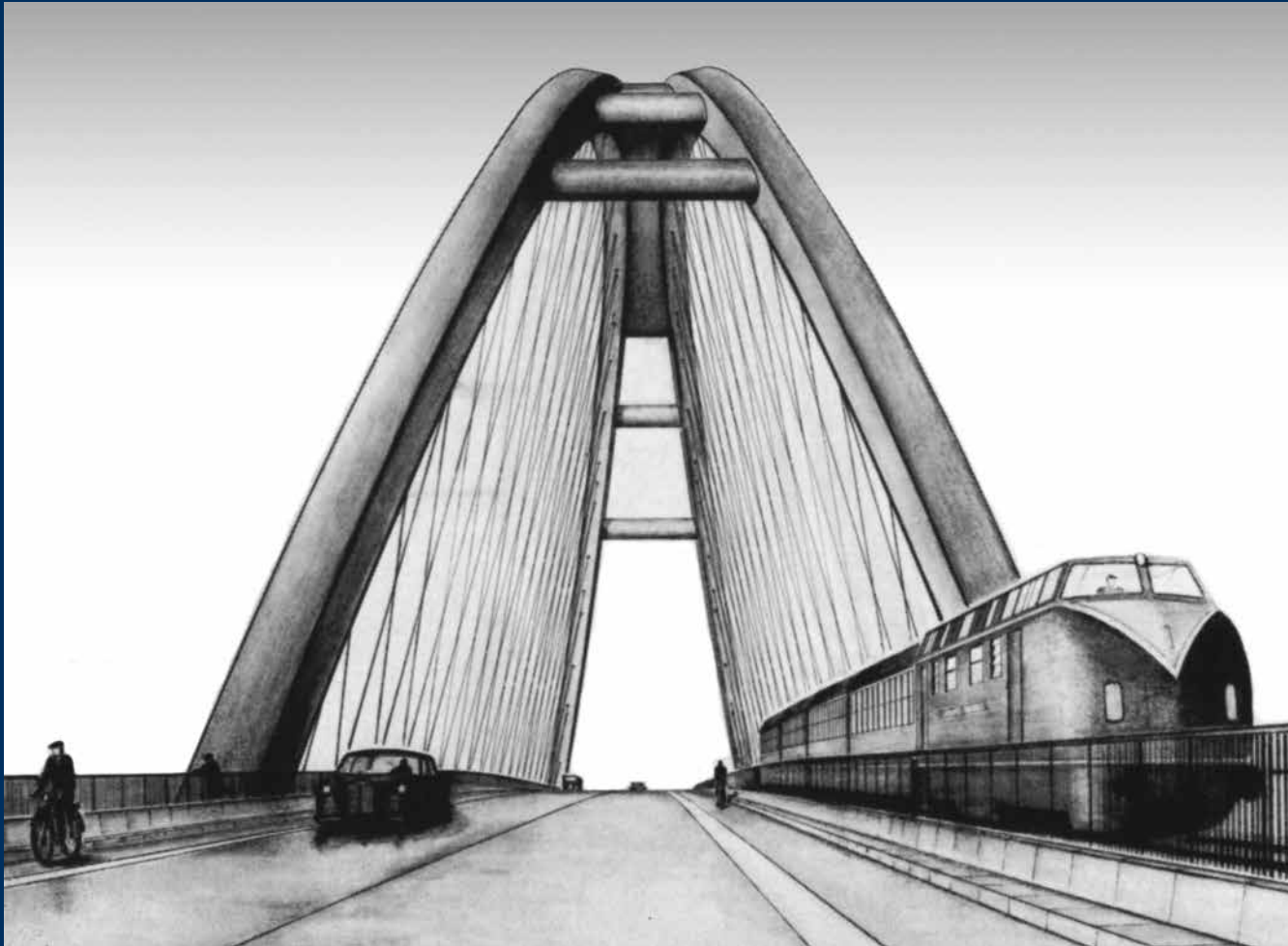




**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

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



30. DRESDNER BRÜCKENBAUSYMPOSIUM

**PLANUNG, BAUAUSFÜHRUNG, INSTANDSETZUNG
UND ERTÜCHTIGUNG VON BRÜCKEN**

9./10. MÄRZ 2020

© 2020 Technische Universität Dresden

Alle Rechte vorbehalten.

Nachdruck, auch auszugsweise, nur mit schriftlicher Genehmigung des Herausgebers.

Die Wiedergabe von Warenbezeichnungen, Handelsnamen oder sonstigen Kennzeichnungen in diesem Buch berechtigt nicht zu der Annahme, dass diese von jedermann frei benutzt werden dürfen. Vielmehr kann es sich auch dann um eingetragene Warenzeichen oder sonstige gesetzlich geschützte Kennzeichen handeln, wenn sie als solche nicht eigens markiert sind.

Herausgeber: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach
Technische Universität Dresden
Institut für Massivbau
01062 Dresden

Redaktion: Silke Scheerer, Angela Heller

Layout: Ulrich van Stipriaan

Anzeigen: Harald Michler

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

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

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



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

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

Tagungsband

30. Dresdner Brückenbausymposium

Institut für Massivbau

Freunde des Bauingenieurwesens e.V.

TUDIAS GmbH

9. und 10. März 2020

Inhalt

Grußwort des Rektors	9
<i>Prof. Dr.-Ing. habil. DEng/Auckland Hans Müller-Steinhagen</i>	
Entwicklung des Instituts für Massivbau – Lehre und Forschung im Brückenbau an der TU Dresden	13
<i>Dipl.-Ing. Oliver Steinbock, Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach</i>	
Die neue Erhaltungsstrategie des Bundes – Planung und Bau von Brücken auf den Hauptverkehrsrouten	27
<i>MR Prof. Dr.-Ing. Gero Marzahn</i>	
Brücken aus bewehrtem UHPC (Stahl-UHFB)	33
<i>Prof. Dr. Eugen Brühwiler, dipl. Ing. ETH/SIA, IABSE</i>	
Nutzung von Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) im ASTRA – Rückblicke und Perspektiven	47
<i>Stéphane Cuennet, Guido Biaggio</i>	
Neufassung der Nachrechnungsrichtlinie für Massivbrücken	57
<i>Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger, Viviane Adam M.Sc., Dr.-Ing. Frederik Teworte, Dr.-Ing. Naceur Kerkeni</i>	
Historische Eisenbahnbrücken – Denkmale im Netz	71
<i>Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx, Dipl.-Ing. Markus Köppel, Dipl.-Ing. Jens Müller</i>	
85 Jahre Autobahnbrückenbau – 30 Jahre Dresdner Brückenbausymposium	83
<i>Dipl.-Ing. Werner Buhl</i>	
Gerd Lohmer (1909–1981) Der Brückenarchitekt der Nachkriegszeit	101
<i>Prof. Cengiz Dicleli</i>	
Ersatzneubau der Rheinbrücke Leverkusen – Gesamtplanung des 8-streifigen Ausbaus der A1 zwischen Köln und Leverkusen	123
<i>Dipl.-Ing. (FH) Nicole Ritterbusch, Dr. sc. techn. Hans Grassl, Dominic Reyer, M.Sc.</i>	
Ein neuer Schritt im Großbrückenbau: Querverschub einer Verbundbrücke mit Pfeilern und Gründung bei der Talbrücke Rinsdorf im Zuge der A 45	139
<i>Dipl.-Ing. Roger Istel, Dipl.-Ing. Ralf Schubart</i>	
S-Bahn-Querung im neuen Stuttgarter Tiefbahnhof S21 – erstmaliger Einsatz von interner verbundloser Vorspannung bei der DB AG	149
<i>Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser, Dipl.-Ing. Angelika Schmid, Prof. Dr.-Ing. Christian Sodeikat</i>	
Reduzierte Bauzeit bei Ersatzneubauten von Straßenbrücken durch Carbonbeton	165
<i>Dr.-Ing. Sergej Rempel, Dipl.-Ing. (FH) Eugen Kanschin</i>	
Robust, wirtschaftlich und schön – der Entwurf von integralen Brücken	177
<i>Dipl.-Ing. Andreas Keil</i>	
Neubau der Busbrücke über den Bahnhof in Zwolle	191
<i>Dr.-Ing. Gerhard Setzpfandt, Tristan Wolvekamp MSc, Dipl.-Des. Marion Kresken</i>	
Katastrophen vermeiden: Brückenmonitoring mit einem Netzwerk leistungsstarker dreiachsiger MEMS-Beschleunigungssensoren	207
<i>Dipl.-Ing. Ulrich Dähne</i>	
Brückenvielfalt in Süddeutschland und den Alpen – Bericht zur Brückenexkursion 2019	213
<i>Dipl.-Ing. Oliver Steinbock, Dipl.-Ing. Philipp Riegelmann</i>	
Chronik des Brückenbaus	227
<i>Zusammengestellt von Dipl.-Ing. (FH) Sabine Wellner</i>	

Neubau der Busbrücke über den Bahnhof in Zwolle

Dr.-Ing. Gerhard Setzpfandt¹, Tristan Wolvekamp MSc², Dipl.-Des. Marion Kresken³

1 Einleitung

Das Gebiet rund um den Bahnhof in Zwolle wird zwischen 2017 und 2025 gründlich transformiert. Das gesamte Areal wird dabei zu einem grünen Campus mit Raum zum Arbeiten und zur Erholung umgestaltet. An beiden Seiten der Gleise entstehen Grünflächen, welche eine direkte Verbindung mit der offenen Flusslandschaft der IJssel und der Innenstadt ermöglichen. Einer der ersten Eingriffe zur Umgestaltung ist die Verlegung des Busbahnhofs.

