werden. Nachdem das Stahlbetonfertigteile sich vom Herstell-ponton gelöst hatte und frei im Katama-ranponton hing, konnte der Herstellpon-ton mit dem Schlepper herausgezogen werden.

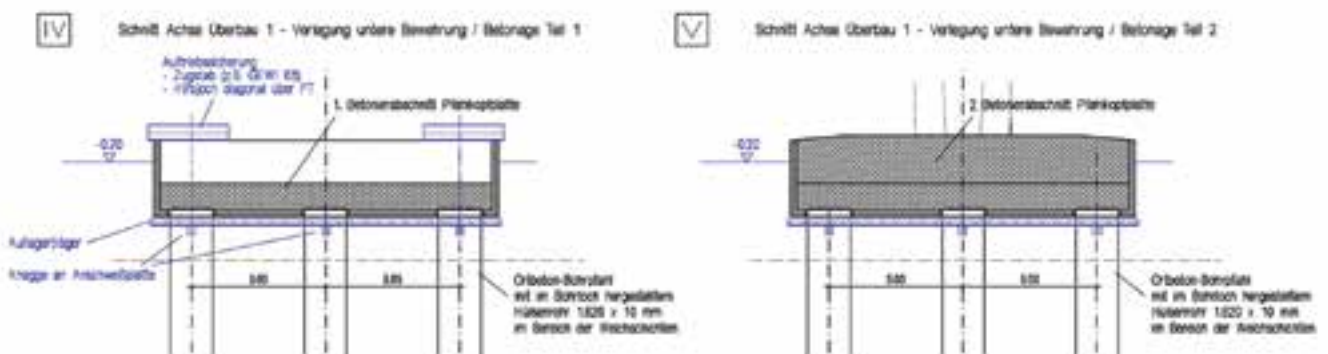


9 Stahlhülensrohre der Bohrpfähle mit Katamaranpontoon
© Implenia Civil Engineering GmbH

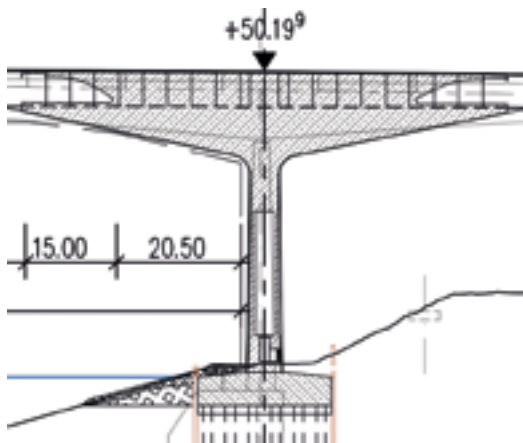
Der Katamaran inklusive Fertigteil wurde zur jeweiligen Pfeilerachse bis vor die Bohrpfähle geschleppt und von dort mittels Winden in Position gezogen. Nachdem sich das Stahlbetonfertigteil an allen zwölf Öffnungen im Boden exakt über den Bohrpfählen befand, begann der Absenkvorgang. Das Fertigteil wurde auf das unter Wasser befindliche Trägerrost abgelassen. Nach dem Absetzen wurde die Kopplung der Gewindestäbe gelöst und der Katamaran zum Dalbenliegeplatz zurückgeschleppt.

Im nächsten Arbeitsschritt wurde der Ringspalt zwischen Stahlhülensrohr und Fertigteil unter Wasser vergossen. Dazu wurden zunächst mit Tauchereinsatz an der Unterseite des Fertigteils ringförmige Stahlplatten als untere Schalung eingebaut, nach Fertigstellung konnte der Ringraum von oben mittels Schüttrohr vergossen werden. In den Eckpfählen der Bohrpfähle wurden im Zuge ihrer Betonage Gewindestäbe mit Ankerplatten einbetoniert. Diese wurden mit diagonal über den Ecken des Fertigteils angeordneten Hilfsjochen gespannt und bildeten somit die Auftriebs-sicherung für den folgenden Lenzvorgang. Nach dem Lenzen des Fertigteils wurden die Stahlhülensrohre aufgetrennt, die Bohrpfähle gekappt und die Betonflächen gereinigt.

Aufgrund der begrenzten Tragfähigkeit des Trägerrosts erfolgte die Herstellung der PKP in zwei BA. Nach der Bewehrung und Betonage des ersten BA mit einer Betonierhöhe von 1,00 m konnte die Auftriebs-sicherung zurückgebaut werden, im Anschluss wurde nach Freilegen des Korngerüsts in der Arbeitsfuge der zweite BA mit einer Höhe von 1,80 m hergestellt.



10 Betonagekonzept für die Pfahlkopfplatte
© Implenia Civil Engineering GmbH



11 Kanalpfeiler: Querschnitt
© DEGES GmbH

3 Herstellung der Hybridpfeiler am Nord-Ostsee-Kanal

3.1 Überblick

Die Hybridpfeiler am Kanalufer sind die Haupttragelemente des 224 m spannenden Brückenfelds oberhalb des NOK. Sie sind mit einer kombinierten Pfahlplatte (KPP) gegründet, der aufgehende Pfeilerschaft mit innenliegendem Wartungsgang wurde mittels Kletterschalung hergestellt. Am oberen Ende des Pfeilerschafts schließt der Pfeiler mit dem Hammerkopf ab.

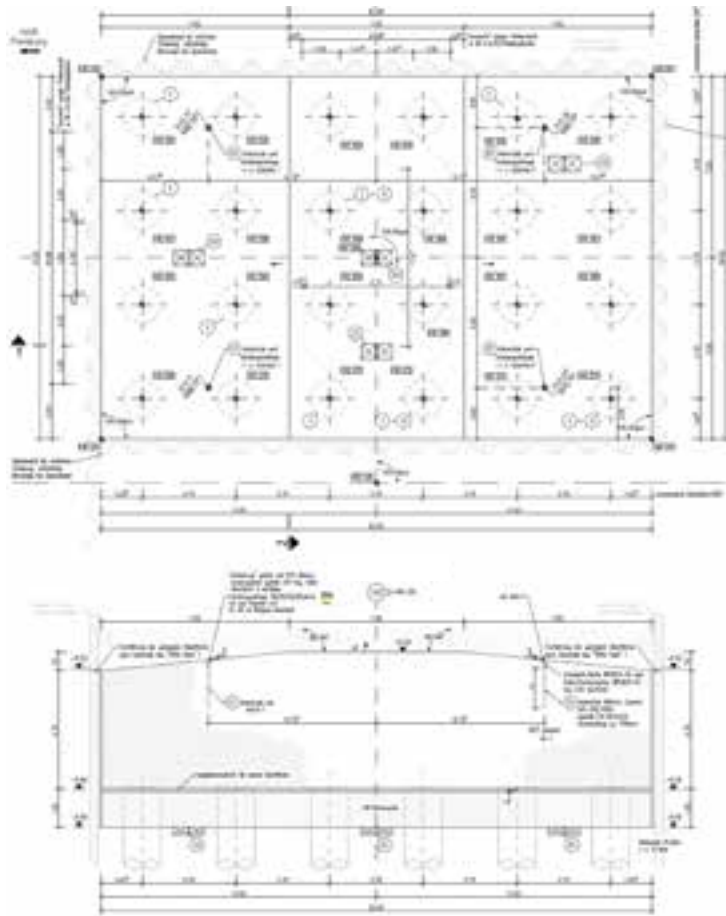
Oberhalb des Hammerkopfs erfolgt der Verbund mit dem Stahlüberbau, die Vouten werden beidseitig ca. 40 m in einer Kombination aus Freivorbau und Hängerrüstung unterhalb des Stahlüberbaus abschnittsweise im Verbund hergestellt.

3.2 Gründung

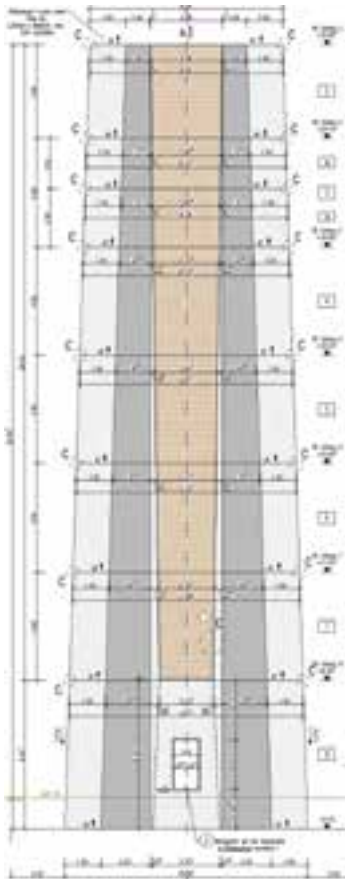
Für die Gründung der Hybridpfeiler mittels KPP wurden Bohrpfähle im Kellybohrverfahren verrohrt und unter Wasser auflast hergestellt. Je Achse wurden 24 Pfähle mit $d = 150$ cm und einer Länge von 31,00 m von einer ca. 5,00 m höheren Arbeitsebene mit Hilfe einer Bohrgeräteeinheit, bestehend aus einer Drehbohranlage LB 45 sowie einer Verrohrungsmaschine Leffer VRM 150, ausgeführt. Nach dem Erreichen der Endtiefe und dem Reinigen der Bohrlochsohle wurden die Bewehrungskörbe eingebaut und die Betonage im Kontraktorverfahren durchgeführt. Aufgrund der Länge der Pfähle war es erforderlich, die Bewehrungskörbe zu stoßen.

Nach Abschluss der Gründungsarbeiten wurden die Spundwandbaugruben bis auf $-6,50$ mNHN ausgehoben und mittels Tauchereinsatz das Planum sowie die Unterwasserbetonsohle erstellt. Nach Einbau der obenliegenden Aussteifungsträger wurden die Baugruben gelenzt, die Bohrpfähle gekappt und eine Ausgleichsschicht wurde eingebracht. Die oberhalb der Unterwasserbetonsohle 5,50 m aufgehende hochbewehrte PKP wurde nach Einbau einer konstruktiven Trennlage zur Vermeidung von Rissbildung direkt gegen die Spundwand betoniert. Zur Kontrolle des Tragverhaltens der KPP wurde in Achse 140 umfangreiche Messtechnik installiert. Dazu wurde in acht Pfählen zur Beurteilung der Mantelreibung die Anordnung von Dehnungsmessgebern entlang des Pfahlschafts vorgesehen.

Die Messebenen wurden unter Berücksichtigung der Baugrundsichtung sowie geometrischer Randbedingungen geplant. Für die Messung des Pfahlfußwiderstands wurden drei Pfähle zusätzlich mit Kraftmessdosen am Pfahlfuß ausgestattet. Darüber hinaus wurden für die Kontrolle des Plattentragverhaltens an vier Stellen unterhalb der Unterwasserbetonsohle der Baugrube Sohlspannungsgeber integriert. Die Messkabel sind durch Stahlprofile geschützt und werden in den Spundwandtälern auf Geländeneiveau geführt. Von dort werden die Messdaten mittels Datenloggern an eine zentrale Messstation zur weiteren Auswertung übermittelt.



12 Kombinierte Pfahlplattengründung der Hybridpfeiler: Draufsicht und Querschnitt
© Implenia Civil Engineering GmbH



13 Ausbildung des Pfeilerschafts
© Implenla Civil Engineering GmbH

3.3 Pfeilerschaft

Für die Herstellung der Kanalpfeiler kam das Schalungssystem SCF60 zum Einsatz. Dabei handelt es sich um ein vorgehängtes Selbstkletterschalungs-System, welches Zugang und umfassenden Schutz gegen Absturz über mehrere Geschosse hinweg bietet.

Von der PKP bis zur Unterkante des Hammerkopfs wurde der Schaft in sieben Betonierschüssen (BA 01–07) hergestellt. Als Schalhaut wurde eine glatte, saugende Schalung verwendet, in Teilbereichen waren die Ansichtsflächen des Regelpfeilerschafts mit Strukturmatritzen (Sinuswelle, Kratzputz) zu belegen. Im Innenschacht kam ein Traggerüst zum Einsatz, welches im Zuge der Schal- und Bewehrungsarbeiten Bauabschnitt für Bauabschnitt mit hochgezogen bzw. aufgestockt wurde.

Nach Abschluss des Hohlquerschnitts und der Fertigstellung des BA 07 musste das Traggerüst kleinteilig durch den Zugang in BA 01 zurück- und abgebaut werden.

3.4 Hammerkopf

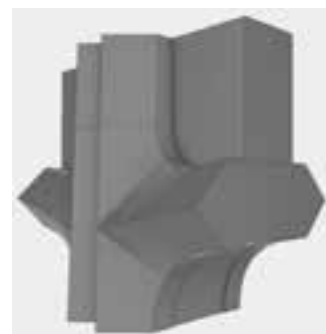
Nach Fertigstellung von BA 07 des Pfeilerschafts wurde die Kletterschalung zurückgebaut und die bereits vormontierten Stützbockbühnen für die Aufnahme der Schalungskonstruktion wurden zur Herstellung des Hammerkopfs installiert. Die Struktur besteht aus einer Plattform aus Stützrahmen, die für die Betonage des BA-01-Segments des Hammerkopfs an der obersten Ebene des Pfeilerschafts aufgehängt wurde.

Im Anschluss wurden Schwerlasttürme für die Aufnahme der Frischbetonlast auf die Hauptbühnen gestellt. An den Türmen wurde die Schalungskonstruktion, bestehend aus Trägerschalung, Holzbindern und 3-D-Einlagekästen, montiert. Auch hier kamen Sinuswellen-Matritzen für die Fortführung des Erscheinungsbilds des Pfeilers zum Einsatz.

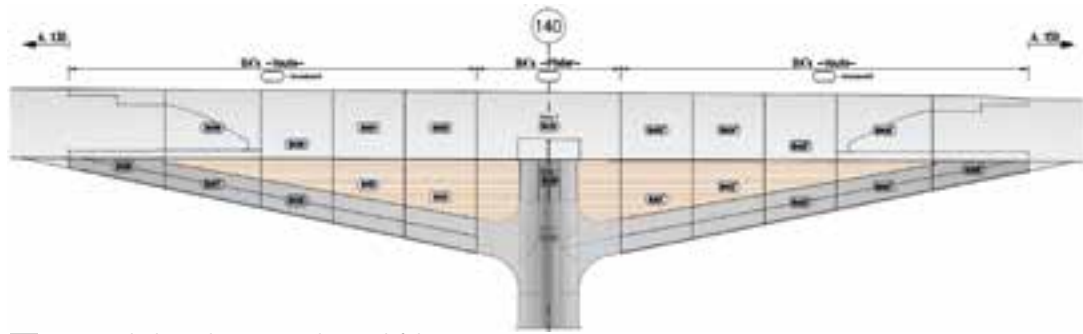
Die Betonage des Hammerkopfs erfolgte in zwei BA. Der erste Abschnitt BA 08 umfasste die aufwendige 3-D-Struktur mit den Voutenanschlüssen, hier wurden ca. 400 m³ mit umfangreichen Maßnahmen der Betonzuführung und Verdichtung kontinuierlich verbaut. Der zweite Abschnitt BA 09 umfasste mit einer 100-m³-Betonage das aufgehende Bauteil bis zur Unterkante des Stahlüberbaus.



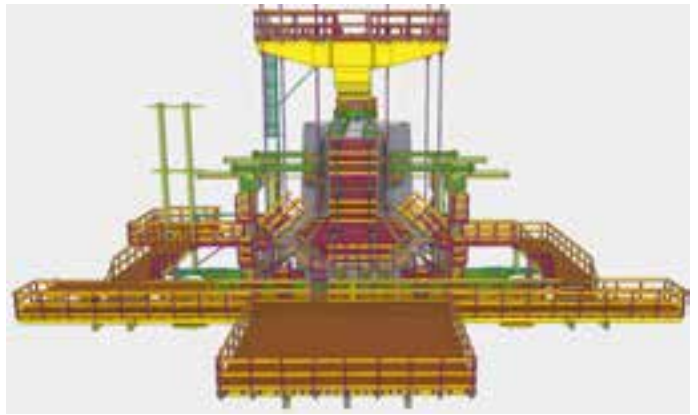
14 Herstellung der Hammerkopfschalung
© Implenla Civil Engineering GmbH



15 3-D-Darstellung des Hammerkopfs
© Implenla Civil Engineering GmbH



16 Betonierabschnitte der Vouten an den Kanalfeilern
© Implenia Civil Engineering GmbH



17 18 Freivorbau- und Schalwagen
© Implenia Civil Engineering GmbH

3.5 Vouten

Die Vouten des Kanalfeilers sowie die oberhalb im Stahlüberbau befindlichen BA zur Herstellung des Verbunds wurden nach einem den statischen Anforderungen der Gesamtkonstruktion folgenden Bauablauf errichtet.

Nach der Fertigstellung des Hammerkopfs wurden die Schalung und die Bühnen zurückgebaut und der Freivorbauwagen auf dem Hammerkopf wurde installiert.

Am Freivorbauwagen wurde ein am Boden vormontierter Schalwagen über Gewindestangen befestigt und mittels Pressenhub für die Herstellung der ersten Voutenabschnitte in Position gebracht. Die Betonage der einzelnen 6 m langen Abschnitte erfolgte abwechselnd auf der Nord- und der Südseite. Nach der Betonage wurden Freivorbau- und Schalwagen verfahren und auf der nächsten Position eingerichtet.

In diesem Verfahren erfolgte die Herstellung von zwei Voutenabschnitten auf jeder Seite, danach wurde die Freivorbaukonstruktion zurückgebaut und der Pfeilerkopf mit einem Gerüst ausgestattet. Außerdem wurden die mobilen Hilfskonstruktionen für den Vershub des Stahlüberbaus installiert. Der Stahlüberbau wurde in überhöhter Lage eingeschoben und anschließend in Endlage abgesenkt.



19 Freivorbau- und Schalwagen im Einsatz
© Implenia Civil Engineering GmbH

20 Hammerkopf und Vouten
© Implenia Civil Engineering GmbH



21 Beginn der Stahlbaumontage: Korrosionsschutzeinhausung nach Fertigstellung, Montage von Vorbauschubnabel und Takt N 01
© DEGES GmbH

Im Anschluss an die Stahlbaumontage konnte der Verbund durch die Betonage der Abschnitte BA 10, BA 03 und BA 04 innerhalb des Stahlhohlkastens realisiert werden. Die weitere Herstellung der Voutenabschnitte BA 05, BA 07 und BA 08 unterhalb des Stahlüberbaus erfolgte mittels am Stahlüberbau hängenden Schalwagen.

Die Anordnung einer untenliegenden Sinuswellen- und einer seitlichen Rippenmatrize kam auch bei der Ausführung der Vouten zur Anwendung.

Die Arbeiten an den Kanalpfeilern wurden mit Verstärkungsmaßnahmen der wasserseitigen Böschungssicherung des NOK im Sommer 2023 begonnen und werden mit der Herstellung der Vouten im Frühjahr 2026 abgeschlossen sein.

4 Montage des Stahlüberbaus

4.1 Überblick

Die Montage des Stahlüberbaus ist Bestandteil der bieterseitigen Optimierungen im Rahmen des Verhandlungsverfahrens. Das grundlegende Montagekonzept gliedert sich dabei in die folgenden drei Hauptabschnitte:

- Montage der nördlichen Vorlandbrücke im Taktschiebeverfahren
- Montage der südlichen Vorlandbrücke im Taktschiebeverfahren
- Montage des Mittelsegments als Lückenschluss zwischen den beiden Vorlandbrücken mittels Litzenhubverfahren

Das Konzept des Bauherrn sah im Bereich der beiden Kanalpfeiler eine Freivorbau- und im Bereich der benachbarten Felder zur Hauptöffnung über dem NOK eine Hubmontage vormontierter Großsegmente mittels Litzenhub vor. Darüber hinaus sollten ursprünglich auch die beiden noch nach Süden anschließenden Felder bis zum südlichen Widerlager mittels Hubmontage hergestellt werden. Mit der ausgeführten Montagevariante konnte auf die Freivorbau- und Hubmontagen verzichtet werden. Die Arbeiten zur Überbauherstellung auf der Baustelle wurden damit auf drei Kernbereiche konzentriert. Die sich im Taktschiebeverfahren mehrfach wiederholenden Arbeitsvorgänge wirkten sich dabei positiv auf den Montage- und Bauablauf des gesamten Projekts aus.

4.2 Montage der nördlichen Vorlandbrücke

Der Montageabschnitt der nördlichen Vorlandbrücke erstreckt sich vom Widerlager in Achse 10 bis zum Kanalpfeiler in Achse 130. Er ist mit ca. 1.000 m Länge und einem zu montierenden Gesamtüberbaugewicht von ca. 10.000 t der längste Hauptmontagebereich der neuen Rader Hochbrücke. Die Stahlbaumontage gliedert sich in diesem Bereich in 14 Vershubtakte.

Die Arbeiten zur Herstellung des Überbaus begannen im Sommer 2023 mit der Herstellung eines zweistufigen Taktkellers mit einer Länge von ca. 200 m hinter dem Widerlager in Achse 10. Neben vier Vershublagerachsen mit Querführungen wurde im vorderen Bereich des Taktkellers eine dauerhafte Korrosionsschutzeinhausung hergestellt. Diese diente während der Montagezeit des Überbaus zum parallelen Aufbringen der Deckbeschichtung im Innen- und Außenbereich des Überbaus. Aufgrund der mehrjährigen Bautätigkeit erfolgte die Ausführung als vollständig geschlossene und beheizbare Einhausung.

Die eigentliche Montage der Stahlkonstruktion erfolgte im hinteren Teil des Taktkellers.

Die Stahlbauteile wurden von den Fertigungsstätten mittels Schwertransport-Lkw zur Baustelle gebracht, im hinteren Bereich des Taktkellers mittels Mobilkran zusammengesetzt und zunächst verschlössert. Nachdem die vermessungstechnische Kontrolle sowie die Feinausrichtung der Segmente abgeschlossen waren, erfolgten die Schweißarbeiten zur Verbindung der Stahlbauteile zur Gesamtkonstruktion.

Während im Montagebereich des Taktkellers die Schweißarbeiten ausgeführt wurden, fanden parallel im vorderen Teilabschnitt des Taktkellers im Schutz der Einhausung die Korrosionsschutzarbeiten des zuvor hergestellten Montagetakts statt.

Die Stahlbaumontagearbeiten begannen im vierten Quartal 2023 und konnten mit dem Einschub in Endlage im Dezember 2025 nahezu exakt gemäß Vorgabe aus der Bauablaufplanung abgeschlossen werden. Um dies zu erreichen, wurden neben der planmäßigen Parallelbearbeitung zweier Takte im Taktkeller noch weitere Schritte auf der Baustelle im Hinblick auf die Sicherstellung des Bauablaufs ausgeführt.

Mit der Einrichtung eines Vormontageplatzes unterhalb des Taktkellers ließen sich zeitgleich zu den planmäßigen Arbeiten im Taktkeller bereits die Vormontagearbeiten für die Herstellung der Gesamtquerschnitte der Stahlbauschnüsse erledigen, was zu einer Optimierung der Ausführungszeiten im Taktkeller führte. Der Vershub der Takte erfolgte mit einem Litzenzugsystem, welches mit wachsendem Gewicht der zu verschiebenden Konstruktion an die jeweiligen Vershubkräfte angepasst wurde. Der Ausgleich der Kragarmverformung beim Auflaufen auf die Pfeilerachsen erfolgte mittels starr angebrachtem Vorbauschnabel.



23 Querverschiebbliche Vershubwippe im Bereich des Widerlagers © Plauen Stahl Technologie GmbH



22 Überbau Nord nach Vershub (Takt N 03) mit Vorbauschnabel im Bereich des Pfeilers in Achse 30 © DEGES GmbH

Eine Besonderheit des Taktschiebeverfahrens an der Rader Hochbrücke ergibt sich aus dem Überbauquerschnitt mit veränderlicher Bauhöhe und konstanter Stegneigung.

Die Bauhöhe des Überbaus ist in Feldmitte des Felds über dem NOK am größten und nimmt in beide Richtungen über die folgenden ca. 250 m kontinuierlich ab. Daraus ergibt sich bei konstanter Stegneigung des Hauptträgers eine zugehörige Reduktion der Untergurtbreite.

Um das Taktschiebeverfahren auch mit dieser Randbedingung durchführen zu können, musste die Lage der Vershublager während des Verschubs kontinuierlich an die Breite des Überbaus angepasst werden. Dies wurde durch eine zusätzliche Gleitebene unter dem Kippgelenk der Lager erreicht. Das Nachstellen der Vershublager erfolgte manuell mittels Hydraulikpressen.

Bevor der Vershub des Überbaus den Kanalpfeiler in Achse 130 erreichen konnte, musste das mit 124 m Stützweite größte Feld überschoben werden.