Um die verkehrsreiche Nordseite des Gebietes zu entlasten, wurde auf der Südseite des Bahnhofs ein neuer Busbahnhof gebaut. Die Busbrücke wiederum verknüpft den neuen Busbahnhof mit der Innenstadt und dem nördlichen Teil der Stadt (Bild 1).

Ende 2016 gewinnt BAM infra mit dem Entwurf von ipv Delft, BAM infraconsult Gouda und SETZPFANDT Beratende Ingenieure Weimar den Wettbewerb für die Planung und Realisation der Brücke. In der Ausschreibung ist die S-förmige Trasse zum Großteil durch die Lage der Gleise, die verkehrstechnischen Anforderungen und die umringende Bebauung schon festgelegt. Vom Entwurf wurde erwartet, dass die Brücke eine fließende Linie mit optimaler Aussicht auf die Umgebung bildet. Der Entwurf überzeugt die Jury, die Formgebung von ipv Delft ist dabei entscheidend. Besonders die Idee, eine „Stadtpark-Brücke“ verwirklichen zu wollen, wird geschätzt. Das Konzept der „Stadtpark-Brücke“ beruht auf dem Gedanken, eine freundliche, natürliche und städtische Verbindung zu schaffen, passend zur Stadt Zwolle. Neben der angenehmen Ausstrahlung unterscheidet sie sich durch die große Überspannung und die geringe Zahl der Stützen von konventionellen Lösungen. Denn was normalerweise ein Koloss hätte werden können, ähnelt hier einer ranken Girlande, die federleicht auf nur vier Stützen ruht (Bild 2).



Bild 1 Draufsicht Endzustand der Busbrücke über den Bahnhof in Zwolle

Foto: Setzpfandt Beratende Ingenieure

Sowohl die Busbrücke als auch der Busbahnhof wurden am 9. Februar 2019 festlich eröffnet, die Baukosten der Brücke beliefen sich auf 14 Mio. €.

Der Fokus dieses Beitrages liegt auf der Planung und Ausführung des gekrümmten Stahlüberbaus in Brückenmitte. Die Ausführung der Stahlkonstruktion erfolgte durch Victor Buyck Steel Construction aus Eeklo in Belgien. Auftraggeber der Brücke war das für die niederländische Eisenbahninfrastruktur zuständige Unternehmen ProRail. Weiterführende Informationen können [1]–[4] entnommen werden.

¹ SETZPFANDT Beratende Ingenieure GmbH & Co. KG, Weimar

² BAM Infraconsult bv, SC Gouda (Niederlande)

³ ipv Delft – creative engineers, Delft, Niederlande



Bild 2 Untersicht der Brückenmitte aus Richtung Süden

Foto: Setzpfandt Beratende Ingenieure

2 Grundgeometrie Überbau – Grundriss

Maßgebend für die Grundgeometrie der Brücke und damit des Überbaus waren die vom Auftraggeber vorgegebenen Randbedingungen bezüglich der nutzbaren Grundstücksflächen für die Rampen und die Stützen sowie die beabsichtigte Formgebung.

Sowohl die nordwestliche Rampe als auch die südöstliche Rampe verlaufen annähernd parallel zu den Bahnanlagen. Die geforderte stützenfreie Querung der Gleisanlagen zwischen den Rampen erfolgt daher mit einem in der Überbauachse 82,132 m langen und im Grundriss S-förmig gekrümmten mittleren Brückenfeld (Bild 3). Der Radius der beiden gegenläufigen Krümmungen in diesem Feld beträgt jeweils 50,00 m. Dieser Radius ergab sich aus der Fahrgeometrie der auf der Brücke verkehrenden Busse.

Im Zuge der Optimierung des Entwurfes wurden die Stützen an den Enden des Mittelfeldes (Stützen in den Achsen 3 und 4) so verschoben, dass dieses Feld und die beiden Stützen zentralsymmetrisch zum Punkt des Krümmungswechsels in Feldmitte sind. Dabei wurden die Stützen unter Einhaltung der vorgegebenen Baugeldgrenzen soweit wie möglich an die

Bahnanlagen herangeschoben. Im Vergleich zur oben genannten Stützweite in der Überbauachse beträgt der geradlinige Abstand der Lagerpunkte des Mittelfeldes 80,228 m. Durch die zentralsymmetrische Grundrissform ergaben sich deutlich günstigere Schnittgrößen im Mittelfeld gegenüber ebenfalls untersuchten unsymmetrischen Varianten und eine Vereinfachung von Konstruktion und Herstellung.

Die Radien aus dem Mittelfeld werden in den anschließenden Feldern unterschiedlich weit bis zum Anschluss der Rampen weitergeführt. Die Rampe auf der Nordwestseite besitzt im Brückenbereich einen Radius von 475 m, die Rampe auf der Südostseite einen Radius von 420 m. Im Rampenbereich konnte der Überbau nicht mehr zentralsymmetrisch angeordnet werden, da sonst die Widerlager und die anschließenden Böschungen über die vorgegebenen Baufeldgrenzen hinausgegangen wären. Die Anschlusspunkte der Rampen an den neuen Busbahnhof und an die Nieuwe Veerallee/Willemskade waren durch den Auftraggeber fest vorgegeben.

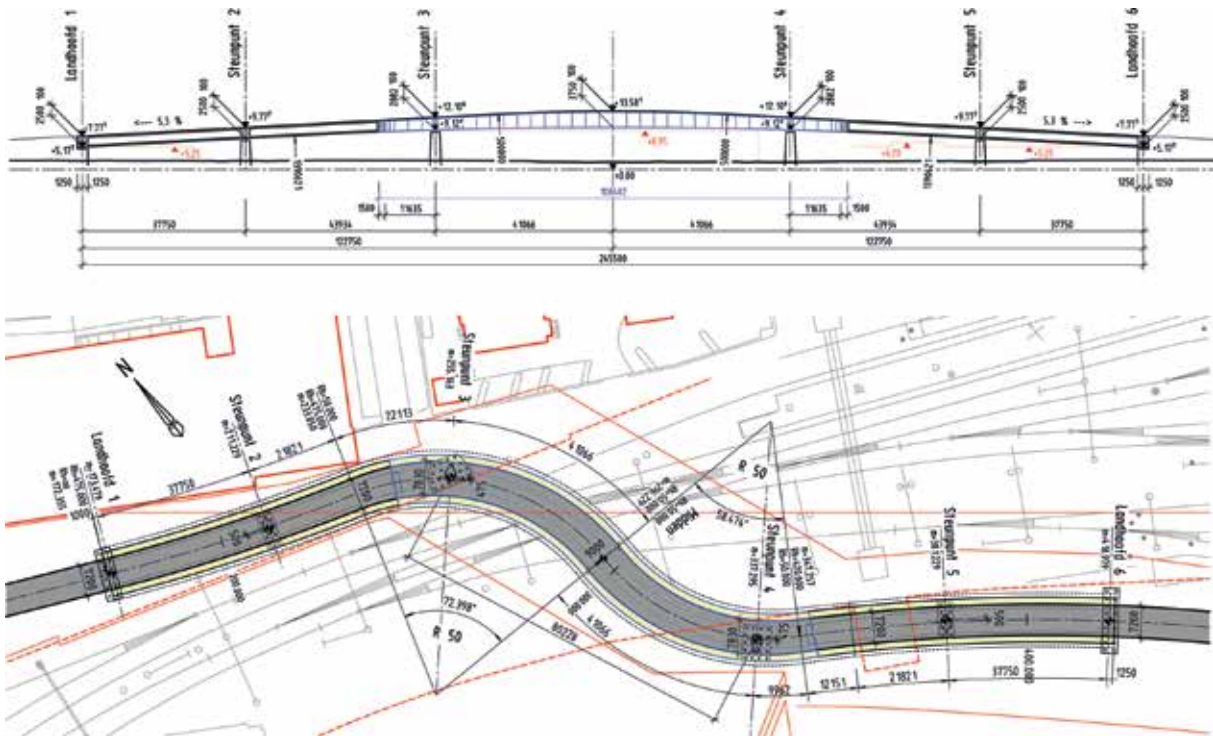


Bild 3 Draufsicht und Längsschnitt

Foto: Setzpfandt Beratende Ingenieure

2.1 Grundgeometrie Überbau - Längsschnitt

Im Längsschnitt ist die Konstruktion symmetrisch zum Punkt des Krümmungswechsels im Mittelfeld. Das Längsgefälle beider Rampen beträgt 5,3 %. Die Ausrundung der Kuppe im Mittelfeld erfolgt mit einem Radius von 500 m. Die Konstruktionsunterkante wurde in Brückenmitte mit einem Radius von 1.390,621 m ausgerundet. Diese Ausrundung beginnt bereits im Rampenbereich zwischen den Stützen in den Achsen 2 und 3 beziehungsweise 4 und 5.