24 Hilfsstütze in Achse 125 mit Kopplung zum Kanalpfeiler in Achse 130 © Plauen Stahl Technologie GmbH



25 Hubmontage der Bauteile für Takt S 01 im Juli 2024
© Plauen Stahl Technologie GmbH



26 Endeinschub der südlichen Vorlandbrücke im August 2025
© DEGES GmbH

Um die Beanspruchungen im Bereich des Überbauquerschnitts verträglich gestalten zu können, war in diesem Feld der Einsatz einer Hilfsstütze erforderlich. Selbige wurde als Fachwerkstütze geplant und erhielt zur Abtragung der Längsbeanspruchungen während des Verschubs eine Kopplung zum Kanalpfeiler. Nachdem der Überbau über den Kanalpfeiler in die Endlage eingeschoben ist, wird die Hilfsstütze im Rahmen des Abstapelns zunächst deaktiviert und die Kopplung zum Kanalpfeiler demontiert. Zur Steuerung der Schnittkräfte des integralen Verbundbereichs am Kopf des Kanalpfeilers wird die Hilfsstütze während der Herstellung dezidiert BA im Bereich des Pfeilerkopfs und der Vouten erneut zur Einprägung von Kräften genutzt, bevor sie demontiert werden kann.

Den Abschluss der Stahlbaumontage bildet nach dem Ausbau der Verschublager und dem anschließenden Abstapelns der Einbau der Brückenlager und Keilplatten. Dabei kommen Kalottengleitlager zum Einsatz. Je Auflagerachse erfolgt die Lagerung jeweils mit einem allseits beweglichen und einem querfesten Lager. Der Einsatz von Festlagern ist aufgrund der integralen Bauweise der Kanalpfeiler nicht erforderlich.

4.3 Montage der südlichen Vorlandbrücke

Die Montage der südlichen Vorlandbrücke erfolgte analog zur nördlichen ebenfalls im Taktschiebverfahren. Die Gesamtlänge dieses Montageabschnitts beträgt ca. 350 m. Insgesamt waren auf der südlichen Seite ca. 3.500 t Überbau Stahlkonstruktion zu montieren, die sich auf fünf Verschubtakte verteilen.

Aufgrund des gleichen Montageverfahrens konnten die Hilfskonstruktionen im Bereich des Taktkellers, der Unterbauten, des Vorbauschnabels und der Hilfsstütze vor dem Kanalpfeiler A 140 anlog zur Nordseite ausgebildet werden.

Die Montage auf der Südseite begann im Sommer 2024 mit der Herstellung des Taktkellers.

Mit dem Endeinschub des vollständigen Überbaus im August 2025 wurde die Taktschiebmontage im südlichen Bau-feld planmäßig abgeschlossen. Im Anschluss erfolgte der Ausbau der Verschublager, das Abstapelns und der Einbau der Kalottenlager.



Abdichtungssystem unter Asphalt

- vereint ETAG 033 und ZTV-ING
- rissüberbrückend bis einschließlich -30 °C
- sehr gute Haftzugsfestigkeiten zum Untergrund (Beton und Stahl)



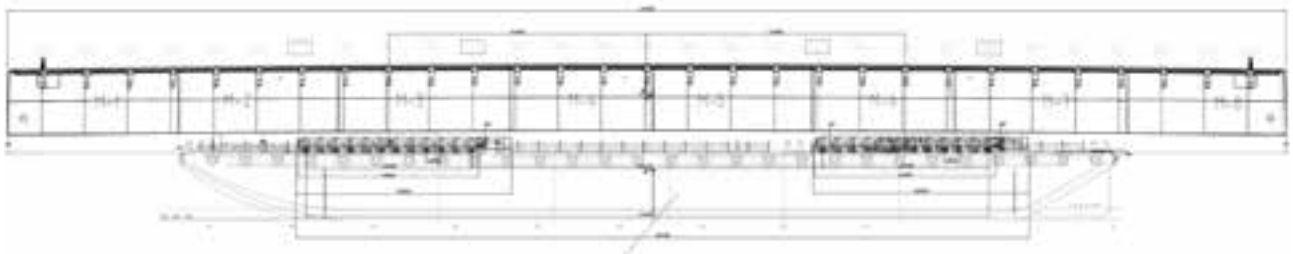
WestWood®
Kunststofftechnik GmbH
www.westwood.de



27 Beginn der Vormontage des Mittelsegments im Hafen Rendsburg
© Plauen Stahl Technologie GmbH



28 Mittelsegment im Hafen Rendsburg mit Schutzeinhausung im Dezember 2025
© Plauen Stahl Technologie GmbH



29 Mittelsegment in Verladeposition mit SPMT auf dem Schwerlastponton
© Plauen Stahl Technologie GmbH

4.4 Montage des Mittelsegments

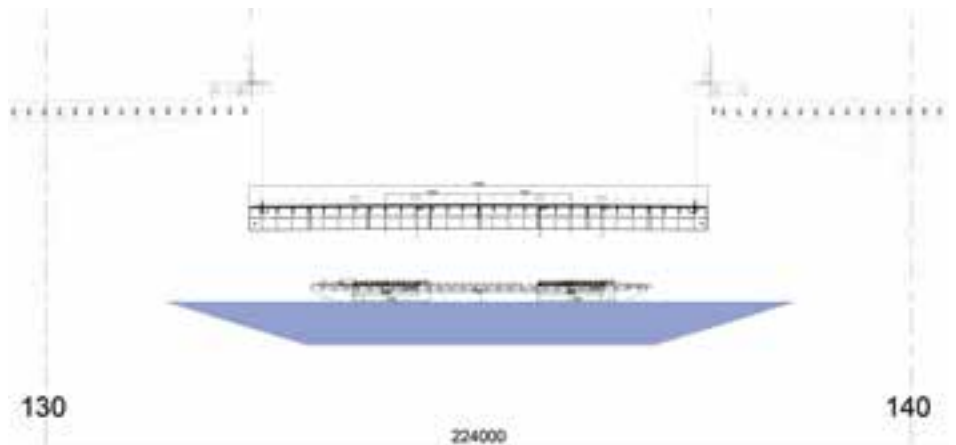
Die Montage des Mittelsegments im Bereich des NOK erfolgt mittels Litzenhub. Dazu ist es erforderlich, das Stahlbauteil aus den im Werk gefertigten Segmenten vorzumontieren und mittels Schiffstransport zur Einbaustelle der neuen Rader Hochbrücke zu bringen. Als geeigneter Ort zur Vormontage des ca. 120 m langen und ca. 1.300 t schweren Mittelsegments wurde der Hafen von

Rendsburg gewählt. Die acht Stahlbauschüsse wurden per Schwerlast-Lkw von der Fertigungsstätte zum Hafen gebracht und mittels Mobilkran auf die vorbereiteten Zulagen aufgelegt und verschlossen. Im Anschluss an das Auflegen der Bauteile erfolgte die Montage einer kombinierten Schweiß- und Korrosionsschutzeinhausung.

Im Schutz der Einhausung erfolgen bis März 2026 die Schweiß- und Korrosionsschutzarbeiten. Für deren störungsfreie Ausführung wird die Einhausung beheizt und klimatisiert. Nach Fertigstellung der Arbeiten wird die Einhausung demontiert und das Bauteil mit Hilfe von SPMT-Fahrzeugen auf ein Ponton verladen.



30 Südlicher Überbau mit vormontiertem Derrick für die Hubmontage des Mittelsegments während des Endeinschubs im August 2025
© Plauen Stahl Technologie GmbH



31 Übersicht: Litzenhubmontage des Mittelsegments
© Plauen Stahl Technologie GmbH

Das Bauteil wird dann im Rahmen einer Kanalsperrpause mittels Schiffstransport zur Einbaustelle gebracht und mit Verholseilen zum Uferbereich in seiner Lage fixiert.

Im Bereich des Überbaus werden je zwei Litzenheber auf einer auskragenden Derrickkonstruktion montiert. Die Litzen werden kraftfrei parallel zum Antransport des Bauteils abgelassen und nach dem Erreichen der Endposition mit dem Mittelsegment verbunden.

Nachdem alle Litzenbündel mit dem Bauteil verbunden sind, erfolgt die Hubmontage. Dazu wird das Stahlbauteil ca. 55 m in seine Endlage gehoben.

Im Anschluss an den Einhub wird das Mittelsegment mit den Schnittufern der nördlichen und der südlichen Vorlandrücke verschweißt und die Litzenhubtechnik demontiert. Mit der finalen Demontage der Derrickkonstruktionen und der Herstellung des Korrosionsschutzes im Bereich der beiden Schweißstöße des Mittelsegmentes endet die Stahlbaumontage der neuen Rader Hochbrücke.

5 Fazit und Ausblick

Die in diesem Bericht beschriebenen Herstellkonzepte der Pfeilergründung im Borgstedter See, der Hybridpfeiler sowie des Stahlüberbaus haben sich bewährt. Die Bauarbeiten zur Gesamtfertigstellung des ersten Teilbauwerks der neuen Rader Hochbrücke werden im Jahr 2026 abgeschlossen sein. Die erfolgreiche und termingerechte Abwicklung ist maßgeblich in einer partnerschaftlichen und vertrauensvollen Zusammenarbeit begründet. Die bauausführende Arbeitsgemeinschaft aus Implenä Civil Engineering GmbH mit Plauen Stahl Technologie GmbH und Zwickauer Sonderstahlbau GmbH bedankt sich bei allen Projektbeteiligten, unter anderem dem Bauherrn, der Bauüberwachung, dem Prüfingenieur, den Entwurfs- und Ausführungsplanern, und insbesondere beim ausführenden Personal auf der Baustelle.

Autoren:

Dipl.-Ing. (FH) Sönke von Fintel
Technischer Niederlassungsleiter
Implenä Civil Engineering GmbH,
Hamburg

Dipl.- Ing. Andreas Blank
Montage- und Projektleiter Brückenbau
Plauen Stahl Technologie GmbH,
Plauen

Bauherr

Die Autobahn GmbH des Bundes, Berlin

Projektdurchführung

DEGES Deutsche Einheit
Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH, Berlin

Bauoberleitung und Bauüberwachung

EHS beratende Ingenieure für Bauwesen GmbH, Kassel

Entwurfs- und Genehmigungsplanung

Ingenieurgemeinschaft:
Schübler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH, Berlin
SSF Ingenieure AG, München

Ausführungsplanung

SRP Schneider & Partner Ingenieur-Consult GmbH,
Kronach
Weyer Beratende Ingenieure im Bauwesen GmbH,
Dortmund

Prüfingenieur

Prof. Dr.-Ing. Karsten Geißler, Dresden
Dipl. Ing. Jochen Rodemann, Dresden

Bauausführung

Arbeitsgemeinschaft:
Implenä Civil Engineering GmbH, Hamburg
Plauen Stahl Technologie GmbH, Plauen
Zwickauer Sonderstahlbau GmbH, Zwickau

Kompetenz trifft Innovation. Wir planen Zukunft.

Partnerschaftliche Zusammenarbeit und Bauwerke,
die begeistern. Das ist SSF Ingenieure.



@DEGES



SSF Ingenieure

A7 / Rader Hochbrücke

Ersatzneubau in semiintegraler
Bauweise über den Nord-Ostsee-Kanal,
Hauptstützweite 224 m

SSF Leistungen

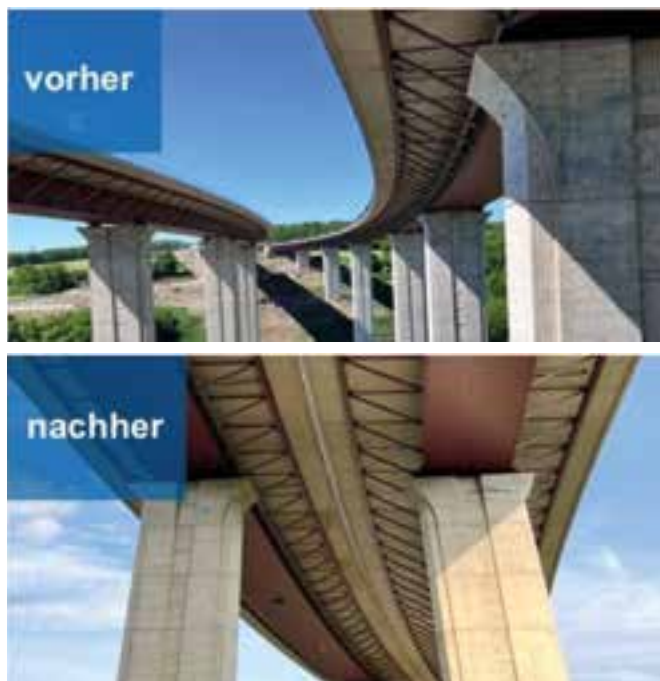
Tragwerksplanung

ssf-ing.de

Innovativer Querverschub inklusive Pfeilern Talbrücke Rinsdorf im Zuge der Sauerlandlinie

■ ■ ■ von Ralf Schubart, Holger Klein, Wolfgang Schlenzorg

Die Talbrücke Rinsdorf im Zuge der A 45 wurde ab 2017 durch zwei moderne Brücken mit Stahlverbundhohlkastenüberbauten ersetzt. Eine besondere ingenieurtechnische Herausforderung stellte der erforderliche Querverschub des nördlichen, 485 m langen Überbaus einschließlich der bis zu 60 m hohen Pfeiler und Fundamente um ca. 20 m dar, um die Endlage der neuen Trasse zu erreichen. Statt eines konventionellen Verschubs des Überbaus auf Hilfsstützen wurde ein innovatives Verfahren gewählt, bei dem das ca. 40.000 t schwere Bauwerk auf neu hergestellten Verschiebfundamenten inklusive der Pfeiler und Pfeilerfundamente bewegt wurde. Dieses Vorgehen reduzierte Bauzeit, Kosten und Eingriffe in die Umwelt erheblich und erhöhte die Arbeitssicherheit signifikant. Die komplexen Randbedingungen wurden bereits in der Entwurfsbearbeitung vertieft untersucht und in einem detaillierten Lastenheft, das den Vergabeunterlagen beigelegt wurde, zusammengefasst. Die im Zuge der Entwurfsplanung vorgesehene Verschiebetechnik basiert auf einem elektrohydraulischen, selbstfahrenden Verschiebesystem mit millimetergenauer Steuerung. Im Zuge der weiteren Entwurfsplanung wurde das Verschiebesystem systemneutral modifiziert. Die erfolgreiche Umsetzung mit einem von der ausführenden Firma Strabag angepassten SHS-System (»Schieben-Heben-Senken«) belegt das hohe Potenzial dieses Ansatzes für zukünftige Großbrückenprojekte.



1 *Untersichten der Überbauten vor und nach dem Verschieb*
© Strabag AG

1 Neubau der Talbrücke Rinsdorf

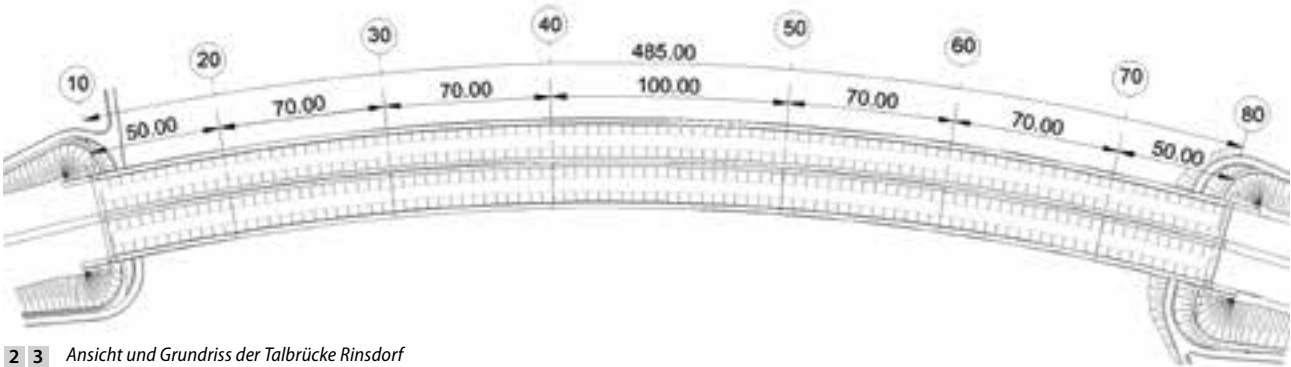
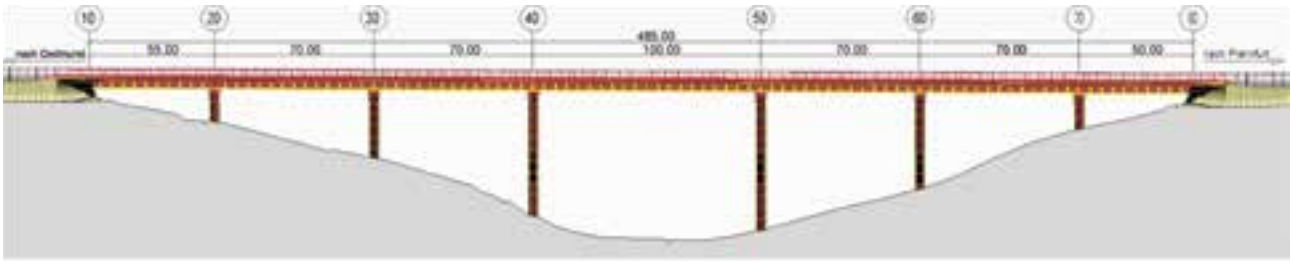
Die südöstlich von Siegen gelegene Talbrücke Rinsdorf im Zuge der Sauerlandlinie (BAB A 45) wurde, beginnend im Jahr 2017, mit zwei modernen Teilbauwerken mit Stahlverbundüberbauten erneuert.

Die beiden neuen, 485 m langen Überbauten mit einer maximalen Stützweite von 100 m wurden als Stahlverbundhohlkästen hergestellt. Das nördliche Teilbauwerk der Fahrtrichtung Dortmund wurde aufgrund des einteiligen Bestandsüberbaus zunächst neben selbigem errichtet. Wegen der Topographie im Bereich der anschließenden Streckenführung war es notwendig, den zuerst hergestellten nördlichen Überbau quer zu verschieben, damit die endgültige Trasse weitgehend wieder jener des Bestands entspricht. Nach der Sprengung der Bestandsbrücke aus dem Jahr 1967 und der Fertigstellung des Bauwerks in Fahrtrichtung Frankfurt am Main wurde dieses nördliche Teilbauwerk einschließlich der Pfeiler und deren Fundamente quer verschoben (Bild 1).

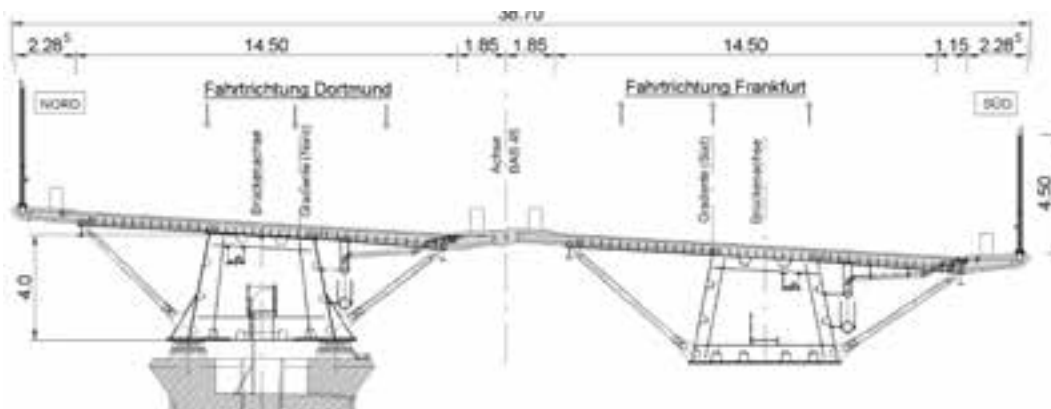
2 Tragkonstruktion

Die neuen Überbauten haben jeweils drei Fahrstreifen und einen Standstreifen. Die Spannweiten betragen $55\text{ m} + 2 \times 70\text{ m} + 100\text{ m} + 2 \times 70\text{ m} + 50\text{ m}$, so dass sich die Brückenlänge zu 485 m ergibt (Bild 2). Die Überbauten sind inklusive der Kappen 18,72 m und 19,87 m breit. Die Fahrbahnbreiten betragen je Fahrtrichtung 14,50 m, in der Fahrtrichtung Frankfurt am Main wurde die Fahrbahn zur Einhaltung der Haltesichtweite im Bereich der Bogeninnenseite um 1,15 m aufgeweitet. Der Querschnitt (Bild 3) ist ein moderner Verbund-Trapezhohlkasten, bei dem der stählerne Obergurt schmaler ist als der Untergurt. Die weit auskragende, schlaff bewehrte Fahrbahnplatte wird durch schräge Rohrstreben und durchgehende Fahrbahnträger gestützt. Um die stark auf Ermüdung beanspruchten Rohranschlüsse der Außendiagonalen dauerhaft und ermüdungssicher auszubilden, wurden umfangreiche Versuche an der Bergischen Universität Wuppertal durchgeführt und neue Musterlösungen entwickelt [1].

Die maximale Höhe der Brücke über Tal beträgt ca. 66 m. Im Bauwerksbereich verläuft die Streckenachse der A 45 in einem konstanten Radius von 1.001,70 m.



2 3 Ansicht und Grundriss der Talbrücke Rinsdorf
© Ingenieurgesellschaft Krebs+Kiefer/Meyer+Schubart



4 5 Querschnitte im Feld und an der Stütze
© Ingenieurgesellschaft Krebs+Kiefer/Meyer+Schubart



6 Luftbild der Talbrücke vor dem Querverschub
© Die Autobahn GmbH

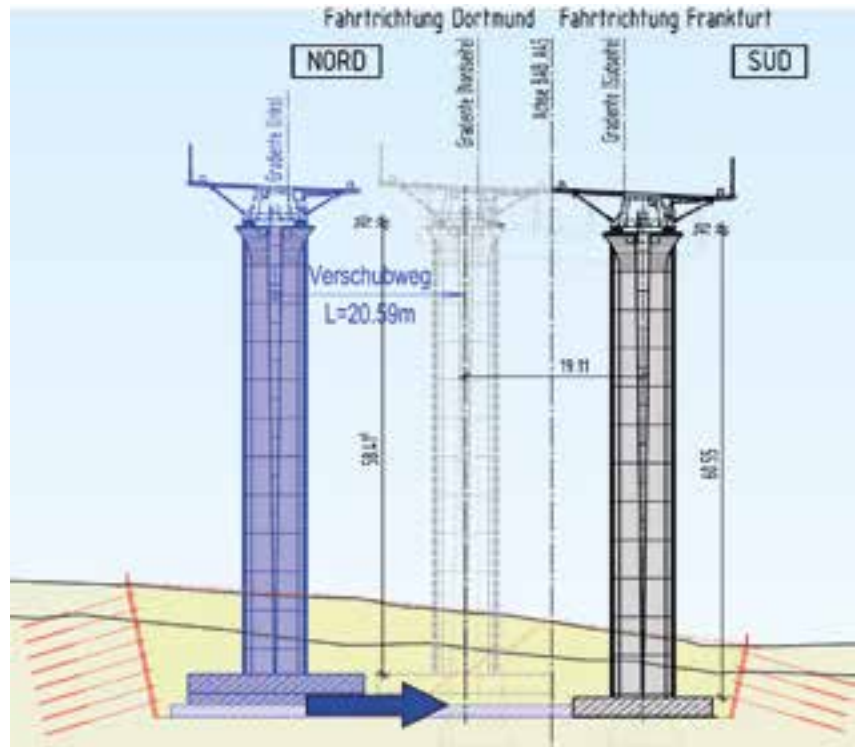
3 Von der Idee zur Umsetzung

»Genie ist zu einem Prozent Inspiration und zu neunundneunzig Prozent Schweiß« (Thomas Edison).

Die Idee zum Querverschub der gesamten Brücke mit Pfeilern und Fundamenten entstand in der Planungsgemeinschaft Krebs+Kiefer/Meyer+Schubart während der Entwurfsplanung [2] der Bauzustände. Nachdem deutlich geworden war, dass ein Querverschub des Überbaus auf den sehr hohen Pfeilern mit sehr großen Risiken verbunden wäre und seine Realisierbarkeit daher infrage stand, wurde das Verschiebverfahren von der Ingenieurgesellschaft grundsätzlich neu beleuchtet und eine innovative Lösung vorgesehen.

Zu diesem Zeitpunkt war in Deutschland bereits der erfolgreiche Querverschub eines einzelnen Pfeilers einer Talbrücke gelungen. Dies führte zu der Frage, ob sich das gleiche Prinzip nicht auf eine komplette Brücke mit sehr hohen Pfeilern und vielen Achsen übertragen ließe. Es folgte eine intensive Phase der vertieften Planung, der technischen Voruntersuchungen sowie der Konsultationen mit spezialisierten Bauunternehmen, die über umfangreiche Erfahrung im Bewegen großer Lasten verfügen.

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



7 Pfeileransicht des Querverschubs
© Ingenieurgesellschaft Krebs+Kiefer/Meyer+Schubart

4 Ablauf des Querverschubs mit Pfeilern

Nach Herstellung der beiden Teilbauwerke der Talbrücke Rinsdorf und dem Abbruch des Bestandsüberbaus musste das nördliche Bauwerk um 20,59 m quer in seine Endlage verschoben werden. Hierzu wurden vorab in den Pfeilerachsen 20–70 unterhalb der bestehenden Pfeilerfundamente spezielle Verschiebegrundamente errichtet (Bild 7) sowie auf den Widerlagern 10 und 80 Schubbahnen auf den Auflagerbänken der endgültigen Widerlager und der Widerlager der Seitenlage hergestellt (Bild 8). Nach dem Abschluss des Querverschubs und dem Rückbau der Hilfskonstruktionen wurden die Verschiebefugen zwischen den Pfeilerfundamenten und den Verschiebepfannen vergossen. Anschließend erfolgte die Herstellung fehlender Bauteile, der Fahrbahnanschlüsse und Fahrbahnbeläge, das Verfüllen der Baugruben sowie der Rückbau bzw. Abbruch der Behelfsumfahrung. Das Verschiebegericht betrug insgesamt rund 40.000 t, verteilt auf acht Verschiebepfannen. Dies entspricht etwa dem Vierfachen des Gewichts des Eiffelturms oder dem Gewicht von rund 1.000 vollbeladenen 40-t-LKW.

5 Geometrische Randbedingungen und technische Daten

Vor dem Querverschub war das nördliche Teilbauwerk bereits unter Verkehr, während das Bestandsbauwerk gesprengt und das südliche Teilbauwerk errichtet wurde. Nach der Verkehrsumlegung von Teilbauwerk Nord auf Teilbauwerk Süd wurde der Querverschub durchgeführt. Der Querverschub erfolgte mit vollständig hergestelltem Überbau einschließlich der bereits für die Seitenlage benötigten Kalottenlager auf den Pfeilern, die durchgehend in der Seitenlage beim Querverschub wie im Endzustand genutzt werden. Lediglich die Lager auf den Widerlagern wurden für den Verschieb demontiert und anschließend wieder eingebaut.

Die Verankerung der Übergangskonstruktionen an den Kammerwänden wurde zum Querverschub gelöst, überbauseitig wurden die Übergangskonstruktionen beim Querverschub im Überbau belassen. Die geometrischen Randbedingungen und zulässigen Toleranzen waren so festzulegen, dass während des Verschiebens weder der Überbau noch die Lager oder Pfeiler höheren Beanspruchungen ausgesetzt wurden als im späteren Endzustand. Diese Anforderungen wurden bereits im Entwurf in einem detaillierten Lastenheft definiert und im Zuge der Ausführungsplanung weiter präzisiert.

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

- vertikale Verschiebung beim Vershub (Stützensenkung)
max $Du_z = 1,0$ cm
- horizontale Verschiebung in Brückenlängsrichtung, also quer zur Vershubachse (Querverschiebung)
max $Du_x = \pm 2,0$ cm
- horizontale Verschiebung in Vershubrichtung, also quer zur Brückenachse (Vorausseilen einer Vershubachse gegenüber den Nachbarachsen)
max $Du_y = 2,0$ cm
- Verdrehung in Längsrichtung (Neigung des Pfeilers in Brückenlängsrichtung)
 $\Delta_{\varphi,y,w} = \pm 0,5$ mrad im GZG
 $\Delta_{\varphi,y,m} = \pm 0,75$ mrad im GZT

Bei einem minimalen Achsabstand der Vershubbahnen gemäß der Entwurfsplanung von 4 m ergeben sich folgende zulässige Höhendifferenzen zwischen den beiden benachbarten Vershubbahnen einer Vershubachse:

- max $Du_z = \pm 0,5$ mrad $\times 4,0$ m = $\pm 0,5$ mm/m $\times 4,0$ m = ± 2 mm im GZG
- max $Du_z = \pm 0,75$ mrad $\times 4,0$ m = $\pm 0,75$ mm/m $\times 4,0$ m = ± 3 mm im GZT

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

Während der Vershubarbeiten wurden Windgeschwindigkeiten von $v < 22$ m/s zugelassen. Die Vershubwege wurden beim Vershubvorgang ständig durch Sensoren überwacht.

Aufbauend auf den Vorgaben im Bauvertrag wurde von der Firma Strabag eine Anlage (SHS-System) entwickelt, die in der Lage war, das Vorausseilen auf < 1 mm zu begrenzen. Der Quervershub erfolgte mit Hydraulikzylindern, die maximale Schubkraft der Zylinder betrug je Pfeilerachse 4×1.520 kN = 6.080 kN. In den Widerlagerachsen wurden keine Zylinder angeordnet, diese Achsen wurden »mitgeschleppt«. Die Vershubgeschwindigkeit lag bei 3–5 cm/min.



8 Vershubdetail am Widerlager
© Ingenieurgemeinschaft Krebs+Kiefer/Meyer+Schubart

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

Die Kalottenlager auf den Pfeilern wurden bereits bei der Planung für erhöhte Horizontallasten in Brückenquerrichtung ausgelegt, um Reserven für die zusätzlichen Lasten beim Vershub zu erhalten,

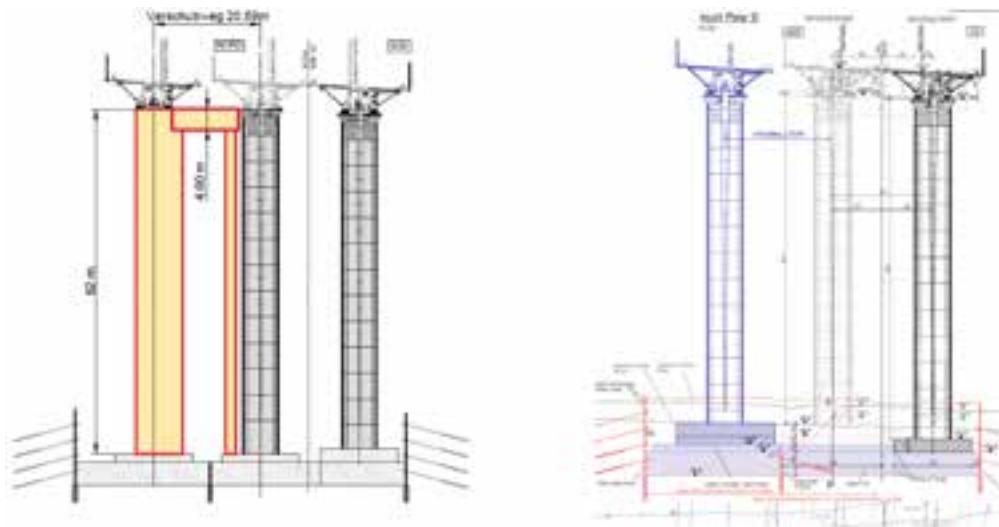
zum Beispiel aus Vorausseilen einzelner Achsen beim Vershub. Die Lager wurden nach dem Vershub einer Sonderinspektion unterworfen, um sie auf mögliche Schäden zu untersuchen. Aufgrund der Belastungen beim Quervershub wurde auf die Querfesthaltungen in den Achsen 30 und 60 verzichtet.

Das Lagersystem beim Quervershub entsprach, außer bei den Widerlagern, dem Lagersystem im Endzustand (Bild 9).

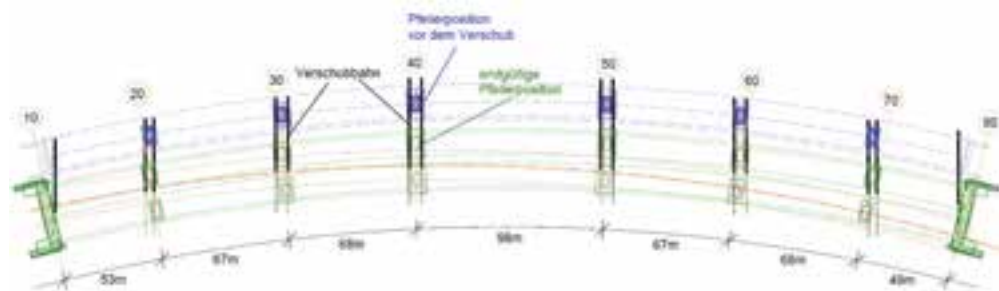
ANGABEN ZUR LAGERUNG BEIM QUERVERSCHUB									
		○ allseits festes Lager		⊖ längs festes Lager					
		⊖ quer festes Lager		⊕ allseits bewegliches Lager					
LAGERSCHEMA									
REIHE	ACHSE	10	20	30	40	50	60	70	80
Reihe 1		⊕	⊖	⊖	⊖	⊖	⊖	⊖	⊕
Reihe 2		⊕	⊖	⊖	○	○	⊖	⊖	⊕

⊕ Lager nicht aktiv, Überbau wird auf längs- und querverschieblich auf Vershubbahn aufgelagert.

9 Lagerschema beim Vershub
© Ingenieurgemeinschaft Krebs+Kiefer/Meyer+Schubart



10 Gegenüberstellung der Verschubvarianten: Verschub des Überbaus auf Hilfspfeilern (links) und Verschub mit Pfeilern und Fundamenten (rechts)
© Meyer+Schubart PartG mbH



11 Grundriss: Querverschub
© Ingenieurgemeinschaft Krebs+Kiefer/Meyer+Schubart

6 Technische und wirtschaftliche Begründung für den Querverschub mit Pfeilern

Im Zuge der Entwurfsplanung [3] wurden im Rahmen einer Variantenstudie für den Querverschub mehrere Alternativen untersucht.

Als Variante 1 wurde der konventionelle Verschub des Überbaus auf Hilfspfeilern und einer Verschubbahn betrachtet. Als Untervarianten wurden der Verschub in den Pfeilerachsen und alternativ in separaten Verschubachsen neben den Pfeilerachsen untersucht.

Als Variante 2 wurde der Querverschub mit Pfeilern und Fundamenten analysiert.

Kriterien für die Variantenbewertung waren in dieser Reihenfolge:

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

Variante 1: Querverschub des Überbaus auf den Pfeilern

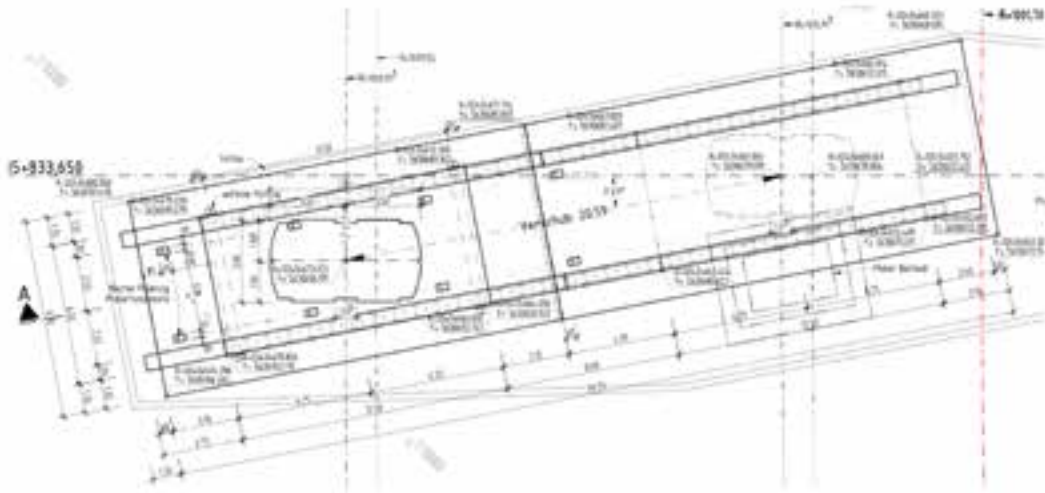
Für einen Verschub auf den Pfeilern wäre die Herstellung einer zusätzlichen Reihe von Hilfsstützen in Seitenlage, einer weiteren Reihe kleiner Hilfsstützen unmittelbar neben den Pfeilern sowie die Montage groß dimensionierter Querverschubbalken auf den Pfeilerköpfen erforderlich gewesen.

Diese zusätzlichen Konstruktionen hätten zu einer deutlichen Verlängerung der Bauzeit sowie zu erheblichen Mehrkosten für Errichtung und Rückbau geführt und wären zudem mit vermeidbaren umweltrelevanten Eingriffen verbunden gewesen. Insbesondere hätte ein Querverschubbalken mit einer Masse von ca. 120–150 t in einer Höhe von über 60 m montiert und anschließend wieder demontiert werden müssen. Die Installation der Verschubtechnik in einer solchen Höhe hätte erhebliche Risiken für den Bauablauf sowie für die Arbeitssicherheit mit sich gebracht (Bild 10).

Variante 2: Querverschub mit Pfeilern und Fundamenten
Für den Querverschub mit Pfeilern mussten unterhalb der Pfeilerfundamente zusätzliche Verschubbahnen hergestellt werden, auf denen die Pfeilerfundamente auflagen und verschoben werden konnten. Da bis dahin kaum praktische Erfahrungen mit derartigen Verschubvorgängen bei großen Talbrücken vorlagen, wurden die geometrischen Toleranzen, die während des Verschubs auftreten können, ermittelt und für die Bemessung der Brücke berücksichtigt. Dennoch waren gegenüber dem Endzustand keine Ver-



12 Grundriss: Querverschub in Achse 40
© Ingenieurgemeinschaft Krebs+Kiefer/Meyer+Schubart



13 Verschubbahn im Grundriss
© Strabag AG

stärkungen des Überbaus oder der Pfeiler erforderlich. Lediglich die Kalottenlager auf den Pfeilern mussten für höhere Lasten in Brückenquerrichtung ausgelegt werden. Auf Basis der sehr positiven Erfahrungen können bei zukünftigen Projekten deutlich geringere geometrische Toleranzen angesetzt werden als zunächst vorgesehen.

Begünstigt wurde diese Verschiebvariante durch den felsigen Baugrund, der es erlaubte, die ca. 40 m langen Verschiebplatten unter den Fundamenten in der Regel als Flachgründungen herzustellen.

Da die bestehenden Widerlager aufgrund ihrer spezifischen Geometrie nicht für einen Querverschieb geeignet waren, mussten in den Widerlagerachsen Hilfs-widerlager in Seitenlage errichtet werden. Dabei war zu berücksichtigen, dass sich aufgrund der Krümmung der Bauwerksachse mit einem Radius von ca. 1.000 m die Ausrichtung der Verschieb-achsen teilweise deutlich von derjenigen der Lagerachsen unterschied. Während alle Verschiebachsen parallel zueinander verlaufen müssen, sind die Lagerachsen radial zur Bauwerksachse angeordnet

(Bilder 11–13). Dieser geometrischen Besonderheit konnte in Variante 2 deutlich einfacher Rechnung getragen werden als in Variante 1.

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

7 Technische Details der Verschiebtechnik

Im Zuge der Ausführungsplanung erfolgte die Detailentwicklung der Verschiebtechnologie durch die Firma Züblin. Hierfür wurde das sogenannte SHS-System entwickelt: ein intelligentes elektrohydraulisches System, das einen geregelten und kontrollierten Verschieb sowie das Heben und Absenken von Lasten großer Dimensionen ermöglicht. Auf der unteren Verschiebplatte, dem Verschiebfundament, wurden zwei Verschiebwände angeordnet, auf denen die Gleitbahnen montiert wurden (Bild 14). Der Verschieb selbst erfolgte über Teflonplatten, die zur Reibungsminimierung zusätzlich gefettet waren. Während des Verschiebs wurden die Gleitbahnen durch Dämmplatten vor Sonneneinstrahlung und Verschmutzung geschützt (Bild 15). Seitlich an den Pfeilerfundamenten montierte Führungsträger stellten die Lageführung in Querrichtung sicher und nahmen gleichzeitig die Windlasten auf.

MCC Dipl.-Ing. CERIN Consulting ZT Gesellschaft m.b.H.

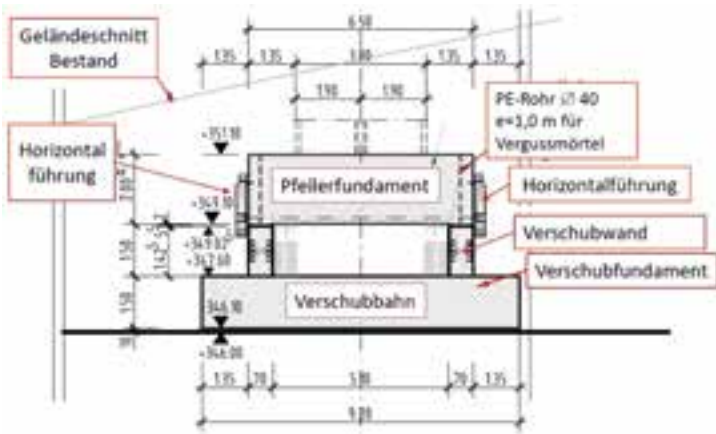
Hoch-Tief- und Brückenbau
Konstruktiver Ingenieurbau
Statik, Bauplanung



A-5020 SALZBURG
TEL.: 0043 662 632 972

Franz - Wallack - Str. 47
e-mail: office@mcc.co.at

www.mcc.co.at



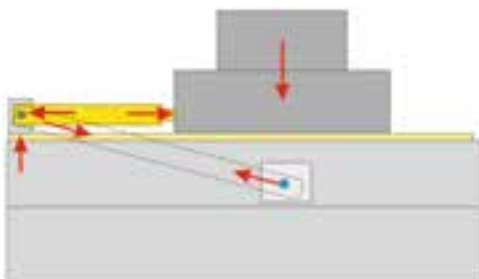
14 Querschnitt der Verschubbahn mit Pfeilerfundament © Strabag AG



15 Verschubbahn mit Verschubwand und Seitenführung © Strabag AG



16 Antriebstechnik auf der Verschubbahn © Krebs+Kiefer Ingenieure GmbH



17 Prinzip des Antriebs © Strabag AG



18 Pfeiler 20 mit Verschubbahn © Krebs+Kiefer Ingenieure GmbH

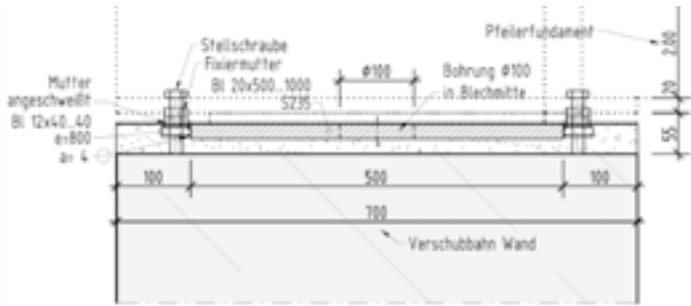
Die Verschubbahn war je Seite um 1,35 m breiter als die Pfeilerfundamente, um die Lasten aus den Verschubwänden (Streifenfundamente) zuverlässig über die Verschubbahn abzutragen. Der Antrieb erfolgte je Achse über vier Hydraulikzylinder mit je 1.520 kN Pressenkraft und 1,40 m Hubweg (Bilder 16–18). Diese wurden an Zugblechen rückverankert, die über Bolzen mit den Verschubwänden verbunden waren. Durch diesen Antrieb konnte der Schub millimetergenau und ruckfrei realisiert werden. Bild 19 zeigt den Aufbau der Gleitebene. Zunächst wurden Stahlbleche mittels Stellschrauben auf dem Verschubfundament ausgerichtet und mit Vergussmörtel untergossen.

Für den Betrieb in der Seitenlage wurden darauf Elastomerplatten verlegt. Für den Schub wurden dann die Elastomergegen Teflonplatten getauscht. Dafür mussten die Fundamente 2 cm angehoben werden. Nach dem Schub wurden die Pfeilerfundamente erneut angehoben, die Gleitplatten entfernt und ein Restspalt von 15 mm Dicke mit Vergussmörtel verfüllt (Bild 20). Dafür wurden im Vorfeld an der Technischen Universität Berlin unter Leitung von Prof. Dr.-Ing. Bernd H. Hillemeier Großversuche durchgeführt, um die sehr großen Fugen mit einer Fläche von 0,70 m × 12,50 m sicher und ohne Fehlstellen verfüllen zu können.

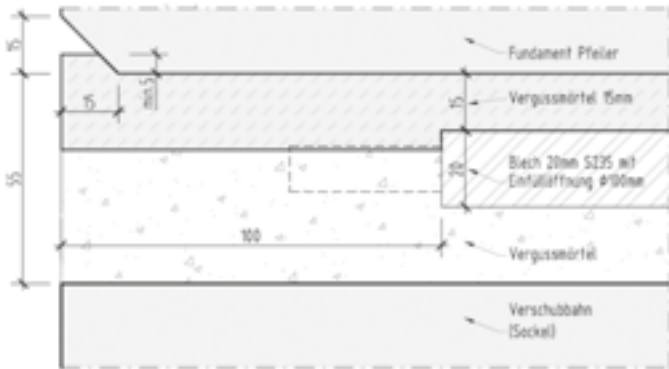
8 Dank

Unser besonderer Dank gilt der Autobahn GmbH, Niederlassung Netphen, sowie der Abteilung von Prof. Dr.-Ing. Gero Marzahn im Bundesverkehrsministerium für die ausgesprochen konstruktive und innovationsfreundliche Begleitung von der Idee bis zur Umsetzung. Innovationsbereite und zugleich verantwortungsbewusste Auftraggeber schaffen die Voraussetzung dafür, dass neue Lösungen entstehen und erfolgreich umgesetzt werden können.

Autoren:
Dipl.-Ing. Ralf Schubart
 Meyer+Schubart Partnerschaft
 Berater Ingenieure VBI mbB,
 Wunstorf
Dipl.-Ing. Holger Klein
 Krebs+Kiefer Ingenieure GmbH,
 Darmstadt
Dipl.-Ing. Wolfgang Schlenzorg
 Strabag AG,
 Bad Hersfeld



19 Querschnitt: Lagerfuge der Verschiebepfanne
© Strabag AG



20 Längsschnitt durch die Vergusschicht zwischen Fundament und Verschiebepfanne
© Bernd H. Hillemeier

Anmerkung

Bei diesem Beitrag handelt es sich um die überarbeitete und teilweise modifizierte Fassung eines Berichts, der ungefähr zeitgleich im Februarheft der Zeitschrift Beton- und Stahlbetonbau erscheint.

Literatur

- [1] Hanswille, G.; Schubart, R.: Entwurf der Talbrücke Rinsdorf; in: Stahlbau 8/2017.
- [2] Schubart, R.: Entwurf der Talbrücke Rinsdorf; in: Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Ulrike Kuhlmann. Stuttgart, 2017.
- [3] Schubart, R.: Talbrücke Rinsdorf an der Autobahn A 45. Pilotprojekt für ein neues Montageverfahren; in: Brückenbau, 3-2018, S. 80–84.
- [4] Istel, R.; Schubart, R.: Ein neuer Schritt im Großbrückenbau: Querverschub einer Verbundbrücke mit Pfeilern und Gründung. Vortrag beim 30. Dresdner Brückenbausymposium, 2020.

Bauherr

Die Autobahn GmbH des Bundes,
Niederlassung Westfalen, Außenstelle Netphen

Entwurfsverfasser

Ingenieurgesellschaft:
Krebs+Kiefer Ingenieure GmbH, Darmstadt
Meyer+Schubart Partnerschaft Beratender Ingenieure
VBI mbB, Wunstorf

Ausführungsplanung

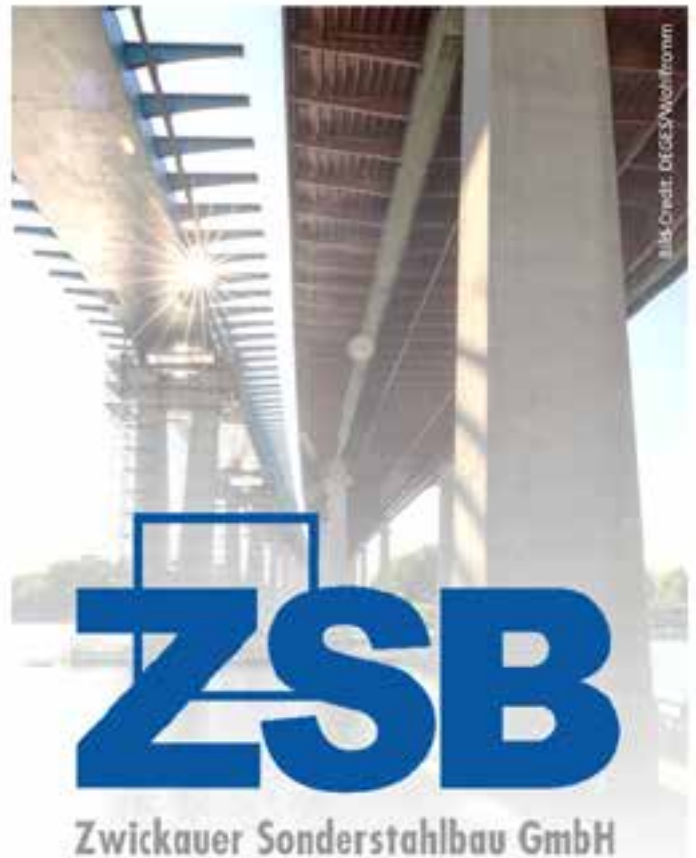
Ingenieurbüro MCC Dipl.-Ing. Cerin Consulting ZT
Gesellschaft m.b.H., Salzburg, Österreich

Prüfingenieure

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Hanswille, Dr.-Ing. Berthold
Dobelmann, Dipl.-Ing. Ulrich Fust, Bochum

Bauausführung

Arbeitsgemeinschaft:
Strabag AG, Bad Hersfeld
Bickhardt Bau AG, Bad Hersfeld
ZSB Zwickauer Sonderstahlbau GmbH, Zwickau
(Stahlbau)



BRÜCKENBAU

MIT TRADITION IN DIE ZUKUNFT

Als etabliertes Stahlbauunternehmen leisten wir mit unseren Brückenbauwerken einen großen Beitrag zum Ausbau des bundesweiten Straßen- und Eisenbahnnetzes und können auch zum Erfolg Ihres Projektes beitragen.