Durch die längere Ausrundung der Konstruktionsunterkante wird die am Beginn der Rampen gleichbleibende Bauhöhe von 2,60 m an den Achsen 3 und 4 auf 2,982 m vergrößert. In Feldmitte des Mittelfeldes ergibt sich dadurch eine Bauhöhe von 3,85 m. Die Vergrößerung der Bauhöhe im Mittelfeld ist statisch sinnvoll, war aber auch eine Forderung des Architekten, welcher aus gestalterischen Gründen die Zunahme der Überbauhöhe in Richtung Brückenmitte mit einer abnehmenden Breite des tragenden Hohlkastens kombinieren wollte.

Die Gesamtlänge des Überbaus von 245,50 m zwischen den Widerlagerachsen 1 und 6 ergab sich aus der Randbedingung, dass an den Widerlagern die Bauwerksunterkante nicht tiefer als 5,25 m über NAP liegen durfte. Für die Lage der Stützen in den Achsen 2 und 5 gab es keine

einschränkende Randbedingungen, sie wurden nach den statischen Erfordernissen angeordnet. Die Einzelstützweiten betragen 37,75 / 43,934 / 82,132 / 43,934 / 37,75 m.

2.2 Grundgeometrie Überbau - Fahrbahnquerschnitt und Verkleidung

Die Fahrbahnbreite nimmt aus fahrgeometrischen Gründen von 7,60 m im Rampenbereich ab der Mitte zwischen den Achsen 2 und 3 beziehungsweise den Achsen 4 und 5 linear auf 9,00 m in Brückenmitte zu. Der bituminöse Fahrbahnaufbau hat einschließlich der Abdichtung eine Stärke von 10 cm, darunter ist eine 20 cm dicke Stahlbetonplatte vorhanden, welche zwar mitträgt, aber im Wesentlichen zur Anordnung und Befestigung der Entwässerung, der Leerverrohrung und der Absturzsicherung dient. Weitere Gründe zur Anordnung der Stahlbetonplatte waren der fugenlose Übergang der Fahrbahnplatte an der Koppelstelle der Stahl- mit der Betonkonstruktion (siehe unten), ihre Quertragwirkung zwischen den Längssteifen des Fahrbahnblechs, der mögliche Ausgleich von Verformungen beim Stahlbau und das Verhindern des schnellen Durchfrierens der Fahrbahntafel im Winter.

Die Fahrbahn hat auf der gesamten Brückenlänge ein Dachgefälle, die Entwässerung erfolgt in

Längsrichtung im Inneren der Schrammborde aus Polymerbeton (Fabrikat „Envirokerb Bridge“ 220 × 190 mm). Die Bordhöhe beträgt 10 cm. Die seitlichen Notgehwege haben eine gleichbleibende Breite von einem Meter. Die seitliche Absturzsicherung erfolgt durch Betongleitwände („DELTABLOC“-Fertigteile), deren Aufstandsfläche durchgehend eine Breite von 0,615 m besitzt. Es ergibt sich eine Gesamtbreite zwischen den Außenkanten der Fahrbahnplatte von 12,23 in Brückenmitte und 10,23 mm im Rampenbereich.

Der Gesimsbereich des Überbaus hat über die gesamte Länge eine Verkleidung aus gekrümmten Aluminiumpaneelen, welche unterhalb der Kragarme in eine Holzverkleidung übergeht. Die Holzverkleidung besteht aus Bambuspaneelen und ist auf einer stählernen Unterkonstruktion befestigt. In die Aluminiumverkleidung ist auf der Innenseite oberhalb der Betongleitwände die Beleuchtung integriert.

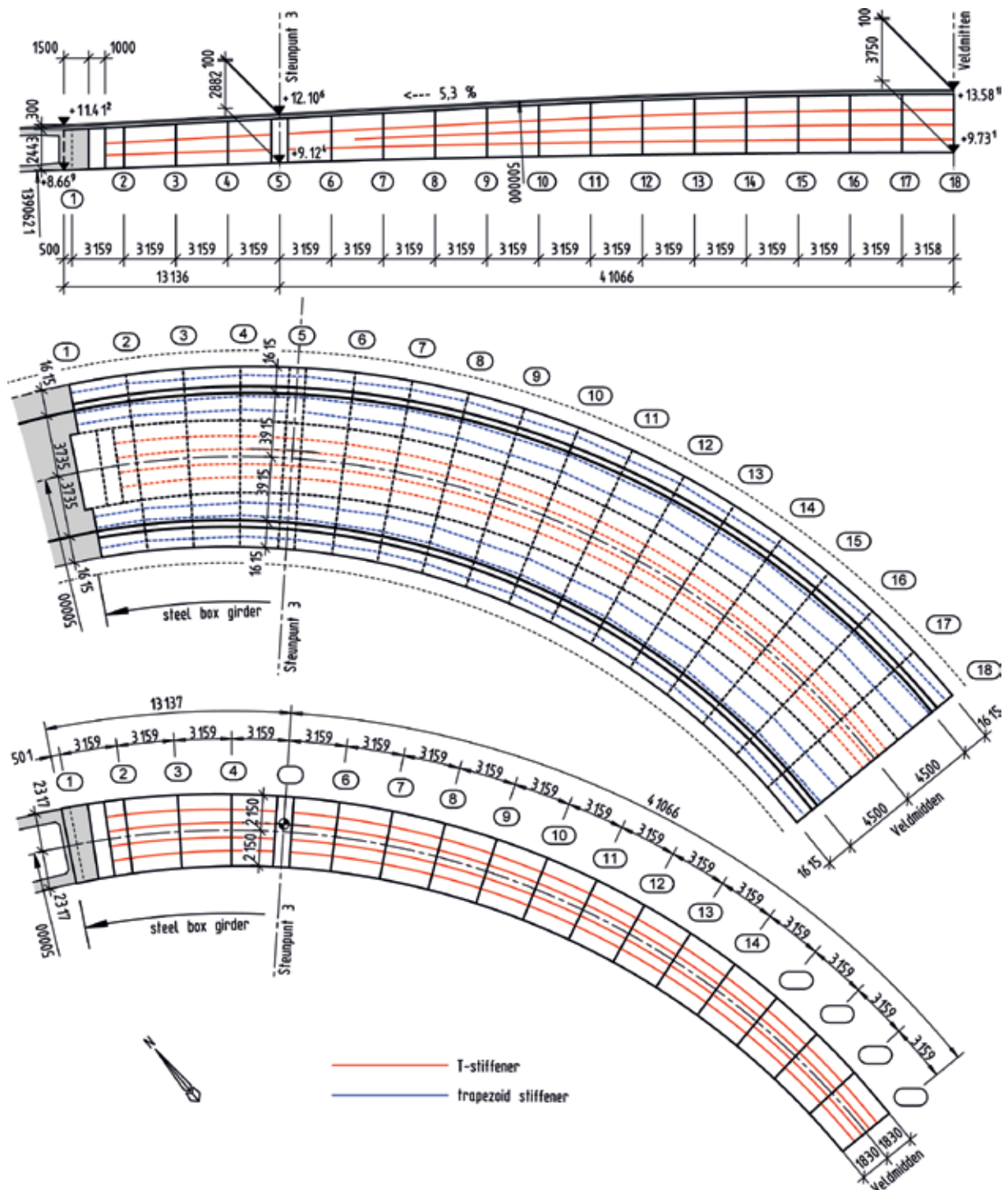


Bild 4 Übersicht über die nördliche Hälfte der Stahlkonstruktion (Längsschnitt, Draufsicht Fahrbahn, Draufsicht Bodenblech) Foto: Setzpfandt Beratende Ingenieure



Bild 5 Querschnittsbreiten und Krümmungen im Mittelfeld

Foto: Setzpfandt Beratende Ingenieure

3 Materialwahl und grundsätzliche Querschnittsausbildung

Das S-förmig gekrümmte Mittelfeld konnte nur mit einem sehr torsionssteifen Stahlüberbau in Form eines unter der Fahrbahn liegenden Hohlkastens überbrückt werden (Bild 4). Oberliegende Tragwerke waren aus gestalterischen Gründen ausgeschlossen. Da die infolge der Grundrisskrümmung vorhandenen Torsionsmomente nicht durch den üblichen Verbundquerschnitt mit einer Fahrbahnplatte aus Stahlbeton aufgenommen werden können, wurde der tragende Hohlkastenquerschnitt an der Oberseite durch ein Deckblech geschlossen.

In den beiden weniger gekrümmten Rampenbereichen wurde der Überbau zur Kostensenkung als längs beschränkt vorgespannter Spannbetonhohlkasten ausgeführt. Über den Stützen in den Achsen 2 und 5 befinden sich in den Kästen Querträger zur Aufnahme der Lagerkräfte. Die Endquerträger an den Widerlagern wurden auf 9,880 m verbreitert, um die Torsionskräfte aus dem Überbau ohne abhebende Lagerkräfte abtragen zu können. Das Innere der Spannbetonhohlkästen war im Bauzustand für den Ausbau der Schalung und die Vorspannung der Spannlieder durch Monta-

geöffnungen zugänglich, im Endzustand sind diese Öffnungen zubetoniert.

Die Stahlkonstruktion im Mittelfeld und die Spannbetonkonstruktionen in den Rampen sind ungefähr an den Momentennullpunkten 12,636 m außerhalb der Achsen 3 und 4 biegesteif miteinander verbunden und bilden ein durchlaufendes hybrides Tragwerk. Der Stahlüberbau liegt nahezu vollständig im zentral-symmetrischen Bereich des Mittelfeldes, lediglich die letzten 3,174 m bis zur Koppelstelle mit dem Spannbetonkasten der nordöstlichen Rampe befinden sich bereits in der Grundrisskrümmung der Rampe. Die Außenabmessungen des sichtbaren Stahl- und des Betonquerschnittes an den beiden Koppelstellen sind identisch, so dass der Materialwechsel nur am Farb- und Rauigkeitsunterschied der Materialien zu erkennen ist.

Bei der Konstruktion des Überbaus war zu beachten, dass neben der oben bereits beschriebenen Veränderung von Tragwerkshöhe und Überbaubreite aus gestalterischen Gründen die Breite der Unterseite der Kastenquerschnitte von 5,46 m in den Achsen 2 und 5 auf 3,66 m in Brückenmitte linear abnimmt (Bild 5). Alle Änderungen der Querschnittsabmessungen erfolgen symmetrisch zur Brückenmitte.

4 Querschnittskonstruktion Stahlüberbau

Wegen der großen Torsionsmomente besteht der Hauptträger aus einem allseits geschlossenen stählernen Kastenquerschnitt. Die Blechdicke des Bodenblechs beträgt 65 mm in Feldmitte und 70 mm an den Stützen, die Blechdicke des Deckblechs 40 mm in Feldmitte und 50 mm an den Stützen. Im Bereich der Momentennullpunkte sind die Blechdicken geringer. Die seitlichen Stege haben eine durchgehende Dicke von 35 mm. Für die gesamte Stahlkonstruktion der Hauptträger wurde S 355 eingesetzt.

Die Aussteifung des Kastenquerschnittes erfolgt über Querrahmen mit einem Abstand von 3,159 m in der Überbauachse. Die Querrahmen bestehen aus einem umlaufenden T-Querschnitt. Jeder zweite Querrahmen wird zusätzlich durch eine Diagonale ausgesteift (Bild 6). Diese Diagonalen bestehen aus Rohren 244,5 × 16 und sind zur Sicherung der Querschnittsform wegen der starken Verwölbung aus Torsion erforderlich. Da die Torsionsbeanspruchung im Endzustand im Wesentlichen durch die Fahrbahnkrümmung hervorgerufen wird, wurden die Diagonalen so angeordnet, dass sie aus dieser Beanspruchung Zugkräfte erhalten. Die Neigung der Diagonalen wechselt daher in Brückenmitte und an den Momentennullpunkten vor den Achsen 3 und 4.

Die Längsaussteifung der Kastenbleche erfolgt über innen angeschweißte T-Profile (s. a. Bild 4). Diese Profile folgen der Krümmung im Grundriss und werden an die unterschiedlichen Kastenbreiten und Kastenhöhen über die

Veränderung ihrer Abstände und ihrer Anzahl angepasst. Da die Längsspannungen in den T-Steifen am Boden- und am Deckblech erhebliche Umlenkkräfte verursachen, wurden die Gurte der Steifen zur seitlichen Festhaltung an die Querrahmen angeschlossen.

In der Entwurfsphase wurde unter anderem untersucht, die Kragarme als reine Betonkonstruktionen auszubilden. Dies hätte jedoch ein größeres Eigengewicht und den nachträglichen Einsatz einer festen Schalung oder eines Schalwagens zur Herstellung der Auskragung bedeutet. Die Auskragungen wurden daher ebenfalls als Stahlkonstruktionen ausgeführt.

Die Querträger der Auskragungen haben einen T-Querschnitt und schließen immer oben an die Querrahmen im Inneren des Kastens an. Das Deckblech der Kragarme hat im Fahrbahnbereich eine durchgehende Dicke von 20 mm, im Bereich außerhalb der Fahrbahn nimmt die Dicke auf 15 mm ab. Da die Außenseite der Stahlkonstruktion u. a. durch Spritzverzinkung gegen Korrosion geschützt werden sollte, konnten die im Kasteninneren zur Längsaussteifung angeordneten T-Profile außen nicht vorgesehen werden. Die Aussteifung des Fahrbahnblechs erfolgt dort mit den üblichen Trapezprofilen, die abschnittsweise in Polygonform der Brückenkrümmung angepasst wurden.

Die 20 cm dicke Stahlbetonfahrbahnplatte oberhalb des Deckblechs (C 35/45) ist mittels Kopfbolzendübel so an das Deckblech angeschlossen, dass sie in Brückenlängsrichtung vollständig mitträgt. In Querrichtung übernimmt die Stahlbetonplatte die Querverteilung

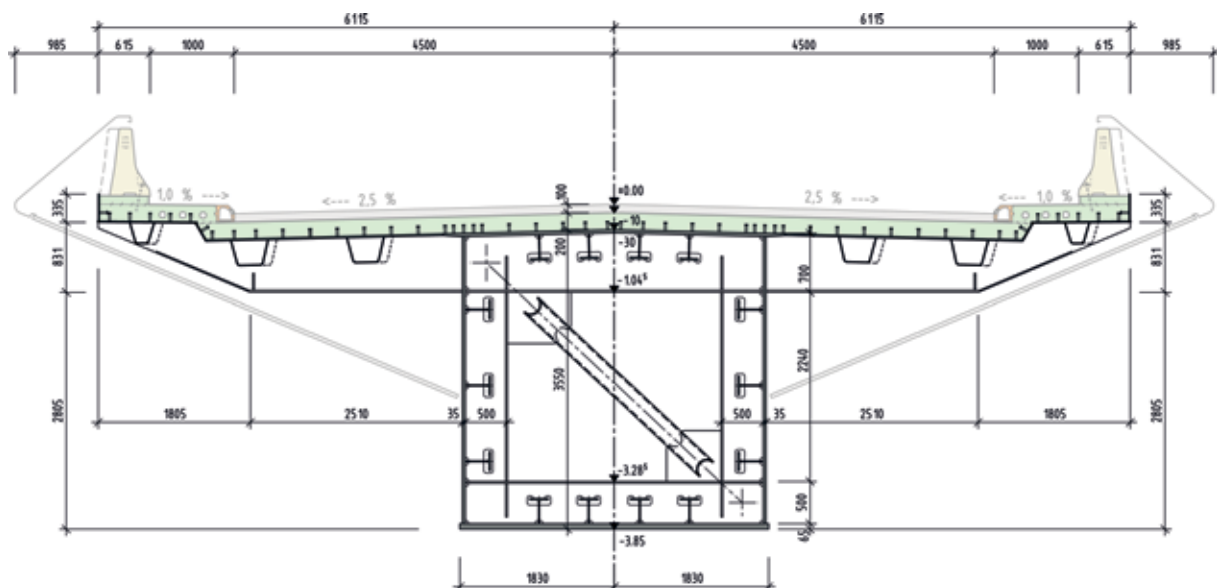


Bild 6 Querschnitt in Feldmitte (am Querrahmen 18)