ZSB Zwickauer Sonderstahlbau GmbH

📍 Äußere Dresdner Straße 12, 08066 Zwickau

☎ 0375 / 6796 - 0

✉ info@zsb-sonderstahlbau.de

🌐 www.zsb-sonderstahlbau.de



Erfahre mehr!



Anlass, Bedeutung, Umfang und Planungen

Erhaltungsmaßnahmen an den Berliner Holzbrücken

■ ■ ■ von Arne Huhn, Carola Wiedebach

Auch die Brückenbauwerke in der Zuständigkeit des Landes Berlin benötigen in den nächsten Jahren eine klare Priorisierung. Eine Vielzahl von ihnen muss einem Ersatzneubau zugeführt werden oder bedarf der Realisierung dringender Erhaltungsmaßnahmen. Der Holzbrückenbau im Bereich der zahlreichen Wegebeziehungen für den Fuß- und Radverkehr spielt im Bestand eine wesentliche Rolle, was auch in Zukunft bei der Nachhaltigkeitsstrategie und der Bestimmung einer gesamthaften CO₂-Bilanz unverändert bleiben wird. Anhand aktueller Projekte werden die entsprechenden Erhaltungsmaßnahmen vorgestellt.

1 Aktuelle Einordnung zum Brückenbestand im Land Berlin

Kaum eine andere europäische Metropole verfügt über eine vergleichbare Vielfalt an Wasserläufen, Bahntrassen und Verkehrsachsen, die durch Brücken miteinander verbunden werden. Ob die historische Oberbaumbrücke, die modernen Bauwerke über den Spreebogen oder die filigranen Fußgängerstege in Grünanlagen – sie sind nicht nur funktionale Verbindungen, sondern prägende Elemente des Stadtbilds und Zeugnisse der Ingenieurbaukunst. Berlin, als dynamische Metropole im stetigen Wandel, muss fortlaufend in die Erhaltung, den Ersatzneubau und den Neubau seiner Brücken investieren. Dies dient der Modernisierung der Infrastruktur und soll den wachsenden Anforderungen an Nachhaltigkeit, Wirtschaftlichkeit und Sicherheit gerecht werden. Berlin verfügt im öffentlichen Raum über eine Vielzahl von Brücken und sonstigen Ingenieurbauwerken wie Tunneln und Stützwänden. Derzeit umfasst die Baulast des Landes Berlin eine Anzahl von insgesamt 1.047 Brückenbauwerken, die über eine Gesamtfläche von ca. 383.777 m² verfügen.

Zum Bestand gehören Straßenbrücken, Brücken und Stege für den Fuß- und Radverkehr sowie Brücken in öffentlichen Park- und Grünanlagen. Die Bauwerke bestehen aus unterschiedlichen Materialien wie Beton, Stein, Holz, Stahl, Aluminium oder Materialkombinationen. Als Teil des Verkehrsnetzes Berlins stehen auch die Brückenbauwerke im Spannungsfeld aktueller Verkehrssituationen und künftiger Mobilitäts- und Nutzungsanforderungen. In den Planungen sind Ideen, Konzepte und Lösungen gefordert, welche vorhandene Best-Practices aus dem In- und Ausland mit neuen Ideen für die speziellen projektspezifischen Aufgaben Berlins verbinden sollen. Hierbei sind die komplexen Anforderungen hinsichtlich Bauabwicklung, Gestaltung, Wirtschaftlichkeit, Funktionalität und Nachhaltigkeit fortlaufend zu berücksichtigen bzw. abzuwägen. Die geschichtlichen, städtischen und künftigen Anforderungen müssen ebenfalls beachtet werden und auf Grundlage der vorhandenen Bauwerkssubstanz sowie Brückenkonstruktion in die Planungen einfließen. Ein erheblicher Teil des Bestands befindet sich in einem mittleren oder kritischen Zustand, der kurz- bis mittelfristig umfangreiche Instandsetzungs- und Ersatzneubaumaßnahmen erforderlich macht. Damit wird die Dringlichkeit eines konsequenten und langfristig abgesicherten Erhaltungs- und Investitionsprogramms für die Brückeninfrastruktur unterstrichen. Eine Analyse zum Bauwerksbestand und eine Kategorisierung der Bestandsbauwerke müssen hierbei die Basis bilden. Davon sind ebenfalls die sich im Bestand befindlichen 63 Brückenbauwerke betroffen, welche als Hauptbaustoff das Material Holz besitzen.

2 Entwurfsgrundlagen für moderne Holzbrücken

Für den Entwurf von Brücken im Allgemeinen gelten die Angaben aus den Eurocodes, die Bemessung und Konstruktion von Holzbrücken ist in den Normenreihen der DIN EN 1995 (EC 5) und den jeweils dazugehörigen nationalen Anhängen (EC 5/NA) geregelt. Die allgemeinen Bemessungsregeln der DIN EN 1995-1-1 werden durch die brückenspezifischen Bemessungsregeln der DIN EN 1995-2 ergänzt.

Neben den Bemessungsnormen ist insbesondere auch die Normenreihe der DIN 68800 (Holzschutz) zu beachten. Die Grundlage für den Entwurf von modernen Holzbrücken ist die geschützte Bauweise gemäß DIN EN 1995-2/NA und DIN 68800-2, die durch Umsetzung des baulichen (konstruktiven) Holzschutzes erreicht wird. Holz ist ein organischer und hygroskopischer Baustoff, der klimabedingte Feuchtigkeitsschwankungen ausgleicht. Mit hoher Luftfeuchtigkeit oder bei Bewitterung steigt die Holzfeuchte, welche dann das Risiko eines Befalls durch holzerstörende Pilze oder Insekten erhöht. Begünstigt wird ein Befall durch länger anhaltenden Kontakt mit Laub, Erde, Splitt und Schnee. Daher muss die Holzkonstruktion so geschützt werden, dass die mittlere Holzfeuchte $\leq 20\%$ bleibt und die Konstruktion nicht durch dauerhafte Schmutzansammlungen geschädigt wird. Durch den Einsatz von technisch getrocknetem Holz mit einer Holzfeuchte von 12 % für den Ausschluss von Insektenbefall, durch den Schutz vor Witterungseinflüssen, Feuchtigkeitseinträgen und UV-Strahlen mittels Anordnung eines geschlossenen Belags mit einem seitlichen Überstand sowie durch eine gute Luftzirkulation, die ein Abtrocknen begünstigt, kann ein regelgerechter Holzschutz erreicht werden. Zur Verlängerung der Nutzungsdauer sollte der konstruktive immer Vorrang vor dem chemischen Holzschutz haben, wobei tragende Bauteile stets konstruktiv zu schützen sind. Hier kann die rechnerische Lebensdauer mit 50–60 Jahren veranschlagt werden. Ungeschützte Bauteile gelten dagegen als Wartungsbauteile mit einer verkürzten Nutzungsdauer.

3 Geplante Ersatzneubauten von Berliner Holzbrücken

In den kommenden Jahren werden im Land Berlin einige Fuß- und Radwegbrücken in Grünanlagen durch Holzbrücken ersetzt. Es kommen verschiedene Bauweisen wie Holz-Blockträgerbrücken, Holz-Granit-Verbundbrücken und Holz-Trogbrücken zum Einsatz. Insbesondere in Grünanlagen fügen sich Holzbrücken gut in die natürliche Umgebung ein und sind zudem klimafreundlich und nachhaltig. Der bauliche (konstruktive) Holzschutz wird bei allen Bauweisen umgesetzt, um langlebige und dauerhafte Brückenbauwerke zu erhalten. Als Beispiele für bestehende Holzbrücken, die aufgrund des derzeitigen Bauwerkszustands durch einen Ersatzneubau ersetzt werden sollen, werden nachfolgend die drei Brücken Spektegrabensteg, Steg über die Spektelake und Südparkbrücke im Bezirk Spandau dargestellt. Der Spektegrabensteg und der Steg über die Spektelake liegen in einem Abstand von ca. 430 m Luftlinie innerhalb des Spektegrünzugs und überführen einen Graben und die Spektelake. Die Südparkbrücke befindet sich im Südpark und überführt den Südparkteich. Diese Brücken sollen durch Holz-Blockträgerbrücken ersetzt werden.

In unmittelbarer Nähe befinden sich zwei weitere Holzbrücken im Bestand, die im Rahmen eines Pilotprojekts jeweils durch einen Ersatzneubau ersetzt werden sollen. Spektelakesteg I und II, die sich in einem Abstand von ca. 660 m Luftlinie befinden und einen Graben überführen, liegen ebenfalls im Spektegrünzug im Bezirk Spandau. Diese Brücken sollen durch Holz-Granit-Verbundbrücken ersetzt werden.

Im Sinne des Re-Use-Gedankens wurden Brückenstandorte bestimmt, die bei der Umsetzung der notwendigen Ersatzneubauten auf bereits gefertigte Hauptträger aus Holz zurückgreifen können. Durch die Halbierung der Hauptträger können gleich an zwei Standorten die Bestandsbauwerke durch eine baugleiche Holz-Trogbrücke ersetzt werden. Bei den gewählten Standorten handelt es sich um die Buchenhainer und die Bismarcksfelder Brücke im Bezirk Marzahn-Hellersdorf. Die beiden Brücken, die sich in einem Abstand von ca. 450 m Luftlinie innerhalb des Wuhlegrünzugs befinden, überführen die Wuhle.

Bauwerksname	Spektegrabensteg	Steg über die Spektelake	Südparkbrücke
Baujahr	1979	1990	1997
Konstruktion	einfeldrige Balkenbrücke mit Holz-Bohlenbelag und Holz-Geländer	Balkenbrücke mit neun Einfeldträgern mit Holz-Bohlenbelag und Holz-Geländer	dreifeldrige Balkenbrücke mit Holz-Bohlenbelag und Holz-Geländer
Hauptbaustoff des Überbaus	Tropenholz (Bongossi)	Laubholz (Eiche)	Nadelholz (Douglasie)
Gesamtstützweite	12,00 m	41,50 m	13,90 m
Gehwegbreite	3,00 m	3,00 m	3,50 m
Brückenfläche	36 m ²	125 m ²	49 m ²
Kreuzungswinkel	100 gon	100 gon	100 gon
Krümmung	nicht gekrümmt	gekrümmt	nicht gekrümmt

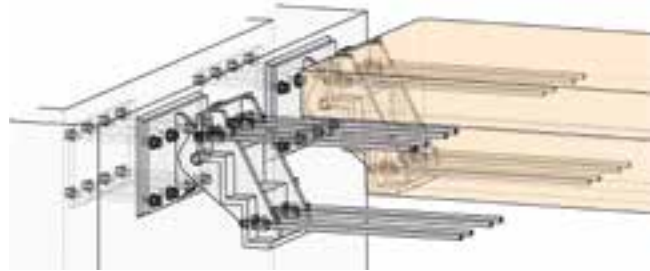
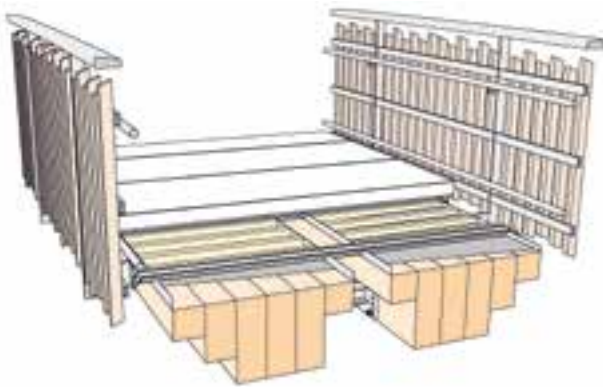
1 Kenndaten der drei Bestandsbauwerke in Spandau
© Senatsverwaltung für Mobilität, Verkehr, Klimaschutz und Umwelt, Berlin

Bauwerksname	Spektelakesteg I	Spektelakesteg II
Baujahr	1996	
Konstruktion	einfeldrige Balkenbrücke mit Längsträgern aus Brettschichtholz und Holz-Bohlenbelag und Holz-Geländer	
Hauptbaustoff des Überbaus	Nadelholz	
Gesamtstützweite	11,25 m	15,55 m
Gehwegbreite	4,10 m	2,80 m
Brückenfläche	46 m ²	44 m ²
Kreuzungswinkel	100 gon	100 gon
Krümmung	nicht gekrümmt	nicht gekrümmt

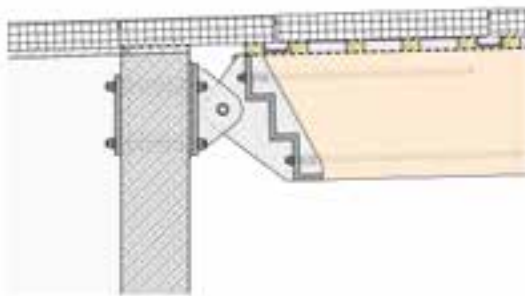
2 Kenndaten der zwei weiteren Bestandsbauwerke in Spandau
© Senatsverwaltung für Mobilität, Verkehr, Klimaschutz und Umwelt, Berlin

Bauwerksname	Buchenhainer Brücke	Bismarcksfelder Brücke
Baujahr	1952	
Konstruktion	dreifeldrige Balkenbrücke mit aufliegenden Stahlbeton-Fertigteileplatten und abschließender Asphalttschicht / Geländer ebenfalls aus Stahl	
Hauptbaustoff des Überbaus	Stahl	
Gesamtstützweite	20,72 m	21,23 m
Gehwegbreite	2,00 m	
Brückenfläche	42 m ²	43 m ²
Kreuzungswinkel	100 gon	100 gon
Krümmung	nicht gekrümmt	nicht gekrümmt

3 Kenndaten der zwei Bestandsbauwerke in Marzahn-Hellersdorf
© Senatsverwaltung für Mobilität, Verkehr, Klimaschutz und Umwelt, Berlin



4 5 6 Spektgrabensteg: Perspektivische Darstellung des Überbaus, Prinzip der Lagerkonstruktion und Lagerkonstruktion am Widerlager
© Senatsverwaltung für Mobilität, Verkehr, Klimaschutz und Umwelt, Berlin/Ingenieurbüro Miebach



4 Entwurfsgrundlagen für die Ersatzneubauten

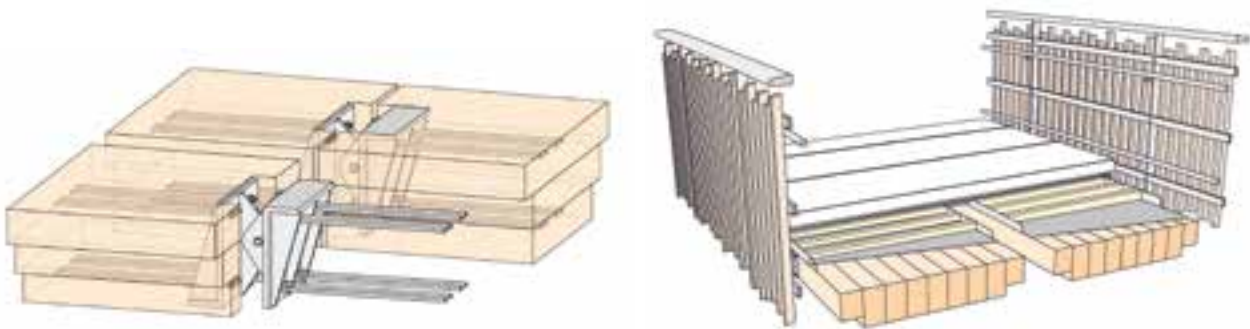
Die geometrischen Parameter der Bestandsbauwerke wie Gesamtstützweite, Kreuzungswinkel und lichte Höhe werden im Wesentlichen beibehalten. Die Gehwegbreiten werden zum Teil vergrößert, um die Barrierefreiheit und die Aufenthaltsqualität auf den Brücken zu verbessern. Die Geländerhöhe wird bei allen Brücken aufgrund der Nutzung durch den Radverkehr auf 1,30 m erhöht. Die Geländer bestehen überwiegend aus Stahl, wobei bei einigen Brücken Füllstäbe aus Holz vorgesehen werden, welche den Charakter einer Holzbrücke nochmals hervorheben sollen. Die Pfosten schließen auf einer Höhe von 1,30 m über dem Belag mit einem oberen Handlauf ab. Zusätzlich wird ein zweiter Handlauf auf einer Höhe von 0,90 m für die barrierefreie Nutzung der Brücke und ein Randabweiser auf einer Höhe von 0,10 m über dem Belag an den Geländerpfosten befestigt. Analog zum Bestand werden die neuen Brückenbauwerke als Einfeld- oder Mehrfeldträger geplant. Die Widerlager werden neu hergestellt oder es werden einzelne Gründungselemente wiederverwendet.

5 Konstruktion der Holz-Blockträgerbrücken

Das Haupttragwerk besteht aus zwei parallel verlaufenden blockverklebten Brettschichtholzträgern aus Fichte. Die Hauptträger erhalten durch eine seitliche Abtreppung einen trapezförmigen Querschnitt mit einer konstanten Breite. Die Querschnittshöhe ist über die gesamte Bauwerkslänge ebenfalls konstant. Die Hauptträger werden über Querschotts aus Stahlprofilen, die mit eingeklebten Gewindestangen in den Hauptträgern befestigt werden, gekoppelt. Die Lagerkonstruktionen an den Widerlagern bestehen aus einem getreppten Stahlbauteil, welches am Hauptträger mit eingeklebten Gewindestangen befestigt wird. Die Lagerung erfolgt über eine mehrschnittige Augenblechverbindung, die über einen Lagerbolzen gehalten wird. Je nach Lagertyp werden Bewegungen in Längsrichtung über Langlochverbindungen und Bewegungen in Querrichtung über einen entsprechenden Abstand zwischen den Augenblechen ermöglicht. Der Anschluss des Stahlbauteils an die Kammerwand erfolgt mit Durchsteckankern, die in eine Hülse eingelegt und auf der Rückseite der Kammerwand an einer

Stahlplatte gekontert sind. Die Durchsteckanker werden nachträglich vergossen. Die getreppte Form ermöglicht eine gute Prüfbarkeit der Lagerkonstruktion, so dass auf eine Auflagerbank verzichtet werden kann und keine Gefährdungen durch Spritzwasser oder Schmutzsammungen entstehen.

Auf den Hauptträgern wird eine Holz-Unterkonstruktion angeordnet, die oberseitig mit EPDM-Streifen abgedeckt ist. Auf der Unterkonstruktion wird der Belag, der aus großformatigen Granitplatten besteht, gelagert. Die Lagesicherung der Platten erfolgt durch den Reibungswiderstand zwischen den Platten und der Unterkonstruktion. Darüber hinaus werden konstruktiv vier Stabdübel je Platte über Passbohrung im Holz und über vermörtelte Sacklochbohrungen im Granit eingelassen. Die Fugen zwischen den einzelnen Platten werden dauerelastisch versiegelt. Unter den Fugen werden zwischen den Hauptträgern und den Platten zusätzlich Rinnen angeordnet. Diese gewährleisten bei Ausfall der Verfugung eine Entwässerung zu den Bauwerksrändern. Zusätzlich ist auf den Hauptträgern eine diffusionsoffene Folie mit einem umlaufenden Tropfblech angebracht. Der letzte Plattenstoß auf dem Überbau wird als Verformungsfuge ausgebildet. Die Platten, die auf den Widerlagern aufliegen, werden auf einem Mörtelbett gelagert, welches leichte Verformungen aufnehmen kann. Die Holzträger erhalten zusätzlich einen Hirnholzschutz durch eine Blechabdeckung. Die Rutschsicherheit wird durch eine geflammte Oberfläche der Granitplatten gewährleistet. Niederschlagswasser wird über ein Quer- und Längsgefälle des Belags seitlich abgeleitet, zur zielgerichteten Ableitung sind an den Plattenunterseiten seitlich Tropfnuten eingefräst.



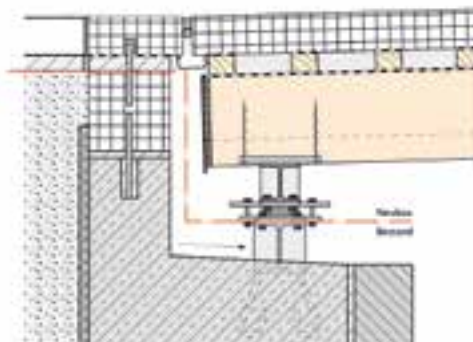
7 8 9 Steg über die Spektelake: Prinzip des Gerberstoßes, perspektivische Darstellung des Überbaus und Lagerkonstruktion am Widerlager
© Senatsverwaltung für Mobilität, Verkehr, Klimaschutz und Umwelt, Berlin/Ingenieurbüro Miebach

Beim Steg über die Spektelake sind die Hauptträger aufgrund der Krümmung der Brücke im Grundriss gebogen und die Querschnittsbreite der Hauptträger nimmt aufgrund der Aufweitung zur Brückenmitte hin zu. Darüber hinaus werden aufgrund der großen Stützweite Zwischenpfeiler erforderlich. Die Lagerkonstruktionen an den Pfeilern werden als Verformungslager mit Elastomerkissen und je nach Lagertyp mit Festhaltekonstruktionen ausgeführt. Im Momentennullpunkt der Hauptträger wird ein Gerberstoß angeordnet. Dieser wird wie die Lagerkonstruktionen an den Widerlagern mittels einer Augenblech-Bolzen-Verbindung hergestellt. Die Stahlbauteile werden am Hauptträger mit eingeklebten Gewindestangen befestigt.

Bei der Südparkbrücke werden die Bestandswiderlager weiterverwendet. Die Kopplung der Hauptträger erfolgt hier über einen Stahl-Querträger an den Widerlagern.

Die Lagerkonstruktionen an den Widerlagern und Pfeilern werden als Verformungslager mit Elastomerkissen und je nach Lagertyp mit Festhaltekonstruktionen ausgeführt.

Die Hauptträger werden konstruktiv durch einen wasserdichten Belag aus Granitplatten geschützt. Der Schlagregenschutz wird durch einen ausreichenden seitlichen Überstand des Belags und eine zurückspringende Trepung des Querschnitts zur Trägerunterkante gewährleistet. Der Belag steht so weit über, dass ein unter 30° gegenüber der Vertikalen einfallender Regen die Hauptträger nicht erreicht. Die Konstruktion berücksichtigt in allen Bereichen eine gute Luftzirkulation, so dass ein Abtrocknen begünstigt wird.



Alle Holzbauteile werden zusätzlich werkseitig mit einem diffusionsoffenen Anstrich mit UV-Schutz versehen, die Hirnholzbereiche werden zudem partiell mit einer Blechabdeckung geschützt.

6 Konstruktion der Holz-Granit-Verbundbrücken

Basierend auf dem Forschungsprojekt der Technischen Universität Berlin zur Entwicklung einer hochleistungsfähigen Holz-Granit-Verbundbrücke sollen zwei Prototypen gebaut werden. Zur Übertragung der Schubkräfte zwischen Holz und Granit wurde eine Holz-Granit-Treppenverbindung konzipiert. In den Brettchichholzträger werden abwechselnd dicke und dünne Granitplatten eingesetzt, wodurch eine Kervenverbindung entsteht. Diese Ausführung ist bereits aus dem Holz-Beton-Verbundbau bekannt. Die Besonderheit des Ansatzes liegt in der Lösbarkeit der Verbindung, weshalb sich einzelne Granitplatten bei Instandhaltungsmaßnahmen problemlos aus-

tauschen lassen und durch die lösbare Schubverbindung ein kreislaufgerechter Rückbau am Ende der Nutzungsdauer ermöglicht wird. Für diese neuartige Bauweise ist im Planungs- und Genehmigungsprozess eine Zustimmung im Einzelfall (ZiE) erforderlich.

Für die HolzGranit-Verbundbrücken werden die gleichen Baustoffe wie für die Holz-Trogbrücken verwendet: Holz für die untenliegenden Träger, Granitplatten für den mittragenden Belag, Stahl für das Geländer und Holz für die Geländerfüllungen. Die Brückenbauwerke erhalten ein Verbundtragwerk aus blockverklebten Brettchichholzträgern und Granitplatten. Die Holzträger werden unterseitig und damit im Zugbereich des Biegeträgers angeordnet und erhalten durch eine seitliche Abtreppung einen trapezförmigen Querschnitt. Die Granitplatten werden oberseitig und damit im Druckbereich des Biegeträgers angebracht und verfügen über einen seitlichen Überstand gegenüber den Holzträgern.