Grafik: Setzpfandt Beratende Ingenieure

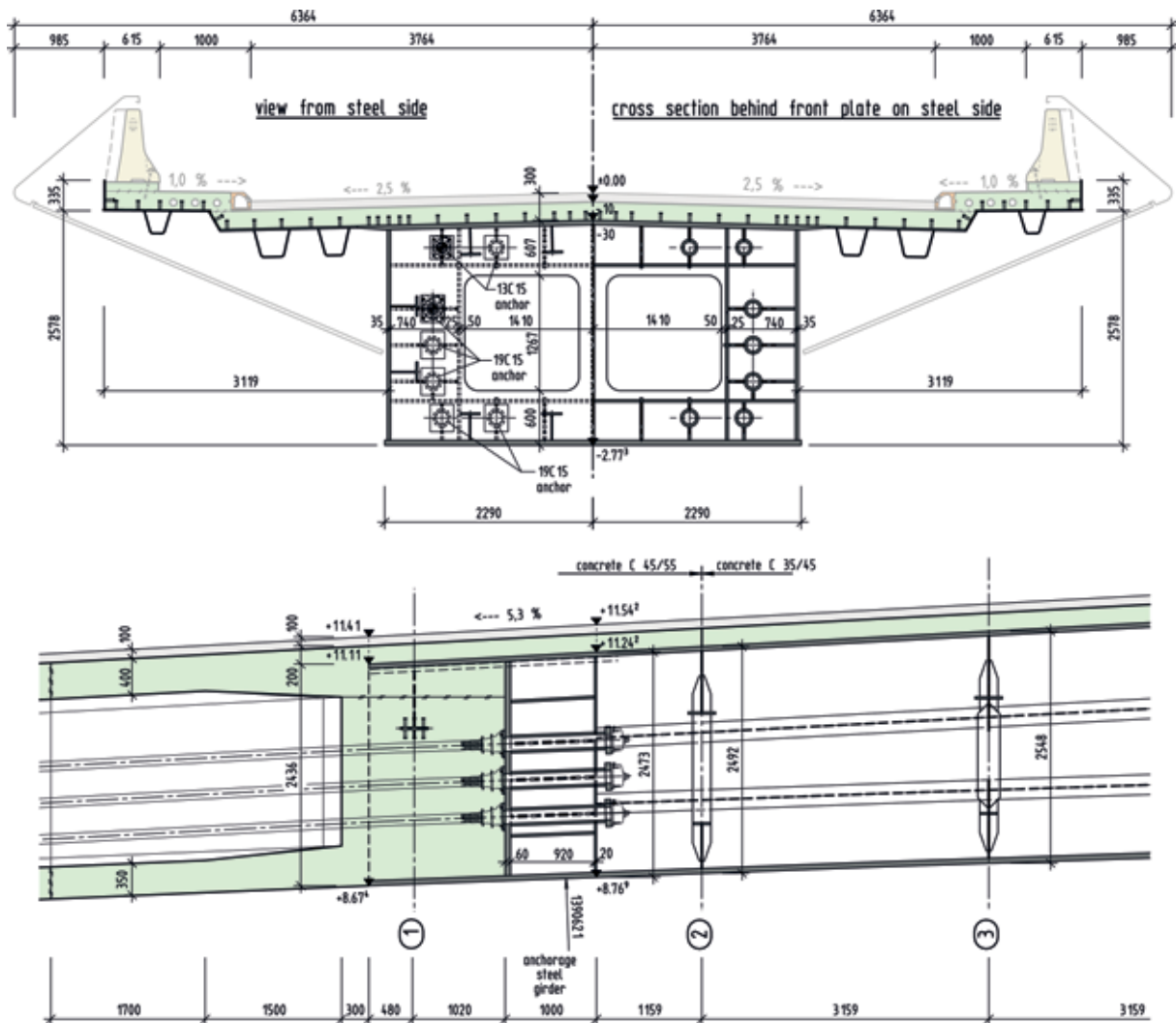


Bild 7 Querschnitt und Längsschnitt an den Koppelstellen Grafik: Setzpfandt Beratende Ingenieure

der Verkehrslasten auf die Längsrippen und verringert die Verformungen im Fahrbahnblech und in den Rippen. Die Abstände der Fahrbahnaussteifungen konnten daher gegenüber einer reinen orthotropen stählernen Fahrbahnplatte vergrößert werden, was die Anpassung an die wechselnden Fahrbahnbreiten erleichterte.

Das Innere der stählernen Hohlkästen war im Bauzustand über Montageöffnungen für die Montagearbeiten und das Vorspannen der Spannglieder an den Koppelstellen zugänglich. Für den Endzustand wurden die Kästen luftdicht verschweißt. Sie besitzen keine Inspektionsöffnungen und im Inneren auch keinen Korrosionsschutz. Die Außenflächen der Stahlkonstruktion wurden durch Spritzverzinkung und Beschichtung gegen Korrosion geschützt. Die sichtbaren Teile an der Unterseite der Kästen wurden mit einer dunkelgrauen Deckbeschichtung in Anpassung an den dunkel eingefärbten Beton versehen.

5 Ausbildung der Koppelstellen

Die biege- und torsionssteife Kopplung der Kastenquerschnitte aus Stahl und Beton erfolgt durch Kopfbolzendübel an der Innenseite des Stahlkastens und durch die Weiterführung der Spannglieder aus dem Spannbetonträger in die Stahlkonstruktion (Bild 7). Die Kopfbolzen übernehmen dabei die Torsionskopplung und die Spannglieder die Kopplung der horizontalen und vertikalen Biegemomente. Der Kopplungsbereich, in dem sich Beton- und Stahlquerschnitt überlappen, hat eine Länge von 1,50 m. Auf der Stahlseite schließt sich daran ein 1,0 m langer stählerner Verankerungsquerträger an, in welchen die Spannglieder verankert wurden. Dieser Querträger nimmt die Druckkräfte des vorgespannten Betons und die Zugkräfte aus den Spanngliedern auf und überträgt die resultierenden Schnittgrößen auf den Stahlquerschnitt.

Damit die Spanngliederverankerungen im Inne-

ren des Stahlkastens angeordnet werden können, müssen die Spannglieder nach innen verzogen werden. Um dies zu ermöglichen, wurde der Betonquerschnitt innen allseitig angevoutet. Im Stegbereich werden jeweils 3 Spannglieder bis in die Stahlkonstruktion weitergeführt. Jeweils 4 Spannglieder werden im Bereich der Koppelstelle zusätzlich in der Fahrbahnplatte und in der Bodenplatte angeordnet, um mit der kleineren Nutzhöhe im Inneren des Stahlhohlkastens alle Kräfte ohne Dekompression in der Verbindungsfuge zwischen Stahl und Beton übertragen zu können.

Der Verankerungsquerträger besteht aus einem umlaufenden Kastenquerschnitt, an den die Spanngliederankerungen über Querschotte angeschlossen werden. Die Verankerungskräfte der Spannglieder werden an den Außenseiten direkt in die Deck- und Bodenbleche sowie die Stege des Hauptträgers eingeleitet. An den Innenseiten des Verankerungsquerträgers erfolgt dies über dessen Stege. Auf der Betonseite wird der Verankerungsquerträger durch eine im Bereich der Betondruckzonen umlaufend 60 mm dicken Druckplatte abgeschlossen (Bild 8). Außerhalb der Betondruckzonen ist nur ein 15 mm dickes Schott vorhanden.

Außerhalb des Hohlkastens im Bereich der Kragarme erfolgt die Verbindung zwischen

Stahl- und Betonquerschnitt über die Stahlbetonfahrbahnplatte, welche im Anschlussbereich bis Unterkante Stahlquerträger heruntergezogen wurde und mit diesem über Kopfbolzendübel verbunden ist. Zusätzlich geht die auf der Stahlkonstruktion über die gesamte Breite vorhandene 20 cm dicke Stahlbetonplatte im Verankerungsbereich fugenlos in die Fahrbahnplatte des Betonquerschnittes über.

Bei der Herstellung der Spannbetonüberbauten im Rampenbereich wurde jeweils ein 3,50 m langer Teil der Betonkonstruktion im Anschluss an den Stahlüberbau freigelassen. Dieser Koppelbereich wurde erst nach dem Einfahren der Stahlkonstruktion in zwei Betonierabschnitten hergestellt. Der Kragarm der Rampenbrücken wurde bis dahin durch eine Hilfsstütze abgestützt.

6 Lagerung im Endzustand und im Bauzustand

Der Überbau wird auf den Stützen in den Achsen 2, 3, 4 und 5 jeweils punktförmig über ein Kalottenlager aufgelagert. Ein Teil der Torsionskräfte im Überbau wird wegen der Grundrissanordnung der Lager (nicht in einer Linie) durch die vertikalen Lagerkräfte an diesen Stellen

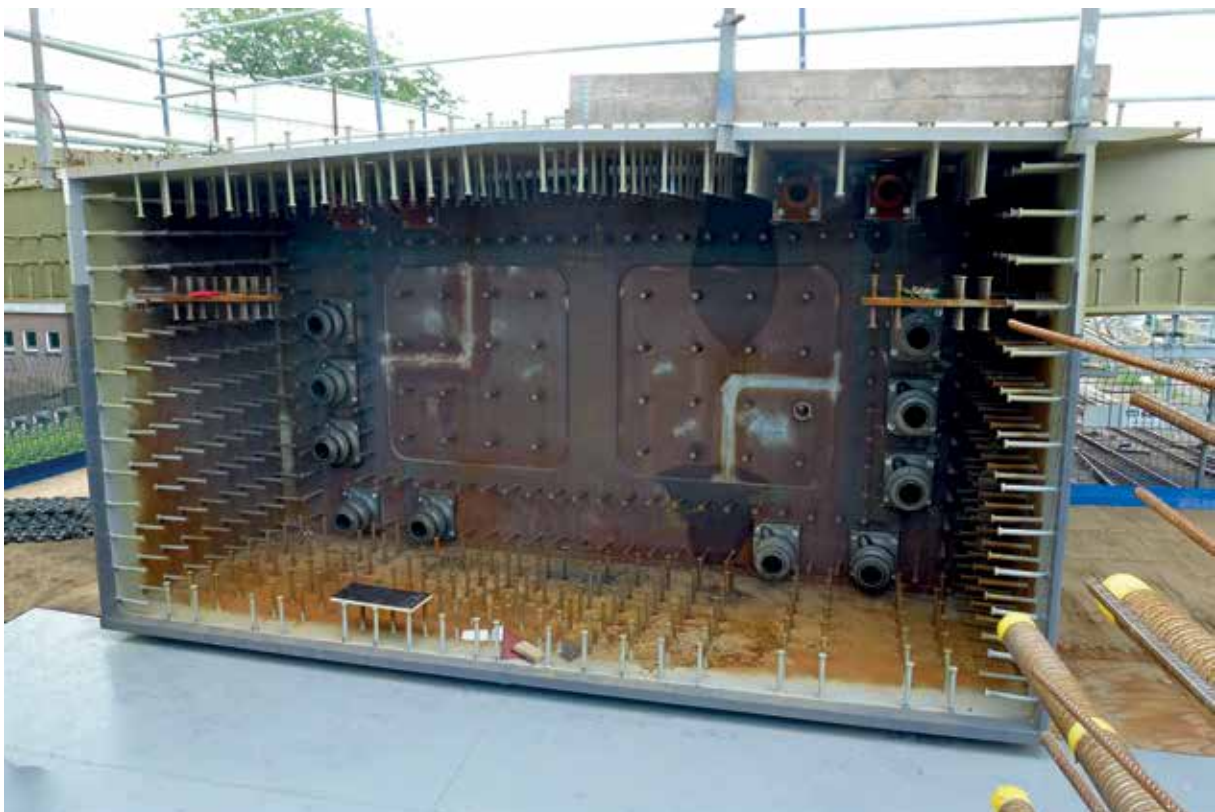


Bild 8 Ansicht einer Koppelstelle

Foto: Setzpfandt Beratende Ingenieure

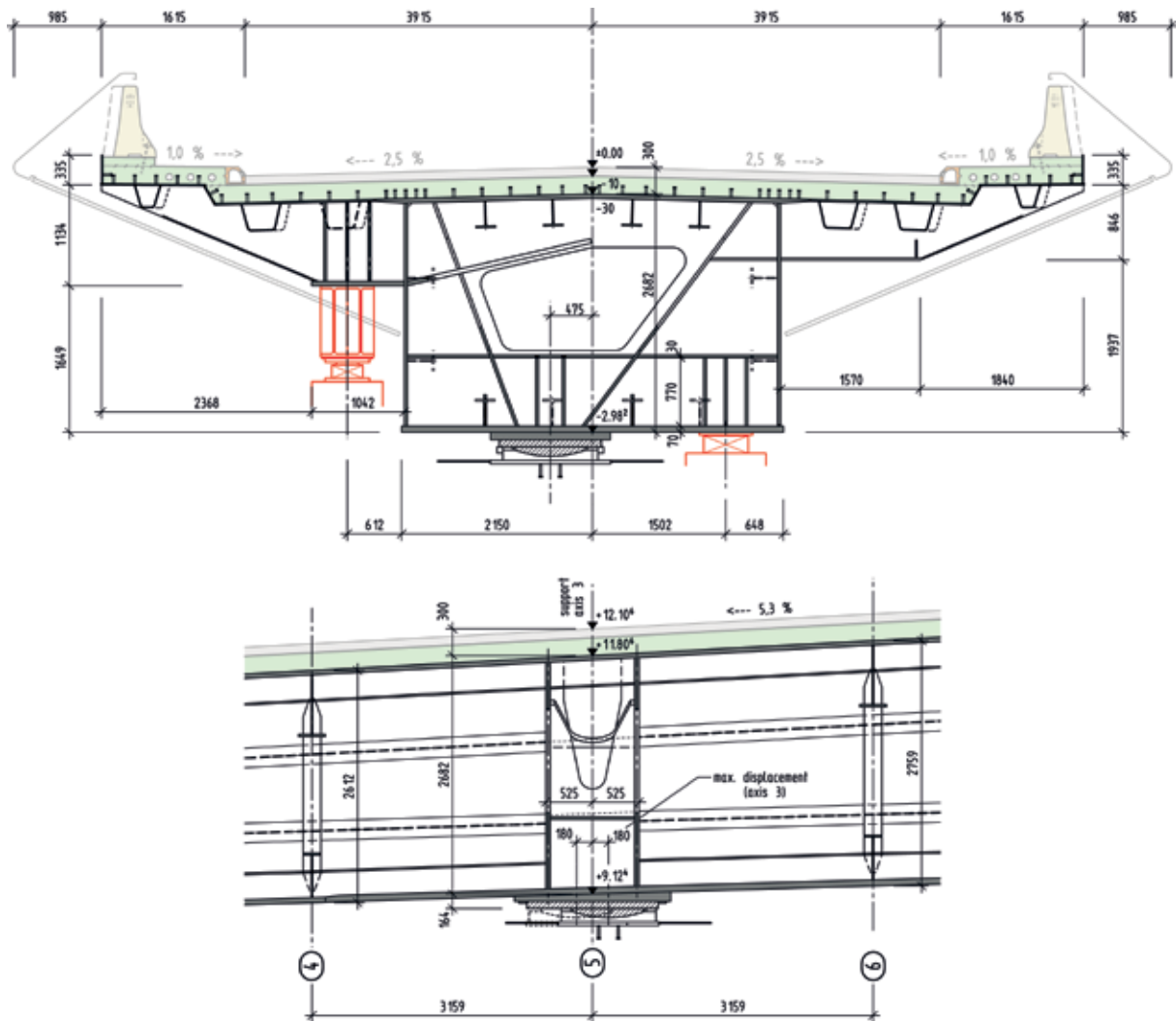


Bild 9 Querschnitt und Längsschnitt am Auflager in Achse 3 (rot: Pressen im Bauzustand und beim Lagerwechsel)
Grafik: Setzpfandt Beratende Ingenieure

bereits abgetragen. Die an den Widerlagern in den Achsen 1 und 6 noch vorhandenen Torsionskräfte werden über die große Lagerspreizung der dort an beiden Enden der Querträger angeordneten Lager aufgenommen, ohne dass abhebende Lagerkräfte auftreten.

Die Lager auf den Stützen greifen am Überbau außermittig an. Die Ausmitte beträgt an den Achsen 2 und 3 500 mm und an den Achsen 4 und 5 jeweils 475 mm. Die Ausmitte korrespondiert am Stahlüberbau mit der Neigung der Stützen und wurde aus gestalterischen Gründen so gewählt, dass die Außenkante der Stützen bündig mit der Außenkante des Hohlkastens abschließt.

Die Längsfesthaltung für den gesamten Überbau erfolgt am Widerlager 6 durch ein mittig in der Brückenachse angeordnetes Lager. Auf diesen Festpunkt sind die Bewegungsrichtungen aller anderen Lager in den Achsen 1 bis

6 radial ausgerichtet. Die Querfesthaltungen dieser Lager wirken jeweils rechtwinklig dazu. Durch diese Lageranordnung werden horizontale Zwängungen aus globaler Temperaturänderung verhindert.

Im Bauzustand nach dem Einfahren des Stahlüberbaus, aber vor der Herstellung der Verbindung mit den Spannbetonquerschnitten und vor dem Verguss der Lager wird der Stahlüberbau an den Achsen 3 und 4 an jeweils zwei Punkten auf einem um die Stützen herum gebauten Traggerüst aufgelagert. Diese Auflagerpunkte am Überbau können im Endzustand als Pressenansatzpunkte für einen eventuellen Lagerwechsel verwendet werden.

7 Ausbildung der Auflagerpunkte

Über den Stützen der Achsen 3 und 4 ist jeweils ein Auflagerquerträger zur Übertragung der

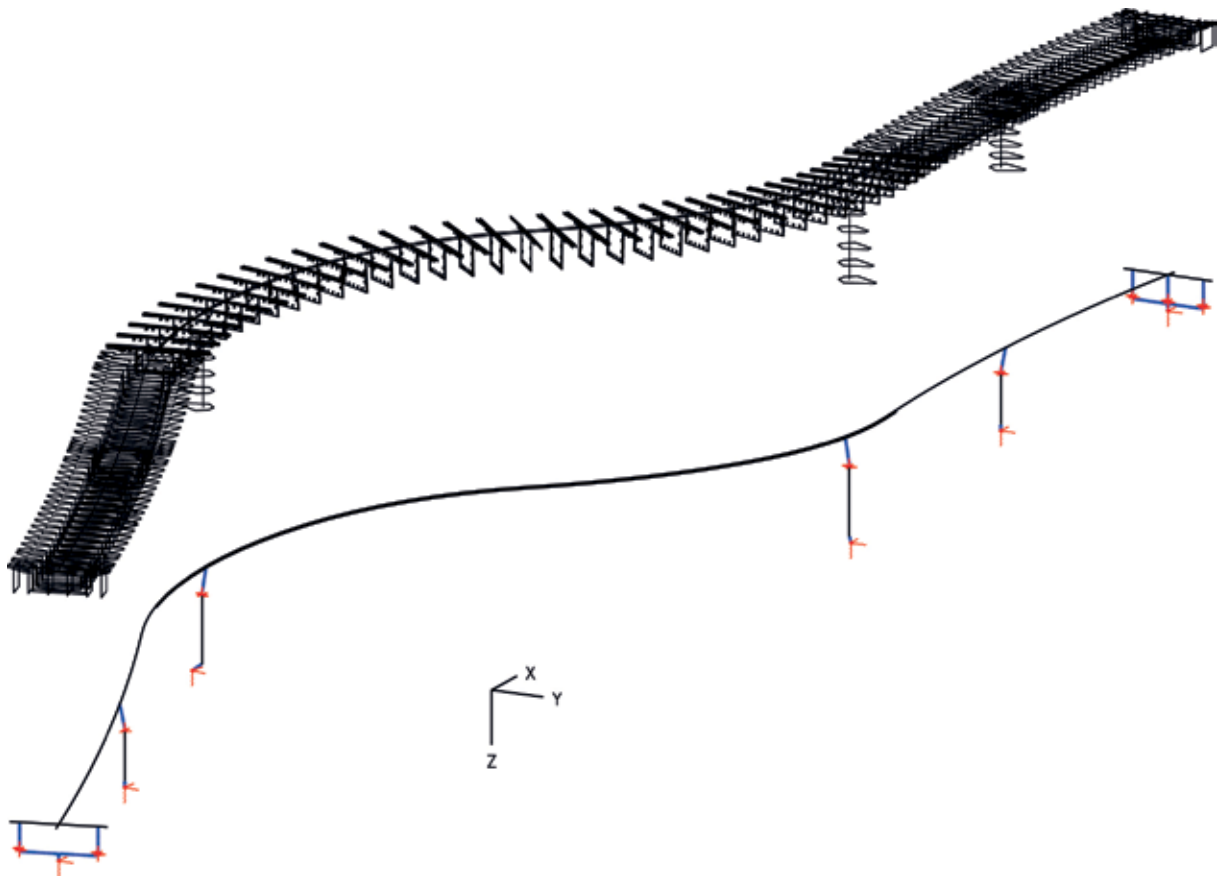


Bild 10 Stabwerkmodell, hier Endzustand für Auflagerkräfte und Spannbetonnachweise (rot: Lager und Federn, blau: starre Kopplungen), unten Stäbe, oben zugehörige Querschnitte