10 Spektelakesteg I: Perspektivische Darstellung des Überbaus
© Senatsverwaltung für Mobilität, Verkehr, Klimaschutz und Umwelt, Berlin/Ingenieurbüro Miebach

Bei der breiteren Brücke wird der Holzträger zweiteilig ausgeführt. Die Koppelung der beiden Hauptträger erfolgt über Querschotts aus Stahlprofilen, die mit eingeklebten Gewindestangen in den Hauptträgern befestigt werden. Die Granitplatten werden ebenfalls zweiteilig ausgeführt und erhalten mittig in der Brückenlängsachse eine dauerelastisch versiegelte Fuge. Der Verbund zwischen Holz und Granit wird über zwei Plattenstärken hergestellt. Platten mit Dicken von 12 cm und 15 cm wechseln sich in der Anordnung ab. Die dickeren Platten tauchen in Kerfen in den Holzträger ein, die Kerventiefe entspricht dabei der Differenz der Plattendicke. Der Abstand der Kerfen folgt dem Schubverlauf und verringert sich zu den Brückenenden. Die Fugen zwischen den Granitplatten werden dauerelastisch versiegelt. Die Kerfe wird mit ca. 2 cm Überlänge gefertigt, damit der aufgebrauchte Klebstoff beim Einsetzen der Granitplatten nicht abgestreift wird. Die Platte kann so senkrecht eingehoben und dann gegen die zuvor montierte Platte und das Hirnholz der Kerfe gedrückt werden. Das Übermaß der Kerfe wird anschließend mit einem Polymerfeinbeton vergossen, der eine ähnliche Steifigkeit wie das Brettschichtholz aufweist. Zur Sicherung der Granitplatten gegen Abheben werden in die Unterseite Verbundspreitzdübel geklebt und mit den Holzträgern verbunden. In das Innengewinde werden Gewindestangen gedreht, die durch Bohrungen im Holz bis an die Unterkante des Trägers geführt und dort per Ankerplatte, Unterlegscheibe und Mutter befestigt werden. Damit die Gewindestangen ausschließlich abhebende Kräfte aufnehmen und nicht in Querrichtung belastet werden, erfolgen die Bohrungen im Holz mit Übermaß.



11 Spektelakesteg II: Perspektivische Darstellung des Überbaus
© Senatsverwaltung für Mobilität, Verkehr, Klimaschutz und Umwelt, Berlin/Ingenieurbüro Miebach

Die Rutsicherheit wird durch eine geflammte Oberfläche der Granitplatten hergestellt. In den Granitbelag werden wasserdichte Übergangsprofile integriert. Die Lagerkonstruktion wird ebenfalls als Augenblech-Bolzen-Verbindung ausgeführt, die widerlagerseitig ohne eine horizontale Auflagerbank an der Kammerwand angebracht wird. Niederschlagswasser wird über ein Quer- und Längsgefälle des Belags und seitliche Tropfnuten in den Graben entwässert. Der konstruktive Holzschutz wird prinzipiell analog zu den Holz-Blockträgerbrücken umgesetzt. Um die Dichtigkeit der Klebfugen über die Lebensdauer der Bauwerke zu kontrollieren und auf Versagensfälle frühzeitig reagieren zu können, wird im Bereich der Fugen ein zusätzliches Holzfeuchte monitoring installiert. Im Schadensfall können einzelne Klebfugen im Bestand aufgetrennt und erneuert werden.

7 Konstruktion der Holz-Trogbrücken

Der Entwurf ist im Wesentlichen durch die Verwendung der bereits vorhandenen Hauptträger geprägt. Die beiden Träger bestehen aus blockverleimtem Brettschichtholz aus Fichte und weisen eine identische Geometrie auf. Der Querschnitt ist außenseitig abgetrept und verjüngt sich von oben nach unten. Die obere Trägerbreite variiert zwischen 69 cm und 76 cm, die untere Trägerbreite beträgt konstant 46 cm. Im Grundriss sind die Träger gekrümmt. Die Unterkante der Träger steigt zum Knick leicht an. Die Trägerhöhe variiert zwischen 1,60 m und 1,95 m, die Länge beträgt ca. 41,20 m. Durch Halbierung der beiden Hauptträger entstehen zwei baugleiche Holz-Trogbrücken. Die im Grundriss gekrümmten Träger werden so angeordnet, dass die Brücken jeweils auf der Westseite eine Aufweitung erhalten. Diese Aufweitung ermöglicht eine komfortable Anbindung an den Wuhletal-Wanderweg. Die Gehwegbreite beträgt auf der Westseite 5,50 m und auf der Ostseite 4,00 m.



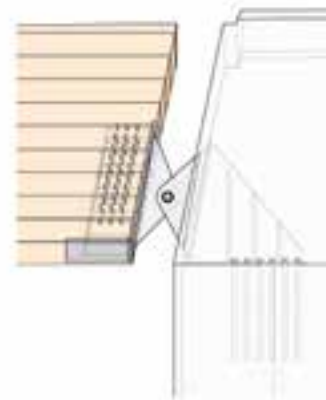
12 Vorhandene Hauptträger einer Holz-Trogbrücke
© Senatsverwaltung für Mobilität, Verkehr, Klimaschutz und Umwelt, Berlin/Ingenieurbüro Miebach

Die im Bestand vorhandenen Mittelpfeiler entfallen mit Umsetzung der Holz-Trogbrücken, so dass die neuen Bauwerke als Einfeldträger geplant werden. Die Widerlager werden neu hergestellt. Das Haupttragwerk besteht aus den zwei bereits gefertigten und halbierten Hauptträgern aus blockverleimtem Brettschichtholz. Sie liegen in der Geländerebene und werden durch innenliegende U-förmige Rahmen aus Stahl zusammengehalten. Die Rahmen bestehen aus horizontalen Riegeln und aufgehenden Stielen und werden in einem regelmäßigen Abstand angeordnet. Sie dienen neben der Kippaussteifung der Hauptträger auch der Aufnahme der über den Belag in die Längsträger eingeleiteten Verkehrslasten. Die horizontalen Lasten werden über ein in der Ebene der Riegel liegendes Fachwerk in die Hauptträger und von dort in die Widerlager abgeleitet. Die Lagerkonstruktion im Bereich der Widerlager besteht aus einem Stahlbauteil, welches am Hauptträger mit Schlitzblechen und Stabdübeln befestigt wird. Die Lagerung erfolgt über eine mehrschnittige Augenblechverbindung, die über einen Lagerbolzen gehalten wird. Je nach Lagertyp werden Bewegungen in Längsrichtung über Langlochverbindungen und Bewegungen in Querrichtung über einen entsprechenden Abstand zwischen den Augenblechen ermöglicht. Der Anschluss des Stahlbauteils an die Widerlager erfolgt über Betonanker. Bei dieser Lagerkonstruktion kann auf eine Auflagerbank verzichtet werden, so dass hier mit Gefährdungen durch Spritzwasser oder Schmutzansammlungen nicht zu rechnen ist.



13 Perspektivische Darstellung des Überbaus der Holz-Trogbrücken
© Senatsverwaltung für Mobilität, Verkehr, Klimaschutz und Umwelt, Berlin/Ingenieurbüro Miebach

Auf den Riegeln der Rahmen werden Längsträger aus Brettschichtholz angeordnet, die oberseitig mit EPDM-Streifen abgedeckt sind. Die Längsträger dienen als Unterkonstruktion für den Belag aus glasfaserverstärktem Kunststoff. Die Fugen zwischen den GFK-Bohlen werden mit einer Rinne unterlegt, die Rutschsicherheit wird durch eine Epoxidharzmischung mit Einstreuung sichergestellt. Die Übergangskonstruktion ist in Form eines Schleppblechs vorgesehen. Ansammlungen von Laub, Erde, Splitt und Schnee im Bereich der Auflager werden mit dieser Ausführung verhindert. Unterhalb des Schleppblechs wird zusätzlich eine Rinne installiert. Auf der Brücke anfallendes Niederschlagswasser wird über ein Quer- und Längsgefälle in den seitlich des Belags angebrachten Entwässerungsrinnen aus Edelstahl gefasst. An den Widerlagern wird das Wasser über Fallrohre auf die mit Natursteinpflastern befestigten Böschungen abgeführt.



14 Lagerkonstruktion am Widerlager bei den Holz-Trogbrücken
© Senatsverwaltung für Mobilität, Verkehr, Klimaschutz und Umwelt, Berlin/Ingenieurbüro Miebach

8 Visualisierungen der geplanten Holzbrücken



15 Visualisierung des Spektegrabensteigs
© Senatsverwaltung für Mobilität, Verkehr, Klimaschutz und Umwelt, Berlin/Ingenieurbüro Miebach



16 Visualisierung des Stegs über die Spektelake
© Senatsverwaltung für Mobilität, Verkehr, Klimaschutz und Umwelt, Berlin/Ingenieurbüro Miebach

Mit den Brückenbauwerken werden auch Leitungen überführt, die an den Riegeln der Rahmen abgehängt werden. Der konstruktive Holzschutz wird wie folgt erreicht: Für den außenseitigen Schlagregenschutz von $\leq 30^\circ$ geneigter Regenrichtung erhalten die Hauptträger eine Neigung nach außen sowie eine zurückspringende Treppung des Querschnitts zur Trägerunterkante. Innenseitig werden die Hauptträger durch eine Holzschalung geschützt, die segmentweise zu Wartungszwecken entfernt werden kann. Die Holzschalung endet ca. 15 cm oberhalb des Belags, so dass dieser stärker von Spritzwasser belastete Bereich der Verschalung von einem hochgezogenen Blech der längslaufenden Entwässerungsrinnen geschützt werden kann. Oberseitig werden die Hauptträger mit einer diffusionsoffenen Folie abgedeckt und durch eine Blechabdeckung vor einer direkten Bewitterung geschützt.



17 Visualisierung der Südparkbrücke
© Senatsverwaltung für Mobilität, Verkehr, Klimaschutz und Umwelt, Berlin/Ingenieurbüro Miebach

Die Konstruktion berücksichtigt in allen Bereichen eine gute Luftzirkulation, so dass ein Abtrocknen begünstigt wird. Alle Holzbauteile werden zusätzlich werkseitig mit einem diffusionsoffenen Anstrich mit UV-Schutz versehen und im Bereich der Verschalung wird zudem eine flächige Sensormatte zur Feuchtigkeitsüberwachung angebracht.

Autoren:
Dipl.-Ing. Arne Huhn
 Senatsverwaltung für Mobilität, Verkehr, Klimaschutz und Umwelt
 Abteilung Tiefbau, Bereichsleiter
 Brücken- und Ingenieurbau,
 Berlin
Dipl.-Ing. Carola Wiedebach
 Senatsverwaltung für Mobilität, Verkehr, Klimaschutz und Umwelt
 Abteilung Tiefbau, Projektleiterin
 im Bereich Brücken- und Ingenieurbau,
 Berlin



18 Visualisierung des Spektelakestegs II
© Senatsverwaltung für Mobilität, Verkehr, Klimaschutz und Umwelt, Berlin/Ingenieurbüro Miebach



19 20 Visualisierung der Buchenhainer Brücke
© Senatsverwaltung für Mobilität, Verkehr, Klimaschutz und Umwelt, Berlin/Ingenieurbüro Miebach

HAUMANN UND FUCHS

UNSERE LEISTUNGEN IM BRÜCKENBAU:

- ▶ Objekt- und Tragwerksplanung
- ▶ Neubau und Instandsetzung
- ▶ Brückenprüfung nach DIN 1076
- ▶ Baustatische Prüfung (Massivbau)



HAUMANN UND FUCHS Ingenieure AG | Sonntagshornstraße 4 | 83279 Traunstein | Tel: 08 61 - 96 88 8 - 0 | hf@haumann-fuchs.de | www.haumann-fuchs.de

Pilotprojekt für die Anwendung der BIM-Methode Ersatzneubau der Schwelmetalbrücke

■ ■ ■ von Philipp Rosenkranz, Thomas Rieger



1 Luftbild der Schwelmetalbrücke
© Hochtief Infrastructure GmbH

Die Schwelmetalbrücke an der A 1 in Wuppertal wurde als Pilotprojekt für die Anwendung der BIM-Methode im Infrastrukturbau umgesetzt. Ziel war es, Erfahrungen mit modellbasierten Prozessen in Planung und Ausführung zu sammeln. Der Artikel beschreibt die Projektziele, die Umsetzung der Auftraggeber-Informationsanforderungen (AIA) und des BIM-Abwicklungsplans (BAP) sowie die Anwendung von BIM in den Phasen Planung und Ausführung. Besondere Schwerpunkte liegen auf der 4-D-Terminplanung, der modellbasierten Abrechnung (5-D), der Fotodokumentation und dem Mängelmanagement. Die Analyse zeigt, dass BIM die Transparenz und Qualität der Projektabwicklung erhöht, jedoch eine konsequente Standardisierung und Mitwirkung aller Beteiligten erfordert.

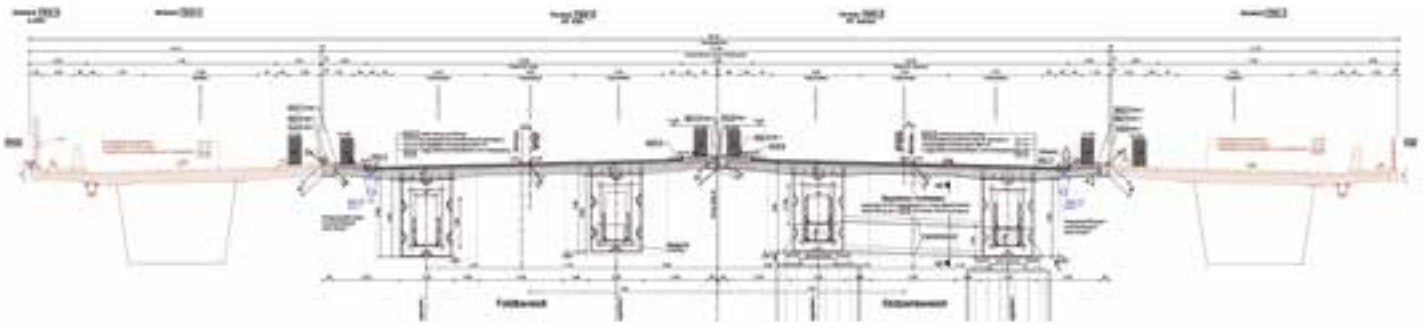
1 Einleitung und Projektvorstellung

Die Autobahn A 1 stellt eine zentrale Verkehrsverbindung in Nordrhein-Westfalen dar und trägt entscheidend zur Vernetzung der Städte im Ruhrgebiet bei. Sowohl für die Bevölkerung als auch für die Wirtschaft in der Region ist sie von hoher verkehrstechnischer Bedeutung.

Die Schwelmetalbrücke erstreckt sich mit einer Gesamtlänge von 207 m und Einzelstützweiten von 60 m, 87 m und 60 m im Bereich der Anschlussstelle (AS) Wuppertal-Langerfeld über diverse Bahngleise, öffentliche Straßen und ein Gewässer, die Schwelm. Die Brücke ist in vier getrennte Einzelteilbauwerke unterteilt.



2 Ansicht der Pfeilerachse 30 im Bestand
© Hochtief Infrastructure GmbH



3 Regelquerschnitt im Neubau und im Bestand
© DEGES GmbH

Für beide Richtungsfahrbahnen stehen in der regulären Verkehrsführung jeweils drei Fahrspuren auf einem Hauptbauwerk sowie eine auf getrennten, außenliegenden Bauwerken liegende Auf- bzw. Abfahrtsspur zur Verfügung.

Bei den inneren beiden Teilbauwerken (TBW) handelt es sich um Spannbetonbrücken, die zwischen 1959 und 1960 errichtet wurden. Bei einer Nachrechnung der Überbauten im Jahr 2013 konnten wesentliche Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) aufgrund jahrzehntelanger intensiver Nutzung und erheblicher Belastungen durch den zunehmenden Schwerlastverkehr nicht erbracht werden. Diese Erkenntnisse führten zu einer kurzfristigen Ablastung und verschiedenen Verstärkungsmaßnahmen an den Bestandsbauwerken, wodurch der zeitliche Druck für einen Ersatzneubau der beiden inneren Teilbauwerke erhöht wurde. So wurde zum Beispiel der Schwerlastverkehr auf die außenliegenden Bauwerke umgeleitet, um die TBW 2 und 3 zu entlasten.

Die Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH (DEGES) hat im Jahr 2018 als Bauherr die Hochtief Infrastructure GmbH mit den Arbeiten für den Ersatzneubau der beiden inneren Teilbauwerke beauftragt.

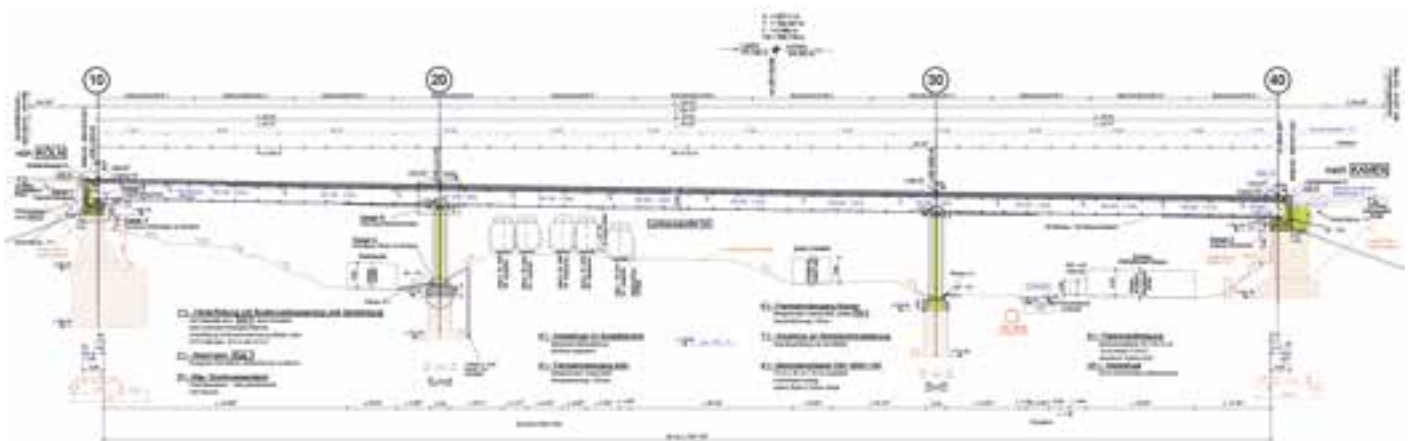


4 Ansicht der Pfeilerachse 20 im Modell inklusive Baubehelfe
© Hochtief Infrastructure GmbH

Zum Auftrag gehörte die Ausführungsplanung, der Abbruch der Spannbetonbrücken, die Erneuerung der Pfeiler, der Teilersatz der Widerlager sowie die Errichtung der neuen Stahlverbundüberbauten inklusive Brücken- und Fahrbahnausstattung.

Der Bauherrenentwurf sah den Abbruch in Insellage bei komplexen Platz- und Eigentumsverhältnissen unter laufendem Bahn- und Straßenverkehr unter der Brücke sowie bei Aufrechterhaltung des Autobahnverkehrs auf der Brücke vor.

Dabei sollte der Überbau in Segmente geschnitten und diese Teilsegmente sollten in Längsrichtung verfahren werden, um sie an vorab definierten Abbruchstellen im Baufeld abzulassen. Die vorab montierten neuen Brückenlängsträger dienten dabei, auf Hilfsstützen aufgestellt, als Verschiebepfad für speziell angefertigte Schwerlastgleiswagen, an denen die abzubrechenden Segmente der Spannbetonbrücke angehängt und verfahren werden.



5 Längsschnitt der Schwelmetalbrücke gemäß Ausschreibungsplan
© DEGES GmbH

Code	BIM-Ziele	Generelle BIM-Anwendungsfälle
1	Sammeln von Erfahrungen in der Anwendung von BIM auf Auftraggeber- und Auftragnehmerseite	
2	Unterstützung der Kommunikation mit anderen an der Planung Beteiligten und zum Bauherrn sowie Verbesserung der Schnittstellenkoordination	3D-Planung, Planungs- und Baubesprechung und Visualisierung
3	Hohe Terminalsicherheit durch Verknüpfung der Ausführungsmodelle mit der Terminplanung, einschließlich Überprüfung und Optimierung des Bauablaufs	4D-Bauablaufplanung und Baufortschrittskontrolle
4	Hohe Kostensicherheit durch Verknüpfung der Ausführungsmodelle mit den Leistungspositionen als Basis für die Abrechnung	5D-Bauabrechnung
5	Verbesserung des Ablaufs der Bauabnahme, inklusive Qualitäts- und Mängeldokumentation	Qualitäts- und Mängelmanagement
6	Vollständige Objektdokumentation und rechtzeitige Übergabe der bewirtschaftungsrelevanten Daten für den Betrieb	Bestandsdokumentation

6 Auszug aus den Auftraggeber-Informationsanforderungen © DEGES GmbH

Nach Errichtung der Unterbauten konnten die Stahlhohlkästen um 5 m abgesenkt und eingelagert werden. Im Anschluss erfolgte die Herstellung der Ort betonfahrbahn mit einem Schalwagen. Die Arbeiten an TBW 2 und TBW 3 erfolgten sequentiell, um den Verkehr der A 1 auf den jeweils nicht im Bau befindlichen Teilbauwerken aufrechtzuerhalten. Das damals zuständige Ministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur formulierte im 2015 veröffentlichten »Stufenplan Digitales Planen und Bauen« Grundsätze zur »Einführung moderner, IT-gestützter Prozesse und Technologien bei Planung, Bau und Betrieb von Bauwerken«. Ziel des Stufenplans war unter anderem die schrittweise Einführung von BIM im Infrastrukturbau. Die Schwelmetalbrücke wurde im Sinne des Stufenplans als BIM-Pilotprojekt benannt, mit der Aufgabenstellung, Erfahrungen in der damals im Infrastrukturbereich noch weitestgehend neuen BIM-Methodik zu sammeln.

2 Ausschreibungsunterlagen und Datengrundlage

Die AIA definieren die vertraglichen Vorgaben und Ziele des Bauherrn im BIM-Kontext. Die DEGES hat im Sinne der Pilotierung besonders die Erfahrungssammlung in den Fokus gerückt. Dazu wurden als konkrete Anwendungsfälle eine modellbasierte Ausführungsplanung in 3-D, eine 4-D-Bauablaufplanung, eine 5-D-Bauabrechnung, ein Qualitäts- und Mängelmanagement sowie eine Bestandsdokumentation ausgewählt. Bereits die Entwurfsplanung durch den Bauherrn erfolgte modellbasiert, so dass mit den Vertragsunterlagen separate IFC-Modelle für das topographische Gelände, den Baugrund, den Ingenieurbau sowie für bauliche Anlagen übergeben werden konnten.

3 Anwendungsfälle in der Planungsphase

3.1 BIM-Abwicklungsplan

Die BIM-Koordination für den Auftragnehmer übernahm die unternehmensinterne Einheit Hochtief ViCon, die Ausführungsplanung erfolgte durch die Arup Deutschland GmbH. Im BAP werden die vertraglichen Anforderungen des Bauherrn konkretisiert und die Rahmenbedingungen zur Umsetzung in der Ausführung sichergestellt. Allgemein wurde hier als übergreifendes Ziel formuliert, dass die Anwendung von BIM während der Planungs-, Realisierungs- und Betriebsphase des Projekts die Transparenz und Qualität erhöhen sowie die Kommunikation zwischen Planern, Baupartnern und Bauherren erleichtern soll. Hierfür werden unter anderem die Spezifikation von Arbeitsabläufen (Prozessen) und Verantwortlichkeiten (Rollen) definiert.

BIM-Anwendungsfälle		Projektphasen			
		Planung	Ausführung	Übergabe	Betrieb (DEGES)
PL.1	Erstellung der 3D-Fachmodelle	✓			
PL.3	Koordination der 3D-Fachmodelle	✓			
PL.4	Nachführen der Änderungen in der Ausführung		✓		
TM.1	Bauablaufplanung	✓	✓		
KM.1	Erstellung des 5D Leistungsmodells	✓	✓		
QM.1	Qualitätsmanagement auf der Baustelle		✓	✓	
DK.1	Objektdokumentation als 3D-Bestandsmodell		✓	✓	

7 Auszug aus dem BIM-Abwicklungsplan © Hochtief Infrastructure GmbH

Darüber hinaus werden die einzelnen Anwendungsfälle den Projektphasen zugeordnet und der Input, der Output sowie die Zuständigkeiten der Anwendungsfälle beschrieben.

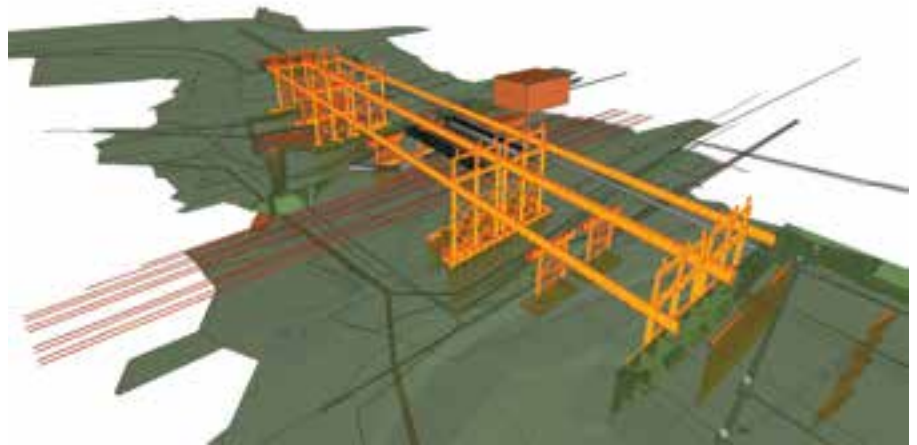
In einer Verantwortungsmatrix wurden für alle Anwendungsfälle und alle Projektbeteiligten Mitwirkungsaufgaben für ein prozesssicheres Schnittstellenmanagement zusammengefasst.

Kernelement des BAP ist die Festlegung der Projektdatenstruktur, die dazu dient, das Projekt für die Datenintegration zu strukturieren. Die Modellstruktur richtet sich nach der Projektdatenstruktur. Selbige beinhaltet die Modellteilung während der Planung und ergänzt wesentliche Strukturebenen, die zur Erstellung harmonischer Daten in allen Anwendungsfällen erforderlich sind.

Der BAP wurde kurz nach Projektstart erstellt und in dreimonatigen Intervallen fortgeschrieben.

Es wurde festgelegt, sieben BIM-Anwendungsfälle aus den AIA umzusetzen, welche im nächsten Kapitel näher beschrieben werden.

Vor dem Hintergrund der Pilotierung durch den Bauherrn wurde die Anwendung der BIM-Methode auch im BAP in Bezug auf die globalen Projektziele eingeordnet. In Kenntnis der Tatsache, dass die Prozesse zur Umsetzung in der damaligen Phase noch nicht einheitlich und standardisiert waren, wurde festgelegt, dass mit der BIM-Anwendung die Projektbearbeitung begleitet und unterstützt werden soll. Es wurde somit klargestellt, dass es gegebenenfalls auch zu einer Anwendung von BIM-Methoden neben einer konventionellen Projektumsetzung kommen kann. Aufgrund der oben beschriebenen Dringlichkeit der Projektrealisierung und des durch Sperrpausen vorgegebenen Terminplans hatte die Einhaltung der Termine für die Ausführung oberste Priorität und im Zweifel Vorrang vor der Pilotierung der BIM-Methode.



8 Fachmodelle für Gelände, Leitungen und Bauehelfe
© Hochtief Infrastructure GmbH

3.2 Anwendungsfälle

Die im BAP definierten Anwendungsfälle wurden gemäß Bild 7 umgesetzt. Dabei wurden im Einzelnen folgenden Ziele verfolgt:

- Erreichung einer verbesserten Zusammenarbeit und Abstimmung der Fachplanungen untereinander durch den Abgleich der einzelnen fortgeschriebenen 3-D-Fachmodelle sowie der Durchführung einer Kollisionsprüfung zwischen den Fachmodellen
- Erhöhung der Termsicherheit der Baumaßnahme, insbesondere im Hinblick auf die für den Abbruch erforderlichen Sperrpausen der DB-Strecke, durch die visuelle Unterstützung und Kontrolle der Terminplanung
- Verbesserung der Kostensicherheit durch Abgleich der Leistungsverzeichnis-(LV-)Mengen mit den am Modell ermittelten Mengen bei gleichzeitig verbesserter Nachvollziehbarkeit der Rechnungen
- Optimierung des Bauablaufs und Reduzierung von Mängeln durch eine vereinheitlichte und auswertbare Dokumentation
- Erleichterung des Betriebs durch eine vollständige Objektdokumentation mit allen bewirtschaftungsrelevanten Daten

3.3 Umsetzung

Aufgrund der baubegleitenden Planung war es schwierig, bereits zu Projektbeginn eine korrekte Projekt- und Modellstruktur mit hohem Detaillierungsgrad festzulegen. Im Rahmen der fortlaufenden Planung haben sich zum Beispiel Betonierabschnitte und Abbruchbereiche verändert, was Folgen für die Anwendungsfälle Terminplanung und Abrechnung hatte.

Für die Festlegung der Granularität des Modells wurde der Vertragsterminplan herangezogen, was dazu führte, dass die detaillierteren Vorgänge des späteren Arbeitsterminplans nicht elementgenau abgebildet werden konnten.

Im BAP wurden je nach Fachmodell und für einzelne Bauteile detailliert das erforderliche Level of Geometry (LoG) sowie das Level of Information (LoI) festgelegt. Jede zweite der 14-tägig stattfindenden Projekt- und Planungsbesprechungen wurde im Modus »BIM-Besprechung« durchgeführt. Das heißt, es wurden Probleme und Kollisionen der Fachmodelle untereinander diskutiert und es wurde eine gemeinsame Lösung erarbeitet.

Auf Seiten des Planers Arup kamen als Software Autodesk Revit 2018 sowie Navisworks 2018 zum Einsatz. Die erstellten Fachmodelle wurden durch den Gesamtkoordinator in Navisworks geprüft. Die Prüfung der datentechnischen Qualität wurde mit DesiteMD realisiert. Als Integrationsplattform diente das 3-D-Bauwerks-Informationssystem (3-D-BIS). Auf dieser Plattform werden die verschiedenen Modelle mit den auf den mobilen Endgeräten gewonnenen Datensätzen verknüpft und die Ergebnisse bereitgestellt. Darüber hinaus kann auch über Microsoft SharePoint auf die Daten zugegriffen werden. Vor dem Hintergrund der Insellage der Baustelle und der komplexen Strukturen im Baufeld konnten insbesondere mit Hilfe der Kollisionsprüfung am Modell frühzeitig geometrische Probleme aufgedeckt und gelöst werden.

4 Anwendungsfälle in der Ausführungsphase

4.1 4-D-Terminplanung

Hierfür wurde der Terminplan des Projekts in DesiteMD eingelesen und anhand der Terminplan-IDs mit einzelnen Objekten im Modell verknüpft. Dadurch ergab sich eine Visualisierung des Bauablaufs, bei der je nach gewähltem Zeitpunkt bestimmte Elemente ein- oder ausgeblendet wurden. Bei den Baubehelfen war es wichtig zu beachten, dass diese erst ein- und später auch wieder ausgeblendet wurden. Die daraus entstandene Sequenz wurde als Videodatei gespeichert. So ließ sich der Bauablauf vor allem für Dritte sehr gut visualisieren. Darüber hinaus wird der Terminplan auf korrekte Vorgangsverknüpfungen geprüft.

Im Rahmen der Visualisierung konnten verschiedene Overlays ausgewählt werden, so dass eine Darstellung des Baustands zum Stichtag durch farbliche Differenzierung einzelner Bauteile erfolgte. Der Terminplan konnte in aktualisierter Form konvertiert und eingelesen werden, solange die Terminplan-IDs unverändert blieben. Hier zeigt sich bereits die Herausforderung, dass Änderungen an der PDS sowie beim Terminplan im Projektverlauf mit manueller Nacharbeit verbunden sind.

Die aus der 4-D-Modellierung gewonnenen Darstellungen lassen sich gut für die Öffentlichkeitsarbeit nutzen, um zum Teil fachfremden Projektstakeholdern, wie zum Beispiel Anwohnern, das Bauvorhaben auf pragmatische Weise zu vermitteln und somit die Akzeptanz zu steigern. Die modellbasierte Bauablaufplanung bringt besonders dann einen Mehrwert, wenn es wie bei der Schwelmetalbrücke aufgrund beweglicher Bauteile und verschiedener Zugänglichkeiten zu immer wieder neuen Zwischenzuständen im Baufeld kommt. Mit Hilfe der modellbasierten Darstellung ließen sich zielführend und frühzeitig Änderungen im Baulogistikkonzept sowie in der Baustellen-einrichtungplanung vornehmen. Durch diese Erkenntnisse wurde beispielsweise bereits frühzeitig ein temporärer Laufsteg an der Außenseite der Hohlkästen in die Stahlbauplanung integriert.

4.2 5-D-Abrechnung

Während des Projekts wurde ein Teil der Abrechnung parallel in der Software DesiteMD kontrolliert. Dazu wurden ca. 60 geeignete LV-Positionen ausgewählt und mit dem Modell verknüpft. Da die Eigenschaften des einzelnen 3-D-Körpers wie Volumen oder Oberfläche meistens nicht direkt mit den Abrechnungsmengen korrespondieren, wurden Formeln hinterlegt, mit denen die Abrechnungsmenge anhand der Modellgeometrie berechnet wurde. Im Projektablauf wurden dann parallel zur herkömmlichen Abrechnung mittels Aufmaß und Abrechnungsplan Mengen in DesiteMD ermittelt. Dabei war die herkömmliche Abrechnung vertraglich maßgebend, die Mengen aus dem Modell dienten zur Prüfung der Plausibilität.

Da aus dem Modell nur die Gesamtmenge pro Element – das entspricht zum Beispiel einem oder mehreren Betonierabschnitten – entnommen werden konnte, wurde seitens der Bauleitung ein Fertigstellungsgrad des Elements in Prozent angegeben und mit dieser Gesamtmenge multipliziert. So wurde die Abrechnungsmenge ermittelt. Aus DesiteMD heraus ließ sich auf diese Weise eine D-11-Datei erstellen, welche wiederum in gängige Abrechnungssoftware eingelesen werden kann. Falls es zu Abweichungen zwischen den beiden Systemen kam, wurde deren Ursache untersucht und dem Bauherrn ein entsprechendes Informationsblatt bereitgestellt. Die meisten Diskrepanzen ließen sich dabei auf falsch verknüpfte Projektdaten oder Formeln zurückführen.

Der Anwendungsfall hat sich als geeignet erwiesen, die Transparenz der Abrechnung zu erhöhen. Jedoch sind nur relativ wenige Positionen für eine modellbasierte Abrechnung prädestiniert, da große Teile des LVs sich auf Leistungen beziehen, welche nicht im Modell dargestellt sind, wie unter anderem Planungsleistungen oder Verkehrssicherung. Hervorzuheben ist hier das Potential, dass aus der Synergie zwischen 5-D-Abrechnung und modellbasierter Baufortschrittskontrolle resultiert. Sobald der Baufortschritt prozentual dokumentiert und von der Bauüberwachung bestätigt wurde, lassen sich Aufmaße bzw. Rechnungen der hinterlegten LV-Positionen automatisiert erstellen.

4.3 Fotodokumentation

Mittels der Software Field2BIM konnten Elemente aus der Projektdatenstruktur ausgewählt und mehrere Fotos inklusive einer kurzen Beschreibung festgehalten werden. Diese Fotos waren anschließend als Einzelbilder und als Bericht mit dem jeweiligen Bauteil bzw. der jeweiligen Terminplan-ID verknüpft. Über DesiteMD und SharePoint war es möglich, die Unterlagen zu filtern und anzusehen. Dadurch ergab sich die Möglichkeit, nur die Fotos einzelner Bauteile im Zeitablauf und damit die Entwicklung des Baufortschritts anzuzeigen. Darüber hinaus konnten Fotos im Nachgang wesentlich schneller gefunden werden. Ein Nachteil war jedoch, dass die Datenmenge für die Formulare begrenzt werden musste. Daher haben die Fotos nicht die gleiche Auflösung und Qualität wie solche, die manuell auf dem PC abgelegt werden. Dieses Verfahren wurde analog auch für die Erstellung von Mängelanzeigen, Zustandsfeststellungen und SiGeKo-Protokollen genutzt.



9 Screenshots der verschiedenen Formulare © Hochtief Infrastructure GmbH

4.4 Mängelmanagement

Das Formular für Mängelanzeigen funktionierte ähnlich wie das für Fotos, enthielt aber noch zusätzliche Informationen. Es wurde ein Workflow hinterlegt, bei dem der Bauleiter der ausführenden Firma den Mangel mittels eigener Bilder freimelden musste. Die Freimeldung wurde durch die Bauüberwachung bestätigt. Ein solcher Anwendungsfall wurde erst im Verlauf der Bauausführung integriert, weshalb einige Mängel nicht im System vorhanden waren. Das System hat sich bewährt, konnte seine Vorteile hinsichtlich der Auswertbarkeit aufgrund der geringen Zahl von nur 61 Mängeln bei dem Projekt jedoch nicht ausspielen. Interessant könnte eine projektübergreifende Nutzung auf Auftraggeberseite sein, um auszuwerten, in welchen Bereichen es wiederholt zu Mängeln kommt, und darauf entsprechend zu reagieren. Aus Gründen der Rechtssicherheit war es jedoch erforderlich, neben dem digitalen Mängelmanagement auch einen regulären VOB-Schriftverkehr zu führen. Dabei diente ein Ausdruck des per Field2BIM aufgenommenen Mangels als Anlage. Es hat sich gezeigt, dass eine automatisierte Vergabe von Mängelnummern nicht flexibel genug ist und zu Missverständnissen führen kann, wenn auf Auftraggeber- oder -nehmerseite noch eigene Mängellisten geführt werden.

4.5 Zustandserfassungen

Im Rahmen der Baumaßnahme wurden Zustandserfassungen bereits erbrachter Teilleistungen durchgeführt. Es wurde vereinbart, dass diese Zustandserfassungen und die angehängte Fotodokumentation App-basiert zu tätigen sind. Der Ablauf erfolgte wie im Abschnitt 4.3 beschrieben. Ähnlich wie bei der Dokumentation von Mängeln ergab sich hier die Schwierigkeit, dass der Auftraggeber eigene Formulare für Zustandserfassungen hatte, welche verbindlich verwendet werden sollten.

4.6 Arbeitssicherheit

Durch den SiGeKo wurden analog der Fotodokumentation auch die Sicherheitsbegehungen per App dokumentiert. In Field2BIM wurde ein Workflow hinterlegt, in dessen Rahmen die Bauleiter von Hochtief eine Benachrichtigung erhielten mit der Aufforderung, den Punkt innerhalb einer Frist abzustellen und dies per Foto zu dokumentieren. Abschließend wurde die Freimeldung durch den SiGeKo bestätigt. Im Laufe des Projekts wurden dadurch 173 Begehungsberichte erzeugt.

4.7 Dokumentationsmodell

Mit Fertigstellung der Ausführung wurden gemäß Festlegung im BAP alle ausfuhrungsrelevanten Unterlagen und Dokumente in einem Dokumentationsmodell zusammengeführt (Anwendungsfall DK.1). Hierbei wurden Planunterlagen, ZTV-ING-Formulare, Herstellungsdokumente, Lieferscheine, Baustoffspezifikationen, Fotos und gegebenenfalls dokumentierte Mängel mit den Elementen des As-Built-Modells verknüpft. Die Verknüpfung erfolgte über die Klassifizierung der Modellelemente und der Dokumentenstruktur, wodurch innerhalb des 3-D-BIS modellbasiert die relevanten Unterlagen für Bauteile aufgerufen werden können. Für den Betrieb des Bauwerks und die Planung von später womöglich notwendigen Instandsetzungs- oder Folgemaßnahmen sind alle bauteilbezogenen Informationen als Datengrundlage schnell verfügbar.



10 Schwelmetalbrücke in Längsrichtung
© Hochtief Infrastructure GmbH

5 Fazit

Beim Ersatzneubau der Schwelmetalbrücke konnten viele Erfahrungen in der Anwendung von BIM bei Infrastrukturprojekten gewonnen werden. Grundsätzlich hat sich gezeigt, dass BIM zum Zeitpunkt der Auftragserteilung im Jahr 2018, besonders aufgrund der Einbindung der Hochtief-internen Abteilung ViCon, kein Neuland war.

Die größere Herausforderung war die Schaffung einer einheitlichen Projektumgebung mit standardisierten Prozessen für alle Projektbeteiligten sowohl auf Auftraggeber- als auch auf Auftragnehmerseite. Hier ließen sich im Rahmen der Pilotierung neue Erkenntnisse gewinnen. Mittlerweile wurde die unternehmensübergreifende Anwendung der BIM-Methode auf dem Markt vorangetrieben und ist heute deutlich detaillierter geregelt.

Es ist ratsam, bereits in der Projektstartphase möglichst schnell einen einvernehmlichen BAP abzustimmen, um eine einheitliche und vollständige Nutzung zu gewährleisten.



11 Pfeiler in Achse 30 nach dem Absenken
© Hochtief Infrastructure GmbH

Eine erfolgreiche Umsetzung neuer Methodik, besonders in der Pilotierung, ist von Menschen mit Visionen und Begeisterungsfähigkeit abhängig. Nur bei einer gesamtheitlichen Nutzung der Methode auf allen Projektebenen kann die BIM-Implementierung erfolgreich realisiert werden.

Angesichts der dynamischen inhaltlichen Entwicklung der BIM-Methodik in den letzten Jahren lassen sich heute vor allem Rückschlüsse für die Pilotierung neuartiger Methoden und Techniken ziehen. An der Schwelmetalbrücke hat sich gezeigt, dass eine Begleitung durch Experten während der gesamten Projektdauer sinnvoll und erforderlich war. Ein einmaliges Aufsetzen der Strukturen und Abläufe ist nicht ausreichend. Unabhängig von den Inhalten können Workshops helfen, den Einführungsprozess zu unterstützen und eine Akzeptanz für neue Methoden zu schaffen. Durch das Angebot von Hilfestellungen und Einführungen werden Berührungspunkte verringert und damit wird die Basis für eine flächendeckende Nutzung geschaffen.

Bezugnehmend auf die BIM-Anwendung lässt sich ein Konflikt erkennen zwischen den Zielen einer möglichst präzisen Modellierung und Strukturierung und einer eher allgemeinen und bei fortzuschreibender Planung geeigneten und anzupassenden Projektstruktur. Die Intervalle für die Änderungen an der Technik sollten nicht starr vorgegeben werden, sondern sich an den Projektbedürfnissen orientieren, damit der Nutzen und somit auch der Erkenntnisgewinn maximiert werden.

Das Projekt hat gezeigt, dass eine 4-D-Ablaufplanung und daraus abgeleitete Darstellungen und Filme in der Öffentlichkeitsarbeit gut zu nutzen sind, um Projektbeteiligten, Anwohnern, Behörden oder sonstigen Stakeholdern das Projekt näher zu bringen und dessen Akzeptanz zu erhöhen. Der Anwendungsfall »Dokumentationsmodell« verdeutlicht, dass die BIM-Anwendung nicht mit der Abnahme durch den Bauherrn endet. Aufgrund der strukturierten Erfassung der Bauwerksdaten lassen sich die Modelle auch in der Betriebs- und Rück- bzw. Umbauphase heranziehen.

Um den Mehrwert der BIM-Methodik zukünftig noch zu optimieren, sollten die einzelnen Anwendungsfälle inhaltlich weiter verknüpft werden. Je mehr sich die gewonnenen Daten und Modelle nutzen lassen und je allgemeiner und umfassender der BIM-Begriff verstanden und gelebt wird, desto größer ist der Mehrwert für das Projekt.

Die Nutzungsmöglichkeiten sind dabei von Projekt zu Projekt unterschiedlich und sollten individuell hinsichtlich des Kosten-Nutzen-Faktors bewertet werden. Je vollständiger die Datenerfassung erfolgt, desto größer sind die Auswertungs- und Nutzungsoptionen für den Nutzer. Eine parallele Anwendung herkömmlicher Methoden zusätzlich zu den BIM-Anwendungsfällen reduziert die Produktivität und sollte, wenn machbar, vermieden werden.

An dieser Stelle möchten wir uns bei allen Projektbeteiligten für die konstruktive Zusammenarbeit bedanken.

Autoren:

Philipp Rosenkranz M. Sc.
Thomas Rieger M. Sc.
Hochtief Infrastructure GmbH,
Essen

Bauherr

DEGES Deutsche Einheit
Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH, Berlin

Entwurf

Inros Lackner SE, Rostock

Ausführungsplanung

Arup Deutschland GmbH, Berlin

BIM-Planung

Hochtief ViCon GmbH, Essen

Prüfingenieur

Dr.-Ing. Heinrich Bökamp, Münster

Baubausführung

Hochtief Infrastructure GmbH, Essen



HiFIT

High Frequency Impact Treatment

Hochfrequentes Hämmerverfahren zur Lebensdauererweiterung bestehender und neuer Stahlschweißkonstruktionen

- + kompatibel mit dem HiFIT Winkelaufsatz
- + leicht zu führen
- + zahlreiche Verbesserungen
- + qualifiziert durch DAST- und IIW-Richtlinien

HiFIT Vertriebs GmbH · info@hifit.de

www.HiFIT.de

Verschub über aktiven Schienenverkehr Ersatzneubau der gevouteten Cölvebrücke

■ ■ ■ von Josef Teupe

Der Ersatzneubau der Cölvebrücke, einer gevouteten Stahlbrücke in Einfeldbauweise, sollte bei laufendem Bahnverkehr über sieben teilweise elektrifizierte Gleise verschoben werden. Die Teupe-Gruppe hat einen derartigen Verschub nun erstmalig in Deutschland ohne Unterbrechung des Bahnverkehrs durchgeführt. Die Unternehmensgruppe ist auf Ingenieurgerüstbau, Hebe-technik, Maschinenbau und Stahlbau spezialisiert. In das Projekt waren neben dem technischen Büro der Teupe-Gruppe die Teupe Infra Gerüstbau GmbH als Vertragspartner sowie die Teupe GmbH für die Stahl- und Maschinenbauleistungen involviert.

1 Verschubverfahren

1.1 Verortung des Bauvorhabens

Bereits 1911 wurde zwischen Duisburg und Moers eine Stahlfachwerkbrücke gebaut. Hier überquerte die Straße an der Cölve die Niederrheinstraße der Deutschen Bahn, die auf 40 m Breite sieben Gleise aufweist. Im Jahr 2017 wurde die Cölvebrücke wegen Baumängeln zunächst für den Autoverkehr gesperrt, 2021 schließlich wegen irreparabler Schäden abgerissen.

Im Jahr 2024 begann der Ersatzneubau an gleicher Stelle. Das neue Bauwerk wurde als gevoutete Stahlbrücke in Einfeldbauweise konstruiert, ist für Kfz- und Fußgängerverkehr ausgelegt und misst 45,50 m in der Länge und 13,45 m in der Breite. Zunächst wurde der 350 t schwere Brückenüberbau auf dem Vormontageplatz auf der Duisburger Seite zusammengebaut.



1 Überbau zu Beginn des horizontalen Verschts inklusive Vorbau- und Nachlaufsnabel
© Teupe-Gruppe

Die vier Schüsse wurden auf acht Turm-achsen mit je vier Bati-Schwerlasttürmen errichtet. Auch ein Vorbau- und ein Nachlaufsnabel wurden angefügt. Selbige bestanden aus jeweils acht HEB-1000-Profilen mit 22 m Länge, die mit Spannstäben und IPE-600-Profilen ausgesteift wurden (Bild 1). Mit diesen kam der Überbau nun auf ca. 90 m Länge und 450 t Gewicht.

Im April 2025 begann der Verschub des Überbaus in zehn Phasen. Hierfür wurden fünf der acht Achsen auf dem Vormontageplatz zurückgebaut. Die letzte Achse wurde auf Self-Propelled Modular Transporters (SPMTs) umgebaut. Die vier SPMTs übernahmen den schrittweisen horizontalen Verschub des Überbaus über die Gleise. Die beiden verbleibenden Achsen wurden mit Verschublagern ausgestattet.

1.2 Herausforderungen und Lösungen für den Verschub

1.2.1 Keine Einschränkung des Bahnverkehrs

Der Verschub des Ersatzneubaus sollte so durchgeführt werden, dass der Bahnverkehr ohne Umleitungen und Unterbrechungen weitergeführt werden konnte. Hieraus ergaben sich einige Herausforderungen, die im folgenden Teil zusammen mit ihren Lösungen vorgestellt werden.

1.2.2 Verschub der gevouteten Stahlbrücke

Die bogenförmige Unterseite des Überbaus bedingte, dass sich dessen Auflagewinkel an den Verschubachsen während der Verschubphasen veränderten. Ein flaches Verschublager half hier nicht weiter. Also wurden im technischen Büro der Teupe-Gruppe Wippenlager entwickelt, die durch ihre schwimmende Lagerung einen flexiblen Auflagewinkel des gevouteten Überbaus ermöglichten (Bild 2). Selbige wurden in der firmeneigenen Stahlbau- und Maschinenbauwerkstatt gefertigt.

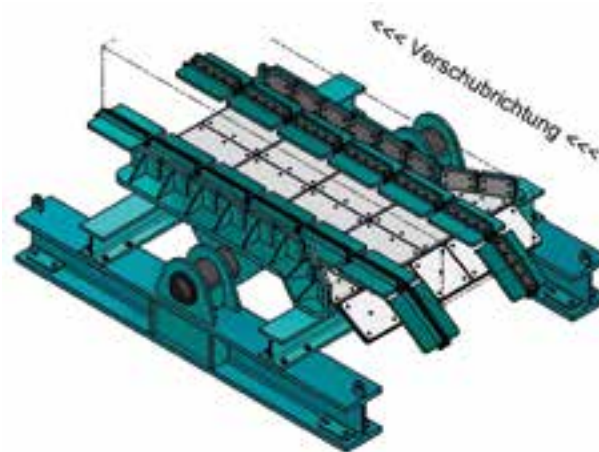
Jede Wippe misst 2,40 m × 3,00 m und wiegt ca. 5 t. Sie bietet eine Auflagerfläche für Stahlträger bis 1,80 m Breite und besitzt Tragplatten, die trotz einer Materialdicke von 5 cm so flexibel sind, dass sie die Verformungen des Überbaus aufnehmen können (Bild 3).