Grafik: Setzpfandt Beratende Ingenieure

Lasten aus dem Kalottenlager in den Hohlkasten angeordnet. Der Querträger besteht aus zwei Querschotten (Blechdicke 50 mm) mit einem Achsabstand von 1,00 m und dazwischenliegenden Steifen (Bild 9). Die beiden Schotte und die im Querschnitt schrägen Steifen haben Aussparungen, um die Herstellung zu vereinfachen. Bei der Konstruktion des Querträgers waren die Verschiebungswege der Lager an der Kastenunterseite zu beachten.

Wegen der außermittigen Stützenanordnung liegen die Auflagerpunkte für die Abstützung im Bauzustand und die Pressenansatzpunkte für den Lagerwechsel nur auf der Bogeninnenseite unter dem Kastenquerschnitt. An der Bogenaußenseite musste dazu eine Konsole außen am Kasten angeordnet werden. Diese liegt innerhalb der Holzverkleidung und ist im Endzustand nicht sichtbar.

8 Rechenmodelle Endzustand – globale Nachweise

Zur Ermittlung der Auflagerkräfte und für die Nachweise der Spannbetonnachweise im

Endzustand wurde ein Stabwerkmodell verwendet. Dieses bestand für den Überbau nur aus einem im Schwerpunkt des Brückenquerschnittes liegenden Stab mit entsprechenden Anschlüssen für die Lager (Bild 10). Die Unterbauten wurden ebenfalls bis zu den Pfahlkopfplatten als Stäbe modelliert, die Gründungen jedoch nur über ihre Federsteifigkeiten berücksichtigt.

In einer Vorberechnung mit vereinfachten Modellen wurde festgestellt, dass das häufig für die Berechnung von Brücken mit Hohlkastenquerschnitten verwendete Dreistabmodell, bei dem vereinfacht beschrieben die Biegesteifigkeit den beiden äußeren Stäben und die Torsionssteifigkeit dem Zentralstab zugeordnet wird, hier wegen der starken Krümmungen fehlerhafte Ergebnisse liefert. Dies betraf besonders die Torsionsbeanspruchungen. Ein vollständiges Modell aus Flächenelementen war dagegen zu aufwendig und für die Spannbetonnachweise unpraktikabel.

Für die globalen Nachweise am Stahlüberbau im Endzustand wurde daher ein kombiniertes Modell aus Stabwerks- und Flächenelementen

verwendet. Dieses war im Bereich der Betonkonstruktion und der Unterbauten identisch mit dem oben beschriebenen durchgehenden Stabmodell. Im Bereich des Stahlüberbaus wurden die in Längsrichtung verlaufenden Bleche des Kastens und der Fahrbahn mit Flächenelementen modelliert (FE-Modell), die aussteifenden Querrahmen und die Längssteifen zur Verringerung des Rechenaufwandes mittels exzentrisch angeschlossener Stäbe. An den Anschlussstellen zum Beton und über den Lagern wurden Querschotte mit den Steifigkeiten der Verankerungs- und Auflagerquerträger vorgesehen. Die Betonfahrbahn wurde als zusätzliche starr gekoppelte Fläche oberhalb des Fahrbahnblechs angeordnet.

An diesem Modell wurden die globalen Nachweise im Grenzzustand der Trag- und der Gebrauchstauglichkeit nach Eurocode NEN-EN 1992-2+C1/NB [5] und NEN-EN 1993-2+C1/NB [6] einschließlich niederländischem Anhang und nach den ergänzenden Vorschriften der niederländischen Eisenbahn OVS00030 [7] geführt. Die Lastansätze erfolgten ebenfalls nach diesen Vorschriften, wobei die Verkehrslasten zur Vereinfachung als Streckenlasten über den Hauptträgerstegen angeordnet wurden.

Alle Berechnungen erfolgten an den globalen Modellen mit dem Programmsystem „Sofistik“ und an den lokalen Modellen mit den Programmsystemen „InfoCAD“ und „Sofistik“.

9 Rechenmodell Endzustand – lokale Nachweise

Für drei Bereiche des Überbaus wurden die Nachweise im Endzustand an lokalen FE-Modellen geführt. Diese drei Bereiche waren das

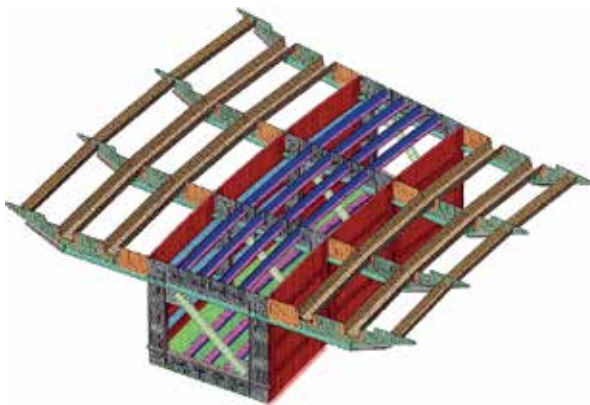


Bild 11 Lokales Modell für die Fahrbahn und den Hauptträger mit Queraussteifungen in Feldmitte (ohne Fahrbahnblech)
Grafik: Setzpfandt Beratende Ingenieure

Fahrbahndeck zusammen mit den Queraussteifungen, der Auflagerquerträger und der Verankerungsquerträger am Beton.

Das lokale Modell für das Fahrbahndeck und die Queraussteifungen bildet alle Stahlbauteile eines drei Querträgerabstände (9,477 m) langen Überbauabschnittes ab (Bild 11). Betrachtet werden wegen der veränderlichen Geometrie zwei Stellen, einmal die Feldmitte mit der breitesten Fahrbahn und dem höchsten Querschnitt und einmal der Bereich vor dem Verankerungsquerträger mit der schmalsten Fahrbahn und dem niedrigsten Querschnitt.

Als Lasten wurden die lokal einwirkenden Lasten und zur Berücksichtigung der Kräfte aus dem nicht modellierten Teil des Haupttragwerks die an den Schnittkanten des Modells angreifenden globalen Kräfte als Streckenlasten entlang der Bleche angesetzt. Dabei wurden nur die vorab ermittelten ungünstigsten Laststellungen der Verkehrslasten berücksichtigt.

Zusätzlich zu den bereits oben beim globalen Modell aufgeführten Nachweisen wurden am lokalen Modell der Fahrbahn und der Queraussteifungen zusätzlich alle Ermüdungsnachweise infolge der vorgegebenen Beanspruchung aus dem Busverkehr sowie die Stabilitätsnachweise für die Fahrbahn und die Aussteifungen geführt. Dabei wurde entsprechend Aufgabenstellung von 60 Mio. Überfahrten der tatsächlich in Zwolle vorhandenen Busse während der Nutzungsdauer der Brücke ausgegangen.

Das lokale Modell für den Auflagerquerträger bildet alle Stahlbauteile des zwei Querträgerabstände (7,32 m) langen Überbauabschnittes über den Lagern in den Achsen 3 und 4 ab. Mit diesem Modell wurden alle lokalen Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit für den Querträger geführt, wobei zusätzlich zu den Randlasten aus dem globalen System die lokalen Verkehrslasten und die Auflagerkräfte im Bau- und im Endzustand betrachtet wurden.

Das lokale Modell für den Verankerungsquerträger an der Verbindung zum Beton bildet alle Stahlbauteile des 5,50 m langen Überbauabschnittes am Ende der Stahlkonstruktion ab. Mit diesem Modell wurden alle lokalen Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit für die Verbindungs-konstruktion zum Beton geführt. Als Belastung wirken die Verankerungskräfte der Spannglieder, die Betondruckkräfte aus dem jeweiligen

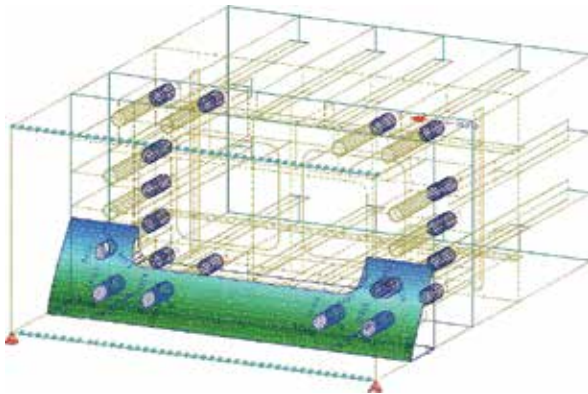


Bild 12 Betondruckkräfte auf den Verankerungsquerträger aus Längskraft und Moment
Grafik: Setzpfand Beratende Ingenieure

Lastfall und die an den Modellenden angreifenden Gesamtschnittgrößen. Die Geometrie und der Spannungsverlauf in der Betondruckzone (Bild 12) wurden für den Lastansatz jeweils in einer separaten Berechnung ermittelt.