Um die Reibung zwischen dem Überbau und den Wippen zu reduzieren, wurden Platten aus Polyamid auf die Auflagerflächen der Wippen montiert. Hierdurch konnte in Verbindung mit Schmiermittel ein Reibbeiwert in Kombination mit Stahl von $\mu = 0,03-0,12$ erreicht werden, der mit PTFE vergleichbar ist (0,03–0,05). Jedoch weist Polyamid gegenüber PTFE eine etwa sieben- bis achtmal höhere Druckfestigkeit auf und ist die wirtschaftlichere Wahl.

Zusätzlich wurden zwischen Überbau und Auflagerfläche Schlitten eingesetzt, die exakt an die Stegbleche des Überbaus angepasst waren. Sie verhinderten ein Einschnitten der nur ca. 2 cm breiten vertikalen Überbaubleche in die Wippenauflagerfläche und sorgten für eine bessere Lastverteilung. Die Schlitten wurden kontinuierlich am Ende der Wippe aus- und dann in Verschubrichtung wieder eingeklinkt. Durch eine knochenförmige Verschlingung konnte eine Verringerung des Gewichts bei gleichzeitiger maximaler Gewichtsverteilung erreicht werden.

Zwei besondere Herausforderungen brachte das hohe Gewicht der tonnenschweren Wippen mit sich. Für die Fertigung mussten spezielle Vorrichtungen konstruiert werden, um die großen Wellen mit der Tragplatte verschweißen zu können. Für die Montage der Wippen auf den Bati-Schwerlasttürmen kamen keine Hebezeuge in Frage – der Überbau lagerte bereits auf den Bati-Türmen, außerdem war der Rangierplatz sehr beschränkt. Deshalb wurden die Wippen mit Kettenzügen an temporär unter dem Überbau montierten Fahrschienen befestigt, hochgezogen und auf den Bati-Türmen positioniert.

Insgesamt wurden zwölf Wippenlager gefertigt, von denen jeweils acht belastet waren, während die restlichen vier auf der nächsten Achse in Verschubrichtung vormontiert waren. Mit diesem rollierenden System ließ sich der Vers Schub kontinuierlich durchführen.



2 3-D-Zeichnung eines Wippenlagers inklusive Schlitten
© Teupe-Gruppe

1.2.3 Aufnahme horizontaler und vertikaler Lasten

Während der Montage und des Verschubs des Überbaus musste dessen Last inklusive Vorbau- und Nachlaufschnabel aufgenommen werden. Hierfür standen keine Unterbauten zur Verfügung, weswegen Tragerrückkonstruktionen aus Bati-Schwerlasttürmen montiert wurden. Diese bestanden aus HEB-300-Stahlprofilen mit diagonalen Aussteifungen aus Quadratrohren (Bild 4). Für die Montage wurden acht Achsen mit jeweils vier Türmen benötigt, für den Vers Schub wurden diese auf drei Achsen zurückgebaut.

Je Stahltrug betragen die charakteristischen Horizontallasten in Verschubrichtung bis 200 kN. Um die Bati-Türme gegen horizontale Lasten zu sichern, wurden diese rückverankert. Die besonders hohen Bati-Türme an der Stelle der alten Widerlager wurden zusätzlich mit HEB-200-Stahlträgern stabilisiert (siehe auch Bild 1).



3 Wippenlager vor der Montage
© Teupe-Gruppe

1.2.4 Überquerung der Gleise

Der sichere und zügige Vershub des Überbaus über die sieben Bahngleise ohne Beeinträchtigung des Bahnverkehrs wurde durch die Kombination aus Vershub in überhöhter Lage und den Einsatz von SPMTs als Antrieb realisiert. Der Überbau überbrückt pfeilerlos eine Distanz von 40 m. Planmäßig ergibt sich ein Durchhang des Überbaus samt Vorausschnabel am Punkt der weitesten Auskragung von über 1,50 m. Er wurde deshalb unter Berücksichtigung des erforderlichen, vorgeschriebenen und abgestimmten Sicherheitsabstands über den elektrifizierten Bahngleisen auf +5,40 m Höhe verschoben. So konnte sichergestellt werden, dass der Überbau in keiner Vershubphase den Sicherheitsabstand unterschreiten wird.

Aus der überhöhten Lage musste der Überbau nach dem Vershub noch in seine Endlage abgesenkt werden. Zur horizontalen Lagesicherung wurden entsprechend dimensionierte HEB-Profile mit erforderlicher Länge als Führungsträger eingebaut. Überprüft wurde der Arbeitsfortschritt kontinuierlich durch einen Vermesser. Am 16. Mai 2025 wurde der Überbau dann in seiner vorläufigen Lage über den noch nicht fertiggestellten Unterbauten positioniert.

Für einen zügigen horizontalen Vershub wurden geeignete SPMTs ausgewählt. Sie boten gleich mehrere Vorteile: Schnelligkeit, freien Vershubraum und vertikalen Höhenausgleich. Im Gegensatz zu Litzenhebern mussten keine Elemente über die Vershubstrecke gespannt werden, der Bereich über den Leitungen konnte also frei bleiben. Die SPMTs lassen sich um $\pm 0,30$ m in der Höhe verstellen, wodurch die Bati-Türme in den Zwischenbauzuständen entlastet und der Durchhang des Überbaus von über 1,50 m ausgeglichen wurde.



4 Beispielhafte Vershubachse unter Last mit Wippenlagern auf den Bati-Türmen © Teupe-Gruppe

2 Schluss

Die Vershubarbeiten waren im Mai 2025 abgeschlossen. Die Brücke wurde nach nur 18 Monaten Planungs- und Bauzeit am 17. September 2025 für den Verkehr eröffnet, die Kosten des gesamten Bauprojekts blieben im Rahmen des geplanten Budgets und der Bahnverkehr konnte während der gesamten Bauphase weiter fließen.

Dank der Synergieeffekte und der Verzahnung unserer Leistungsbereiche ließen sich Lösungen für komplexe Herausforderungen finden, wie etwa die Nutzung von temporären Unterbauten für die horizontale und vertikale Lastaufnahme, der Vershub in überhöhter Lage sowie der Einsatz von SPMTs. Durch die Entwicklung der Wippenlager konnte der horizontale und vertikale Vershub der gevouteten Cölvebrücke während des laufenden Bahnverkehrs erfolgreich, sicher und zügig durchgeführt werden. Diese Technologie ist durch die breite Auflagerfläche der Wippen und die optionalen Schlitten flexibel für zukünftige Projekte einsetzbar.

3 Dank

Der Autor bedankt sich bei der IHT Bochum und der Strabag Essen für die gute Zusammenarbeit und ihr Vertrauen in die Leistungen der Teupe-Gruppe. Weiterer Dank gilt allen Beteiligten und sämtlichen Mitarbeitenden von Teupe für die hervorragende Teamarbeit.

Autor:
Josef Teupe
Teupe-Gruppe,
Stadtlohn

Bauherr
Wirtschaftsbetriebe Duisburg, Duisburg

Prüfingenieur
Dr.-Ing. Wolfgang Hensen, Aachen

Bauausführung
Arbeitsgemeinschaft:
Strabag AG, Essen
IHT Ingenieur-, Hoch- und Tiefbau GmbH, Bochum
Subunternehmer:
Teupe-Gruppe, Stadtlohn (Gerüst- und Traggerüstbau,
Stahlbau, Maschinenbau, Brückenvershub)

Errichtung durch Gebr. Echterhoff
Talbrücke Sterbecke im Zuge der A 45



Bauzustände in den Jahren 2024 und 2025
 © Gebr. Echterhoff GmbH & Co. KG



Betonage des Überbaus
 © Gebr. Echterhoff GmbH & Co. KG



Erstes Teilbauwerk nach Fertigstellung
 © Gebr. Echterhoff GmbH & Co. KG

Ein wichtiger Meilenstein auf der A 45 ist erreicht: Seit Ende Oktober rollt der Verkehr zwischen Hagen-Süd und Lüdenscheid-Nord wieder – über die neue Talbrücke Sterbecke. Nach nur zweieinhalb Jahren Bauzeit konnte das westliche Bauwerk fünf Monate früher als geplant für den Verkehr freigegeben werden: ein Erfolg, der das Ergebnis präziser Planung, innovativer Bauverfahren und eines starken Teams ist.

Die A 45, auch bekannt als Sauerlandlinie, zählt zu den wichtigsten Nord-Süd-Achsen Deutschlands. Viele ihrer Talbrücken stammen aber noch aus den 1960er Jahren und werden nun nach und nach ersetzt, um den Anforderungen des modernen Verkehrs gerecht zu werden. Auch die Talbrücke Sterbecke musste aufgrund von Alters- und Schadensbildern vollständig erneuert werden.

Im Zuge des Ersatzneubaus entsteht nun eine Brücke, die nicht nur die aktuellen Lasten aufnimmt, sondern auch bereits

den geplanten sechsstreifigen Ausbau berücksichtigt. Jede Richtungsfahrbahn erhält ein separates Teilbauwerk, damit ist die neue Brücke deutlich breiter als das ursprüngliche Bauwerk.

Zunächst wurde das alte Teilbauwerk in Fahrtrichtung Frankfurt am Main gesprengt, anschließend an gleicher Stelle der Neubau errichtet. Nach dessen Fertigstellung und Verkehrsfreigabe erfolgen nun der Abbruch und der Neubau des östlichen Teilbauwerks in Fahrtrichtung Dortmund:

- Jedes Teilbauwerk besteht aus vier Pfeilern und zwei Widerlagern.
- Der Überbau ist als zweizelliger Spannbeton-Hohlkasten ausgeführt und damit in einer Bauweise, die sich durch hohe Tragfähigkeit und Langlebigkeit auszeichnet.
- Die Pfeiler reichen bis zu 37,00 m in die Höhe, die Brücke misst in der Breite ca. 22,50 m und überspannt das Tal auf einer Gesamtlänge von 265,00 m.

Der Hauptauftrag des Neubaus liegt bei Echterhoff, die Bauausführung erfolgt in Arbeitsgemeinschaft mit der Straßen- und Tiefbau Kirchhundem GmbH.

Während selbige die Straßen- und Tiefbauarbeiten übernimmt, verantwortet Echterhoff den gesamten Brückenbau, und zwar inklusive Spezialtiefbau, Widerlagergründung, Spannbetonarbeiten und Asphaltierung.

Eine besondere technische Herausforderung war die Herstellung des Überbaus in bis zu 37 m Höhe. Hier setzte Echterhoff auf ein Vorschubgerüst, das während der Bauphase an den bereits errichteten Pfeilern hängt und die Schalung samt Frischbeton trägt. Das Gerüst selbst besteht aus ca. 750 t Stahl und wird nach jedem Bauabschnitt hydraulisch vorwärtsbewegt.

Mit diesem Verfahren konnte der Überbau abschnittsweise und sicher realisiert werden – ein Musterbeispiel für Ingenieurskunst im Spannbetonbau.

www.echterhoff.de

800 m Präzisionsaustausch durch Maurer
Neue Fahrbahnübergangskonstruktionen bei Rotterdam



Zwölfspurige Brücke mit Viadukt s'-Gravenweg
 © Maurer SE

Die A 16 ist eine vielbefahrene Hauptachse für den internationalen Transitverkehr Niederlande–Belgien sowie für den Zugang zum Hafen Rotterdam. Von August 2025 bis Mai 2026 wird sie zwischen Terbrugseplein und Ridderkerk im großen Stil gewartet und saniert. Dabei wird unter anderem der Asphalt erneuert, Randbereiche und Brücken bzw. Viadukte werden instand gesetzt sowie Fahrbahnübergänge ausgetauscht. Übergänge fungieren als dehnbare Verbindungen zwischen Brücken- und Viaduktabschnitten oder dort, wo selbige auf festen Boden stoßen. Sie sind notwendig, weil sich die Bauwerke zum Beispiel wegen Temperaturschwankungen ausdehnen oder zusammenziehen. Es braucht also einen Dehnspalt, der aber vom Verkehr sicher überfahrbar sein muss.



Bereitstellung der neuen Fahrbahnübergänge
 © Maurer SE

Maurer Niederlande ist für den Austausch der Fahrbahnübergänge an der A 16 zuständig. In dem ca. 3 km langen Teilstück von der Van Brieneoordbrug zum Viadukt s'-Gravenweg betrifft das 46 Stück, insgesamt über 800 m, wobei für jeden Austausch eine Vollsperrung notwendig ist. Das erfordert genaue Vorplanung: Bereits im April und Mai 2025 erstellte Maurer vor Ort die Aufmaße für jeden einzelnen Fahrbahnübergang und glich sie mit den Bestandszeichnungen der Brückenquerschnitte ab. Die daraus resultierenden Detailplanungen wurden vom Auftraggeber geprüft und genehmigt und gingen dann in die Fertigung nach Bernsdorf bei Dresden.

An einem Wochenende werden dann die Übergangskonstruktionen ausgebaut und mit temporärem Asphalt überfahrbar gehalten. Am folgenden Wochenende wird dieser Asphalt wieder entfernt und die neuen Konstruktionen werden eingebaut. Im Sanierungsbereich hat die A 16 sechs Spuren pro Fahrtrichtung. Technisch betrachtet besteht sie aus vier parallelen Bauwerken mit je drei Fahrspuren. Die auszutauschenden Fahrbahnübergangskonstruktionen gehen also immer über drei Spuren und sind jeweils ca. 20 m lang. Damit nicht zu viele Sperrungen notwendig sind, werden in einer Nacht bis zu vier aufeinanderfolgende Übergänge bearbeitet, teilweise im Doppelpack:



Vorbereitung des speziellen Stahlfaserbetons
 © Maurer SE



■ Vorgabe eines engen Zeitplans
© Maurer SE



■ Zwei Übergangskonstruktionen nach Einbau
© Maurer SE



■ Geräuschminderung an der Oberseite noch ohne letzte Asphaltlage
© Maurer SE

Auf dem einen dreispurigen Bauwerk wird ausgebaut und parallel werden die neuen Übergänge eingebaut, was per se exaktes Arbeiten bedingt. Auch die Logistik ist ausgeklügelt: Wenn an mehreren aufeinanderfolgenden Übergängen gearbeitet wird, müssen überall die notwendigen Fahrzeuge mit Materialien, Werkzeugen und Maschinen bereitstehen. Je nach Lage der Übergangskonstruktionen können an einem Wochenende 60–100 m, also drei bis fünf Übergänge,

eingebaut werden. Insgesamt produziert Maurer für die Maßnahme 580 m XC1-Reno und 280 m D1-Reno: einprofilige Übergänge mit einem Dehnweg von 100 bzw. 80 mm. Die XC1 verfügen zusätzlich über eine Geräuschminderung an der Oberseite. Reno-Übergänge sind speziell für die Niederlande zertifiziert und mit Ankerplatten (statt der üblichen Ankerschlaufen) ausgestattet. Diese Ankerplatten werden gebohrt, verklebt und mit Stahlfaserbeton vergossen, was

den Vorteil hat, dass in den vorhandenen Beton nicht eingegriffen werden muss. Der spezielle Stahlfaserbeton wird in Säcken geliefert und vor Ort mit Wasser zu einem verarbeitungsfähigen Mörtel vermischt. Insgesamt teilt sich die Sanierung der Fahrbahnübergänge auf acht Bauabschnitte von September 2025 bis Mai 2026 auf.

www.maurer.eu



Brücken bauen, Zukunft ebnen. Mit wirtschaftlichem System und Köpfchen.

PERI schafft Verbindungen. Der VARIOKIT Ingenieurbaukasten bringt Schwung in den Brückenbau. Kombiniert mit starken Services geben die Systemlösungen Antwort auf die drängendsten Herausforderungen bei Sanierung und Neubau.



Jetzt
informieren



Schalung Gerüst Engineering

www.peri.de

Erweitertes Leistungsspektrum bei CoreTechnologie

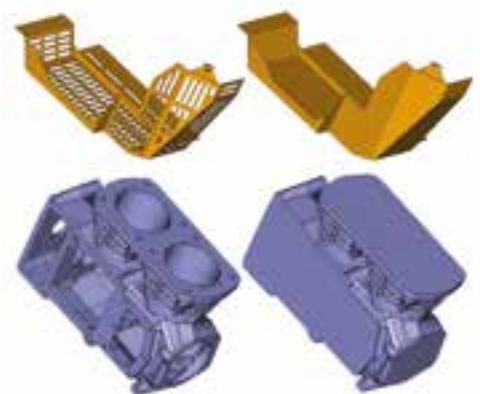
Datenaustausch-Bibliothek mit Hüllgeometrie-Funktionen

Der deutsch-französische Software-Hersteller CoreTechnologie hat seiner bewährten CAD-Schnittstellen-Bibliothek 3D_Kernel_IO eine neue intelligente Funktion zur Vereinfachung komplexer Modelle hinzugefügt und damit das Leistungsspektrum des Software Developer Kit (SDK) erweitert. Durch die Integration der 3D_Kernel_IO als Application Programming Interface (API) stehen nun 42 stets aktuelle CAD-Formate zum schnellen, präzisen und kosteneffizienten Lesen und Schreiben von CAD-Daten zur Verfügung. Die API unterstützt CAD-Formate wie Catia, Nx, Creo, Solidworks, Inventor, Step sowie Jt und ermöglicht das Lesen sowie das Herausschreiben der wichtigsten nativen CAD- und VR-Formate ohne eine Lizenz der involvierten CAD-Systeme.

Mit Hilfe des schnellen und präzisen Algorithmus zum automatischen Entfernen von Details wie Bohrungen und Taschen sowie zur Erzeugung leichter Hüllgeometrien lassen sich präzise und optimierte Modelle erstellen, die sich ideal für VR- und Simulations-Software eignen. Durch die neue Funktion der

3D_Kernel_IO API werden extrem leichte Modelle erzeugt, die durch ihre hohe Qualität alle Anforderungen eines High-End-Rendings erfüllen. Die CAD-Modelle werden hierbei in einem vollautomatischen Prozess vereinfacht, woraus geschlossene Volumenkörper resultieren. Die neue Simplifier-Funktion minimiert die Datengröße effizient und ohne die bekannten Nachteile des sogenannten Poly Crunching, bei dem die Form der Modelle stark verändert und die Darstellungsqualität deutlich verschlechtert wird. Die innovative Methodik zum Entfernen von Bohrungen, Taschen und Ausbrüchen sowie zur Erzeugung von Hüllgeometrien reduziert die Anzahl der Elemente um ca. 95 %.

Die leistungsstarken Schnittstellen dieser CAD-Bibliothek ermöglichen die zuverlässige Verarbeitung komplexer Baugruppenstrukturen und den direkten Zugriff auf alle Informationen der Konstruktionselemente sowie semantischer Power Management Interfaces und Metadaten und bringen damit die gesamte Expertise des führenden Spezialisten für CAD-Inter-



■ Komplexe CAD-Modelle vor und nach Vereinfachung
© CT CoreTechnologie GmbH

operabilität in jede Softwarelösung ein. Das Tool ist auf Windows-, Linux-, macOS- und ARM-Plattformen verfügbar. Die Abfragefunktionen sind für alle unterstützten CAD-Formate vereinheitlicht, wodurch sich die Technologie besonders schnell und unkompliziert in bestehende Anwendungen integrieren lässt.

www.coretechnologie.com

Effizientes Multiprojektmanagement dank ams.Solutions ERP-System für einheitliche Workflows

Die Henze-Harvestore GmbH aus Unna ist spezialisiert auf die Planung, Konstruktion und Montage von geschraubten Behältern aus beschichtetem und unbeschichtetem sowie emailliertem Stahl und Edelstahl. Aufgrund ihrer Verwendung in verschiedensten Einsatzfeldern weisen nahezu alle Produkte des Mittelständlers kundenindividuelle Eigenheiten auf. Zum Einsatz kommen die bis zu 15.000 m³ fassenden Behälter im kommunalen Abwasserbereich unter anderem für die Aufnahme von Abwasser, Schlamm und Sickerwasser, in der Landwirtschaft für die gasdichte Einlagerung von Getreide, Feuchtmais oder Gärfutter sowie im industriellen Bereich für die Speicherung von gasförmigen, flüssigen und festen Stoffen; zudem bauen die Westfalen bereits seit 1980 Behälter für Biogasanlagen.

Die bessere Beherrschung dieser großen Produktvielfalt, die bislang in allen Unternehmensbereichen enorme Kapazitäten bindet, war der Grund für die Auswahl der durchgängigen Multiprojektmanagement-Software ams.erp. Sie soll laut Geschäftsführer Benjamin Budde für höhere Effizienz sorgen, um bei gleicher Personalstärke den Umsatz steigern zu können. »Da wir in Zukunft mit einheitlichen Workflows arbeiten wollen, haben wir uns für ein ERP-System entschieden, das sowohl die einzelnen Behälter verwalten kann als auch in der Lage ist, größere Projekte gleicher Teile abzubilden«, so der Firmenchef.

Der Auswahlprozess wurde in kurzer Zeit durchlaufen – und die Liste der positiven Effekte, die sich Benjamin Budde und sein Team von der künftigen Software erhoffen, ist lang.

Die Projektabwicklung soll aufgrund der Verkürzung der Kommunikationswege nicht nur schneller, sondern wegen der in Echtzeit zur Verfügung stehenden Daten auch fehlerfreier vonstattengehen. Zudem möchte sich der Geschäftsführer jederzeit einen Überblick über den aktuellen Stand der Projektabwicklung und das Gesamtunternehmen verschaffen können.

In diesem Zusammenhang wird beispielsweise die stets mitlaufende Kalkulation von großem Nutzen sein. Sie gewährt Aufschluss darüber, inwieweit die tatsächliche Kostenentwicklung und die ursprüngliche Angebotskalkulation noch übereinstimmen. Neben Budget, Soll- und Ist-Daten können auch prognostizierte Abweichungen berücksichtigt werden, so dass eine schnelle Reaktion auf Fehlentwicklungen möglich wird.

www.ams-erp.com

Projekt der Technischen Universität Berlin

Neue Materialrezeptur für Gleistragplatten

Sie unterhalten sich über Mischungen, Mischungsverhältnisse und Zusatzstoffe und es klingt, als seien Lasse Hansen und Jonathan Gerstel in einer Küche und redeten über die Zutaten für ein neues Gericht. Aber die Ingenieure stehen im Technikum, einer riesigen Versuchshalle der Technischen Universität (TU) Berlin, an einer Spritzgussmaschine. Dort experimentieren sie mit recycelten Kunststoffabfällen, Quarzsand und Glasfaserresten von Rotorblättern ausrangierter Windräder. »Na ja«, so Lasse Hansen, wissenschaftlicher Mitarbeiter am Fachgebiet Bahnbetrieb und Infrastruktur der TU Berlin, »in gewisser Weise tüfteln wir schon an einem Rezept. Nur ist es ein Rezept für Gleistragplatten aus recycelten Kunststoffen.«

Diese Tragplatten, auf die die Bahngleise montiert werden, sollen die seit den 1970er-Jahren bei der Deutschen Bahn im Einsatz befindlichen Elemente aus Beton ersetzen. Ein Grund: Beton ist ein Klimakiller und schwer recycelbar. »Etwa 8 % des weltweiten CO₂-Ausstoßes gehen auf das Konto der Betonproduktion«, so Lasse Hansen. Dabei galten die Beton-Gleistragplatten einst als Lösung für ein Problem, das mit den Hochgeschwindigkeiten aufgetreten ist, denn den mit 330 km/h über die Gleise rasenden Zügen hält der Schotteroberbau nicht mehr dauerhaft stand. Messungen ergaben dann wiederum, dass Betonplatten lauter und durch eine höhere Steifigkeit reparaturanfälliger sind als der Schotteroberbau.

Um die Nachteile der festen Fahrbahn aus Beton zu beheben, entstand die Idee, den Beton durch ein leistungsfähiges Material aus recycelten »Zutaten« zu ersetzen, »zum Beispiel aus alten Rotorblättern von

Windkraftanlagen und aus Plastikverpackungen. Vor allem die nach ca. 25 Jahren an ihr Lebensende kommenden Rotorblätter werden bislang kaum nachhaltig wiederverwertet«, so Jonathan Gerstel, wissenschaftlicher Mitarbeiter am Fachgebiet Polymerwerkstoffe und -technologien.

Aus der Idee wurde das Projekt »Feste Fahrbahn (FF) aus recycelten Kunststoffen als innovativer Oberbau der Eisenbahninfrastruktur«, an dem auch die TU-Fachgebiete Strukturmechanik und Strukturberechnung, Schienenfahrzeuge, Technische Akustik sowie die Technische Universität Graz und zwei Industriepartner beteiligt sind.