10 Rechenmodelle für das Einfahren

Die Stahlkonstruktion wurde ca. 200 m vom Einbauort entfernt auf Geländeniveau aus vorgefertigten Segmenten zusammengesetzt. Anschließend wurde sie um 8,40 m angehoben (Bild 13, Phase 0), da das Einfahren oberhalb der Oberleitungsanlagen erfolgte. Das Vorfahren (Phase 1, Bild 14) und das Überbrücken der Bahnanlagen (Bild 13, Phase 2, und Bild 14) wurde durch Ausbildung eines 55 m langen Kragarmes ermöglicht. Der Transport in die Endlage erfolgte dann als Träger auf zwei Stützen (Bild 13, Phase 2, und Bild 15). Für die Bauzustände beim Einfahren des Stahlüberbaus wurden die globalen Nachweise an dem oben bereits erläuterten FE-Modell für den Überbau geführt. Dieses

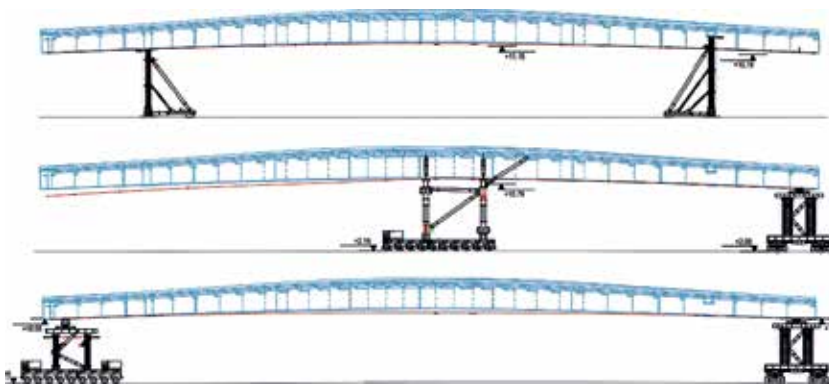


Bild 13 Einfahrphasen, von oben nach unten: 0 (Anheben), 2 (Vorschub über Bahn) und 3 (Positionierung auf den Stützen)
Grafik: Victor Buyck Steel Construction

musste dabei aber durch die Modellierung der Traggerüste auf den Transportfahrzeugen, der Transportfahrzeuge mit ihren einzelnen Achsen, des Zusatzballastes und der Baugrundnachgiebigkeit ergänzt werden. Dies erfolgte getrennt für die unterschiedlichen Hilfskonstruktionen in den Verschubphasen 0, 1 und 2. Dabei war zu berücksichtigen, dass in jeder Phase andere Gruppen von Rädern bezüglich der Aufnahme von Vertikallasten hydraulisch verbunden waren. Mit dieser Gruppenbildung wurde jeweils die Stabilität der Gesamtanordnung gesichert, ohne dass zu große Zwängungen auftraten.

Neben den Lasten aus der ca. 1.000 t schweren Stahlkonstruktion und aus 420 t Zusatzballast (Gegengewicht für Kragarm) und geringen Verkehrslasten aus der Montage waren bei den Nachweisen für das Einfahren auch folgende Sonderlasten zu beachten, welche vorab mit der ausführenden Firma Sarens definiert und vom Auftraggeber genehmigt worden waren:

- Trägheitskräfte aus Bremsen (Nothalt),
- Kräfte infolge Fahrfehlern (längs und quer),
- Ungenauigkeiten bei der Ballastierung und der Verteilung des Eigengewichtes,
- Windlasten beim Fahren und höhere Windlasten beim Standby,
- Schiefstellungen,
- Setzungen und Hebungen aus dem Baugrund.

Bei den ungünstigsten Überlagerungen aller möglichen Einwirkungen während des Einfahrens konnten die Nachweise nur erbracht werden, indem abhebende Lager an der Überbauauflagerung und an den Rädern der Fahrzeuge zugelassen wurden. Eine nichtlineare Berechnung unter Einbeziehung abhebender Lager und Räder war wegen der Komplexität des Systems nicht möglich. Für einzelne Lastfälle und Lager wurde aber mit vereinfachten Ansätzen geprüft, dass das Abheben der betroffenen Lager nicht zum Stabilitätsversagen des Gesamtsystems



Bild 14 Einfahren in Phase 1 (Verfahren des Überbaus vom Montageort zur Einbaustelle)

Foto: Setzpfandt Beratende Ingenieure

tems führt. Das Abheben von Lagern wurde während des Einfahrens gesondert beobachtet.

Beim Nachweis in Einschubphase 1 (Bild 14) war besonders zu beachten, dass sich durch den Kragarm die Richtung des globalen Torsi-

onsmomentes ändert. Die aussteifenden Diagonalen im Kasten werden damit nicht mehr auf Zug, sondern auf Druck beansprucht.

An den Auflagerpunkten des Überbaus in den einzelnen Einfahrzuständen waren zur Aufnahme der großen Punktlasten lokale Verstärkun-



Bild 15 Einfahren beim Übergang von Phase 1 zu Phase 2 (die Mittelstütze wird ausgefahren)

Foto: Setzpfandt Beratende Ingenieure

gen gegenüber den Abmessungen für den Endzustand erforderlich.

11 Zusammenfassung

Die Querung der Gleisanlagen mit einem im Grundriss außergewöhnlich stark S-förmig gekrümmten Überbau, dessen Krümmung stützenfrei im größten Brückenfeld liegt, ermöglicht ein schlank und elegant wirkendes Bauwerk. Die mit dieser Geometrie verbundenen technischen Anforderungen an die Planung und die Bauausführung wurden hier kurz vorgestellt. Die Grundlage für die erfolgreiche Umsetzung der Gestaltungsidee war die gute und enge Zusammenarbeit zwischen den Planungsbüros, den Bauunternehmen und dem Auftraggeber.

Literatur

- [1] Setzpfandt, G.; Wolvekamp, T.; Kresken, M.: Die Busbrücke in Zwolle. *Brückenbau* 11 (2019) 4, S. 6-17
- [2] van den Berg, C. D. E.: Busbrug Stationsplein Zwolle – (1): Ontwerpoverweging. *Bowen met Staal 269* (2019) 6, S. 18-19
- [3] Setzpfandt, G.; Wolvekamp, T. S.: Busbrug Stationsplein Zwolle – (2): Constructief Ontwerp. *Bowen met Staal 269* (2019) 6, S. 20-25
- [4] Wolvekamp, T.; Bos, K.: Lenig het spoor over. *Cement* (2019) 3 – online: <https://www.cementonline.nl/lenig-het-spoor-over>
- [5] NEN-EN 1992-2+C1/NB:2009: Betonnen bruggen.
- [6] NEN-EN 1993-2+C1/NB:2009: Stalen bruggen.
- [7] OVS00030:2016: Ontwerpvoorschrift voor Kunstwerken.

-
- 9 Grußwort des Rektors
 - 13 Entwicklung des Instituts für Massivbau –
Lehre und Forschung im Brückenbau an der TU Dresden
 - 27 Die neue Erhaltungsstrategie des Bundes –
Planung und Bau von Brücken auf den Hauptverkehrsrouten
 - 33 Brücken aus bewehrtem UHPC (Stahl-UHFB)
 - 47 Nutzung von Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) im ASTRA –
Rückblicke und Perspektiven
 - 57 Neufassung der Nachrechnungsrichtlinie für Massivbrücken
 - 71 Historische Eisenbahnbrücken – Denkmale im Netz
 - 83 85 Jahre Autobahnbrückenbau – 30 Jahre Dresdner Brückenbausymposium
 - 101 Gerd Lohmer (1909–1981) – Der Brückenarchitekt der Nachkriegszeit
 - 123 Ersatzneubau der Rheinbrücke Leverkusen – Gesamtplanung
des 8-streifigen Ausbaus der A1 zwischen Köln und Leverkusen
 - 139 Ein neuer Schritt im Großbrückenbau: Querverschub einer Verbundbrücke mit Pfeilern
und Gründung bei der Talbrücke Rinsdorf im Zuge der A 45
 - 149 S-Bahn-Querung im neuen Stuttgarter Tiefbahnhof S21 –
erstmaliger Einsatz von interner verbundloser Vorspannung bei der DB AG
 - 165 Reduzierte Bauzeit bei Ersatzneubauten von Straßenbrücken durch Carbonbeton
 - 177 Robust, wirtschaftlich und schön – der Entwurf von integralen Brücken
 - 191 Neubau der Busbrücke über den Bahnhof in Zwolle
 - 207 Katastrophen vermeiden: Brückenmonitoring mit einem Netzwerk
leistungsstarker dreiachsiger MEMS-Beschleunigungssensoren
 - 213 Brückenvielfalt in Süddeutschland und den Alpen – Bericht zur Brückenexkursion 2019
 - 227 Chronik des Brückenbaus