Das Ziel der Wissenschaftler ist ambitioniert: Sie wollen einen Prototyp entwickeln, dessen Material, bestehend aus recycelten und neuen Anteilen, selbst wieder recyclebar sein soll und dabei alle sicherheitstechnischen Anforderungen erfüllt.

www.tu-berlin.de

Forschung an der Friedrich-Alexander-Universität Erlangen-Nürnberg

Kabelloses Laden während der Autobahnfahrt

Im Grunde handelt es sich um 1 km Zukunft auf Asphalt: Auf der A 6 bei Amberg ist die Bauphase abgeschlossen, jetzt beginnen die Tests. Das Projekt EmPower unter Leitung der Friedrich-Alexander-Universität Erlangen-Nürnberg (FAU) nimmt damit einen entscheidenden Schritt in Richtung elektrifizierte Mobilität, denn erstmals wird in Deutschland auf einer Autobahn untersucht, wie Elektrofahrzeuge während der Fahrt kabellos geladen werden können.

»Wir bringen mit EmPower Forschung buchstäblich auf die Straße«, sagt Prof. Dr. Florian Risch, Professor für Montagetechnologien elektrischer Energiespeicher am Lehrstuhl für Fertigungsautomatisierung und Produktionssystematik (FAPS) an der FAU. »Die Technologie hat das Potenzial, Reichweitenangst zu überwinden, gleichzeitig den Bedarf an Batterieimporten zu verringern und die regionale Wertschöpfung in der Elektromobilität zu stärken.«

Das Konsortium aus FAU, Electreon, VIA IMC, Risomat und der Technischen Hochschule Nürnberg Georg Simon Ohm sowie die am Projekt beteiligten Partner Seamless und Eurovia werden die Ergebnisse nutzen, um serienfähige Bau- und Installationsprozesse zu entwickeln.

Das kabellose System für E-Fahrzeuge basiert auf einer Lösung des Technologieunternehmens Electreon, das weltweit führend im Bereich induktiver Ladetechnologien ist. Im Straßenbelag eingelassene Spulen erzeugen ein Magnetfeld, sobald ein entsprechend ausgerüstetes Fahrzeug über sie fährt. Eine Gegenspule im Fahrzeug nimmt die Energie auf und leitet sie direkt in die Batterie weiter. Die Technologie für Integration und skalierbare Produktion der Spulen stammt von Seamless Energy Technologies aus Nürnberg. Das Unternehmen liefert die elektronische Einheit, welche unterhalb des Straßenbelags integriert wird und die präzise Energieübertragung zwischen Straße und Fahrzeug ermöglicht. Das System funktioniert dynamisch während der Fahrt ebenso wie statisch beim Parken.

Anders als bei Oberleitungslösungen bleibt die Technik unsichtbar und sicher in die Fahrbahn integriert. Die Spulen sind nur für autorisierte Fahrzeuge aktiv und entsprechen internationalen Sicherheitsstandards für magnetische Felder. Für alle anderen Verkehrsteilnehmenden bleibt die Straße passiv – ein normales Stück Autobahn.

Das System kann im Übrigen in Pkws, Lkws und Busse integriert werden, unabhängig von Fahrzeugtyp oder Hersteller. Über eine digitale Plattform wird der Energiefluss intelligent gesteuert, das heißt, Ladezeiten und -mengen werden bedarfsgerecht angepasst, um Lastspitzen zu vermeiden und die verfügbare Energie effizient zu nutzen. So unterstützt das System ein optimiertes Flottenmanagement und trägt zur Stabilität des Stromnetzes bei.

www.via-imc.com
www.fau.de

150 Jahre Maurer Prüfpresse zum Jubiläum

Maurer nimmt zum 150-jährigen Firmenjubiläum eine Prüfpresse mit über 300 t Kapazität im Stammwerk in München in Betrieb. Jetzt kann die Funktion zum Beispiel von Dämpfern und Shock-Transmittern schneller verifiziert werden.

Damit gehen auch nach 150 Jahren die Qualitätssicherung und die Entwicklung bei Maurer neue Wege: »Wir sind bekannt für Innovation und Präzision. Diese Prüfpresse bringt uns im Bereich Erdbebenschutz einen Entwicklungs-, Qualitäts-, Kosten- und Zeitvorteil«, so Geschäftsführer Holger Redecker.

Die neue Anlage ist eine Zug- und Druckprüfmaschine, mit der statisch und dynamisch Bauelemente in einem Stahlrahmen geprüft werden können. Sie zählt zu den leistungsstärksten in Europa, erzeugt Kräfte von ± 3.200 kN, kann Amplituden von ± 765 mm fahren und schafft Geschwindigkeiten bis 3.000 mm/s.

Diese Prüfpresse mit hoher hydraulischer Förderleistung und feiner Druckregelung ermöglicht genaue Messungen für anspruchsvolle Prozesse. Sie hat einen massiven Versuchsrahmen, der als starre Stahlstruktur enorme Kräfte bis 600 t und die großen Bewegungen während der Komponententests aufnimmt. Das Gegenstück ist die Aktuatorik, die praxisnahe Belastungsszenarien unter realitätsadäquaten Bedingungen wie Erdbeben, Wind usw. durchlaufen kann.

Damit ist Maurer in der Lage, viele seiner Produkte zu testen, insbesondere Dämpfer, Shock-Transmitter und wegabhängige Verbindungselemente, zudem klassische Bauteile und Werkstoffe. Die Prüflingsgröße reicht bis zu 10 m Länge, 1.200 mm Breite und 1.000 mm Höhe. Insgesamt, und zwar inklusive Schutzzaun, Druckflaschen, Bedienstation und Bildschirm, beansprucht die Anlage ein Areal von 30 m \times 10 m. Und das ist noch nicht das Ende: Der modulare Aufbau erlaubt künftige Erweiterungen bis 600 kN Prüfkraft und bietet auch die Möglichkeit, Lager und Isolatoren zu testen.



Hysteresedämpfer für das Natalia Sats Theater in Almaty
© Maurer SE



Prüfanlage im Stammwerk in München
© Maurer SE

Dass Maurer nun im Rahmen von Aufträgen komplexe Tests selbst durchführt und nicht externe Institute benötigt, verkürzt Produktionszeiten um bis zu drei Wochen. Zudem werden die Schnittstellen zu externen Prüflaboren reduziert, Reisezeiten bzw. -kosten sowie Verpackungsmaterial und Transporte entfallen – ein echter Wettbewerbsvorteil.

Ein weiterer Vorteil ist, dass neue Komponenten oder Funktionen bestehender Bauteile besser und sehr spontan ausprobiert werden können: »In die Prüfpresse können wir erstmals reale Beschleunigungsdaten aus Erdbeben oder Windlastfällen, sogenannte Akzelerogramme, in die Maschinenregelung einspeisen«, so Redecker. »Das ist ein großer Fortschritt

für unsere Entwicklungs- und Prüfprozesse, um näher an der Realität zu sein und genau zu wissen, wie unsere Komponenten unter realen Szenarien reagieren.« Hier verspricht sich das 150 Jahre »alte« Unternehmen einen Innovationsschub, vor allem mit Blick auf bessere, genauere und neue Funktionen bei vielen Bestandsprodukten. Viele Maurer-Anwendungen bewegen sich in physikalisch-technischen Nischen und an der Grenze des technisch Umsetzbaren. Zum Beispiel lassen sich extreme Erdbeben-Belastungen nicht einfach aus anderen Bereichen ableiten. Mit der neuen Prüfpresse können die Maurer-Entwickler Theorien validieren und verstehen besser, was die Produkte leisten müssen und wo die Leistungsgrenzen inklusive Sicherheiten liegen. Es werden beispielsweise spezifische Kraft-Weg- oder Kraft-Geschwindigkeit-Diagramme erstellt, die dann mit den Projektanforderungen und einschlägigen Normen abgeglichen werden. Hieraus lassen sich neue Erkenntnisse für Modifikationen an der Hardware von Dämpfern, Lagern und Dehnfugen ermitteln: Informationen, die über die Maurer-Entwicklungsabteilung direkt in Neuerungen einfließen.

Als Musterbeispiel können die ersten und erfolgreichen Tests mit Hysterese-dämpfern für das Natalia Sats Theater in Almaty gelten. Das Theater musste wegen der neu eingeführten höheren Erdbebenbelastungen in Kasachstan mit 40 zusätzlichen Erdbebedämpfern für bis zu 2.400 kN Antwortkraft ausgestattet werden.



■ Leistungsstarkes Hydraulikaggregat als »Herzstück«
© Maurer SE

Die Konzeption der neuen Presse startete 2023. Verantwortlich für den gesamten Prozess war ein vierköpfiges Expertenteam von Maurer Engineering und Florian Obholzer Engineering. Die Bestellung der Komponenten erfolgte 2024, im Juni 2025 wurde die Presse in Betrieb genommen

und ist nun, im Jubiläumsjahr, ein Symbol für 150 Jahre erfolgreiche interne Teamarbeit: die Summe aus technologischer Stärke, Eigenständigkeit und Vertrauen in die eigenen Fähigkeiten.

www.maurer.eu



■ Hydraulikaktuator zur Steuerung der Prüfpresse
© Maurer SE



■ Ventilstation und massiver Ventilblock
© Maurer SE

Betriebsgenehmigung für Max Bögl Magnetschwebbahnstrecken in Deutschland

Die TSB Betriebs GmbH, ein Unternehmen der Firmengruppe Max Bögl, hat vom Eisenbahn-Bundesamt (EBA) in Bonn die offizielle Genehmigung zum Betrieb von öffentlichen Magnetschwebbahnstrecken gemäß § 5 des Allgemeinen Magnetschwebbahngesetzes (AMbG) erhalten. Die Genehmigung konnte erteilt werden, da Max Bögl mit dem Transport System Bögl (TSB) jahrelange Erfahrung im Betrieb und dank der Teststrecke im chinesischen Chengdu auch Erfahrungen in der Projektrealisierung und im Betrieb eines Magnetbahnsystems im Ausland vorweisen kann.

Mit dem TSB bietet die Firmengruppe eine moderne, emissionsfreie und automatisierte Nahverkehrslösung, die insbesondere für urbane und regionale Anwendungen konzipiert ist. Aktuell wird der Einsatz dieses Systems in mehreren deutschen Städten wie Nürnberg, Hamburg oder für die Anbindung von Herrenberg nach Nagold untersucht. Die Genehmigung durch das EBA ist eine Grundvoraussetzung für den Betrieb von Magnetschwebbahnen im öffentlichen Verkehr. »Diese Genehmigung ist ein Meilenstein für unser Unternehmen und ein bedeutender Schritt für die Umsetzung der Verkehrswende mit innovativen Verkehrslösungen«, so Stefan Bögl.

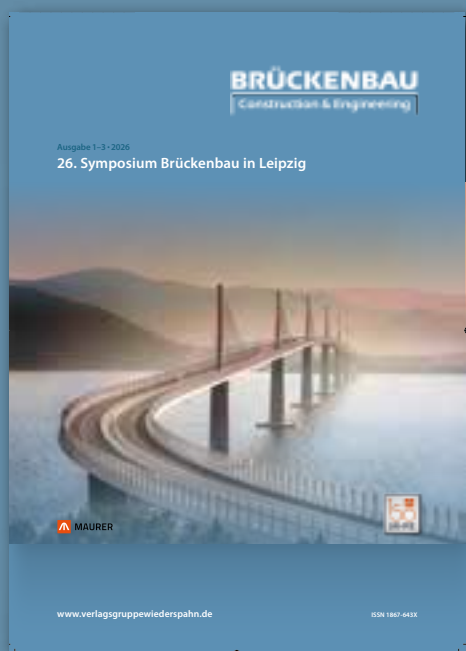


EBA-Präsident Stefan Dernbach (rechts) und Stefan Bögl
© Firmengruppe Max Bögl

Die Übergabe der Genehmigung an Stefan Bögl, Vorstandsvorsitzender der Firmengruppe Max Bögl, und Dr. Bert Zamzow, Geschäftsführer der TSB Betriebs GmbH, erfolgte durch Stefan Dernbach, Präsident des Eisenbahn-Bundesamts. Max Bögl bietet das TSB auf Wunsch als schlüsselfertige Komplettlösung an und kann nun auch als Betreiber kommerzieller Magnetbahnstrecken fungieren. Damit sind nun die Voraussetzungen für die Planung, den Bau und den Betrieb einer

ersten Anwendungsstrecke in Deutschland geschaffen. Durch den integrierten Gesamtsystemansatz kann das Planrechtsverfahren nach dem Magnetschwebbahnplanungsgesetz (MBPIG) effizient durchgeführt und die Infrastruktur mit modularen Fahrwegträgern in kürzester Zeit gebaut werden.

www.transportsystemboegl.com
www.max-boegl.de



Wo werben?

BRÜCKENBAU
Construction & Engineering



Informieren Sie sich unter:
www.verlagsgruppewiederspahn.de
Dort finden Sie die Mediadata.

Auslobung durch Bundesministerium und Kammer Deutscher Ingenieurbaupreis 2026

Das Bundesministerium für Wohnen, Stadtentwicklung und Bauwesen und die Bundesingenieurkammer loben gemeinsam den Deutschen Ingenieurbaupreis 2026 aus, die Verfahrensdurchführung obliegt dem Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung.

Dieser Staatspreis würdigt alle zwei Jahre herausragende Ingenieurleistungen und macht deren Bedeutung für Baukultur, Nachhaltigkeit und gesellschaftliche Entwicklung sichtbar. Bewerbungen sind bis zum 6. März 2026 möglich, in Summe werden Preisgelder in Höhe von 60.000 € vergeben.

Ausgezeichnet werden beispielhafte Ingenieurbauwerke und Ingenieurleistungen, die konstruktiv überzeugen, innovative Lösungsansätze bieten und einen Beitrag zu Energieeffizienz, Ressourcenschonung und zukunftsfähigem Bauen leisten. Teilnahmeberechtigt sind Ingenieurinnen und Ingenieure gemeinsam mit ihrer Bauherrschaft. Eingereicht werden können Projekte aus dem konstruktiven oder funktionellen Ingenieurbau, die zwischen dem 1. Januar 2023 und dem 9. Januar 2026 fertiggestellt wurden.



■ Skulptur als (sichtbare) Anerkennung
© Studio Lapatsch Unger

Eine Fachjury entscheidet über die Verleihung des Staatspreises sowie des Nachwuchspreises und der Auszeichnungen. Sie wählt nach den Kriterien »Konstruktion«, »Innovation«, »Gestaltung«, »Nachhaltigkeit« und »Ressourceneffizienz« aus. Neu im Jahr 2026: Der 2024 eingeführte Nachwuchspreis richtet sich ab sofort nicht nur an junge Büroinhaberinnen und Büroinhaber, sondern auch

an die Projektleitungen des eingereichten Projekts – in diesem Jahr der Jahrgänge 1981 oder jünger. Damit wird das Engagement junger Ingenieurinnen und Ingenieure besonders hervorgehoben und deren Innovationskraft sichtbar gemacht.

www.bbr.bund.de
www.bmwsb.bund.de
www.bingk.de

BRÜCKENBAU Construction & Engineering

... ist diejenige Baufachzeitschrift der VERLAGSGRUPPE WIEDERSPAHN, die sich dem Brückenbau widmet.

Dessen gesamtes Spektrum thematisierend, erscheint sie seit 2009 viermal pro Jahr und erreicht national und international bei einer Auflage von 3.500 Exemplaren weit mehr als 5.000 Planer sowohl in den Bauverwaltungen als auch in Baufirmen, Ingenieurbüros und an Hochschulen.

Im Verbund mit der Online-Version, die stets als komplettes Heft verfügbar ist, wird dieser Fachtitel somit je Ausgabe von mindestens 10.000 Verantwortlichen und Entscheidern gelesen.

Lassen Sie sich überzeugen von einer Publikation, die als einzige im deutschsprachigen Raum den Brückenbau in all seinen Facetten beleuchtet – und als Tagungsband zudem die jährlich stattfindenden Symposien »Brückenbau« begleitet.

Sicher wird auch Ihre Zielgruppe damit von uns erreicht.

VERLAGSGRUPPE
WIEDERSPAHN
mit MixedMedia Konzepts

BAUNTERNEHMEN



ADING Bau GmbH
Zamenhofstraße 15
D-42109 Wuppertal
Tel.: +49 (0) 202 42 92 44-0
Fax: +49 (0) 202 42 92 44-29
www.ading.de

BAUWERKSÜBERWACHUNG UND ERDBEBENSCHUTZ



mageba gmbh
Im Rinschenrott 3a
37079 Göttingen
info.de@mageba-group.com

BEHELFSBRÜCKEN



Locapal-Deutschland
Leader für temporäre Bauwerke
Martin Seiser
T. 07191970754
M. 01743164129
www.locapal.fr
mseiser@locapal.fr
Industriestr. 28/2
D-71573 Almersbach

BRÜCKENAUSRÜSTUNGEN



Maurer SE
Frankfurter Ring 193
D-80807 München
Tel.: +498932394-0
Fax: +498932394-329
www.maurer.eu

BRÜCKENBAU



Maurer SE
Frankfurter Ring 193
D-80807 München
Tel.: +498932394-0
Fax: +498932394-329
www.maurer.eu

BRÜCKENENTWÄSSERUNG



Bridge Drainage
Business Park Stein 108
6181 MA Elsloo LB
The Netherlands
Tel: +0031 046 207 70 08
E-Mail: info@bridge-drainage.com
www.bridge-drainage.com

BRÜCKENLAGER



BT Bautechnik GmbH
Lemsahler Weg 23
D-22851 Norderstedt
Tel.: 0 40/52 98 33 90
Fax: 0 40/52 98 33 94
info@bt-bautechnik-gmbh.de
www.bt-bautechnik-gmbh.de

BRÜCKENLAGER UND FAHRBAHNÜBERGÄNGE



mageba gmbh
Im Rinschenrott 3a
37079 Göttingen
info.de@mageba-group.com

BRÜCKENSANIERUNG

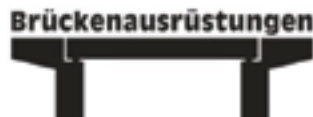


BT Bautechnik GmbH
Lemsahler Weg 23
D-22851 Norderstedt
Tel.: 0 40/52 98 33 90
Fax: 0 40/52 98 33 94
info@bt-bautechnik-gmbh.de
www.bt-bautechnik-gmbh.de



mageba gmbh
Im Rinschenrott 3a
37079 Göttingen
info.de@mageba-group.com

FAHRBAHNÜBERGÄNGE



Jannasch GmbH + Co. KG
Albstraße 15
73765 Neuhausen
Tel.: 07158/9060-0
Fax: 07158/9060-26



Maurer SE
Frankfurter Ring 193
D-80807 München
Tel.: +498932394-0
Fax: +498932394-329
www.maurer.eu

LÄRMSCHUTZWÄNDE



R. Kohlhauser GmbH
Draisstr. 2
76571 Gaggenau
Tel.: 0 72 25/97 57-0
Fax: 0 72 25/97 57-26
E-Mail: info@kohlhauser.com
www.kohlhauser.com

NICHTROSTENDE BEWEHRUNG



Steeltec AG
Emmenweidstrasse 90
CH-6020 Emmenbrücke
Tel.: +41 41 209 5151
E-Mail: bauprodukte@steeltec-group.com
www.steelforconstruction.com
www.steeltec-group.com

PROJEKTRAUM FÜR DMS, PLAN- UND NACHTRAGSMANAGEMENT



EPLASS project collaboration GmbH
Schweinfurter Str. 11
97080 Würzburg
Tel.: 09 31/3 55 03-0
Fax: 09 31/3 55 03-7 00
E-Mail: contact@eplass.de
www.eplass.de

SCHALUNGSTRÄGER



S&K Holzbau GmbH
Grenzstraße 2
D-03130 Sellessen
Tel.: +49/174/930 35 45
t.koppenberg@sk-holzbau.net
www.sk-holzbau.net

SCHWINGUNGSTILGER



Spezialist für Schwingungstilger
für Brücken / Decken / Bühnen
KTI Schwingungstechnik GmbH
Tel.: 02104-8025 75
Fax: 02104-8025 77
info@kti-trautmann.com
www.kti-trautmann.com

VERANSTALTUNGEN



FLUGHAFENBAU
NATIONAL + INTERNATIONAL
BAU VON SPORTSTÄTTEN + STADIEN
BRÜCKENBAU
BAU VON PARK- + RASTANLAGEN

Biebricher Allee 11 B
D-65187 Wiesbaden
Tel.: 0611/84 65 15
Fax: 0611/80 12 52
kontakt@verlagsgruppewiederspahn.de
www.verlagsgruppewiederspahn.de



EXKURSIONEN UND TOUREN
PLANUNG UND MODERATION
VON FIRMENEVENTS

Biebricher Allee 11 B
D-65187 Wiesbaden
Tel.: 0611/84 65 15
Fax: 0611/80 12 52
kontakt@verlagsgruppewiederspahn.de
www.verlagsgruppewiederspahn.de

VOGELABWEHR UND PROFESSIONELLE BRÜCKENREINIGUNG

in ganz Deutschland



Taubenabwehrsysteme und
Taubenkotbeseitigung nach
Biostoffverordnung BGI 892



toppp Unternehmensgruppe
Moosbergstraße 26
66773 Schwalbach
Tel.: 0 68 31-7 69 37 80
Fax: 0 68 31-7 69 37 86
info@toppp.de
www.toppp.de

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

BRANCHENREGISTER IM BRÜCKENBAU – AUF DIESEN SEITEN KÖNNTE AUCH IHR EINTRAG STEHEN

Ein Bestellformular mit weiteren Informationen finden Sie unter www.zeitschrift-brueckenbau.de.

Für Fragen und weitere Informationen steht Ihnen gerne Frau Leitner zur Verfügung.

Mail: office@verlagsgruppewiederspahn.de
oder Tel.: 06 11/84 65 15

BRÜCKENBAU

ISSN 1867-643X

18. Jahrgang

Ausgabe 1–3 · 2026

www.zeitschrift-brueckenbau.de

Herausgeber und Chefredakteur

Dipl.-Ing. Michael Wiederspahn

mwiederspahn@verlagsgruppewiederspahn.de

Verlag

VERLAGSGRUPPE
WIEDERSPAHN
mit MinedMedia Konzept

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 16. Oktober 2025.

Satz und Layout

Christina Neuner

Bild Titel und Inhaltsverzeichnis

Pelješac-Brücke in Kroatien

© Maurer SE

Druck

Görres-Druckerei und Verlag GmbH & Co. KG

Niederbieberer Straße 124, 56567 Neuwied

Erscheinungsweise und Bezugspreise

Einzelheft: 16 Euro

Doppelheft: 32 Euro

Dreifachheft: 48 Euro

Abonnement: Inland (6 Ausgaben) 96 Euro

Ausland (6 Ausgaben) 112 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

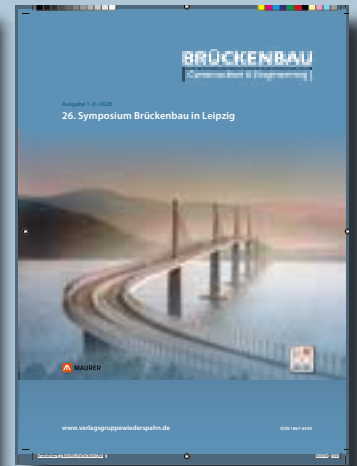
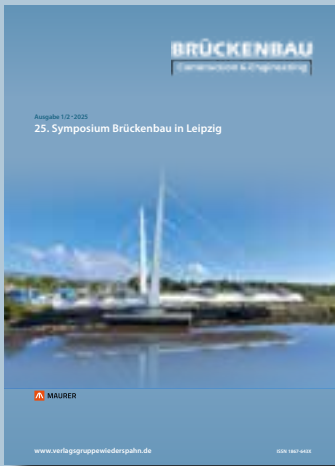
Die Zeitschrift und alle in ihr enthaltenen Beiträge und Abbildungen sind urheberrechtlich geschützt.

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 1–3 · 2026 enthält eine Beilage der IDS Group, Maeisloo, Niederlande.



BRÜCKENBAU

Construction & Engineering

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

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

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

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

Ja, ich nehme das Angebot an und bestelle ein Abonnement: sechs Ausgaben der Zeitschrift BRÜCKENBAU zum Preis von € 96,00 inkl. Porto und MwSt.

Firma/Büro

Name/Vorname

Straße/Hausnummer

Postleitzahl/Stadt

E-Mail/Telefon

Datum

Unterschrift

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

ISSN 1867-643X

VERLAGSGRUPPE
WIEDERSPAHN
mit MixedMedia Konzepten

Puente Pumariego, Kolumbien

Designed to resist. Bauwerkslager made in Germany.

LANGLEBIG. VIELSEITIG. WIRTSCHAFTLICH.

MAURER Bauwerkslager sorgen für die sichere und effiziente Übertragung vertikaler Lasten und – je nach Bedarf – auch von Horizontalkräften sowie Verdrehungen. Wir verbinden Stabilität mit Flexibilität und tragen so maßgeblich zur Langlebigkeit moderner Bauwerke bei.



BAUWERKSLAGER



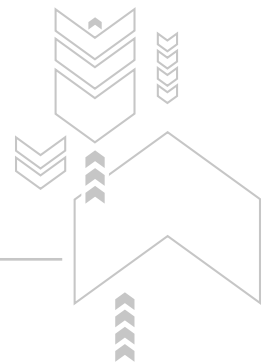
KALOTTENLAGER



ELASTOMERLAGER



MONITORING



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

1876 **150** Jahre *forces in motion*
2026