

Das Ottendorfer Viadukt – Entwurf und Ausführung einer außergewöhnlichen Stahlbogenbrücke

Aufgrund des schlechten Bauzustandes der alten Gewölbebrücke Ottendorfer Viadukt wurde zum Erhalt der Streckenverfügbarkeit der Bahnstrecke Riesa–Chemnitz die Erneuerung der Eisenbahnüberführung erforderlich. Entsprechend den gestalterischen und funktionalen Vorgaben wurde der Ersatzneubau als rahmenversteiftes Bogentragwerk mit einer Gesamtlänge von 90,95 m und einer Bogenstützweite von 74,95 m konzipiert. Den zentralen Bereich bildet ein Stabbogen mit einer an Flachstahlhängern aufgehängten Fahrbahn. Der Bogen durchdringt die Versteifungsträger und bildet mit ihm und den nach unten verlängerten Bogenstielen ein zusätzlich tragendes Rahmensystem. Aufgrund dieser komplexen Tragwirkung handelt es sich um ein außergewöhnliches Ingenieurbauwerk. Die ausgeführte Form des Bogentragwerkes wurde bei der Deutschen Bahn zum ersten Mal ausgeführt und präsentiert im Ottendorfer Tal eine äußerst ästhetische Landschaftsmarke. Der vorliegende Beitrag berichtet über die Konstruktion, die bauliche Umsetzung sowie ausgewählte statische Details des Brückenbauwerkes.

The Ottendorfer Viadukt – Design and execution of an exceptional steel arch bridge. *Due to the bad condition of the old railway arch bridge Ottendorfer Viaduct at the route Riesa–Chemnitz and to obtain the route availability the renewal of the railway overpass was required. According to the shape and functional specifications the bridge was designed as an arch structure stiffened by a framed substructure with a total length of 90.95 m and an arch width of 74.95 m. The central structure is formed by a bridge beam suspended from flat steel hangers connected with the overrunning arch. The arch is going through the bridge beams and forms with his stalks an additional supporting framed substructure. Because of this complex structural behavior the bridge is an exceptional engineering object. The special structure was carried out at the Deutsche Bahn for the first time and presents the Ottendorfer Valley with a highly aesthetic landscape mark. This paper reports on the design, the execution and selected static details of the bridge building.*

1 Einleitung

Das Ottendorfer Viadukt überführt zwei elektrifizierte Gleise der Strecke 6255 Riesa–Chemnitz über einen Taleinschnitt inmitten der Ortslage Ottendorf. Die Strecke ist Bestandteil des Fern- und Ballungsnetzes der DB AG.

Das Erbauungsjahr der vorhandenen Gewölbebrücke (Bild 1 oben) wird mit 1852 angegeben. Das Quadermauerwerk der Pfeiler und Gewölbe bestand aus stark feuchte-

empfindlichem Melaphyrtuff. Wegen erheblicher Bauwerksschäden erfolgte bereits 1955 eine vollständige Ummantelung der Oberflächen mit einer bewehrten Spritzbetonschicht. Der 2010 festgestellte Bauwerkszustand ließ keine sinnvollen Sanierungslösungen zu und es war eine fortschreitende Substanzverschlechterung zu erwarten, die Geschwindigkeitsreduzierungen oder die Herabsetzung der Streckenklasse nach sich gezogen hätte. Zum Erhalt der Streckenverfügbarkeit wurde daher für das Jahr 2015 die Erneuerung der Eisenbahnüberführung als Einzelmaßnahme vorgesehen.

2 Entwurfsprozess

Wegen der maximal zur Verfügung stehenden Umbauzeit von vier Monaten (Streckenvollsperrung) musste eine seitliche Vorfertigung des neuen Brückentragwerkes und ein



Bild 1. oben: Alte Gewölbebrücke aus dem Jahr 1852, unten: Visualisierung der Vorzugsvariante in der Entwurfsphase

Fig. 1. above: old arch bridge from 1852, below: visualization of the preferred option in the design phase

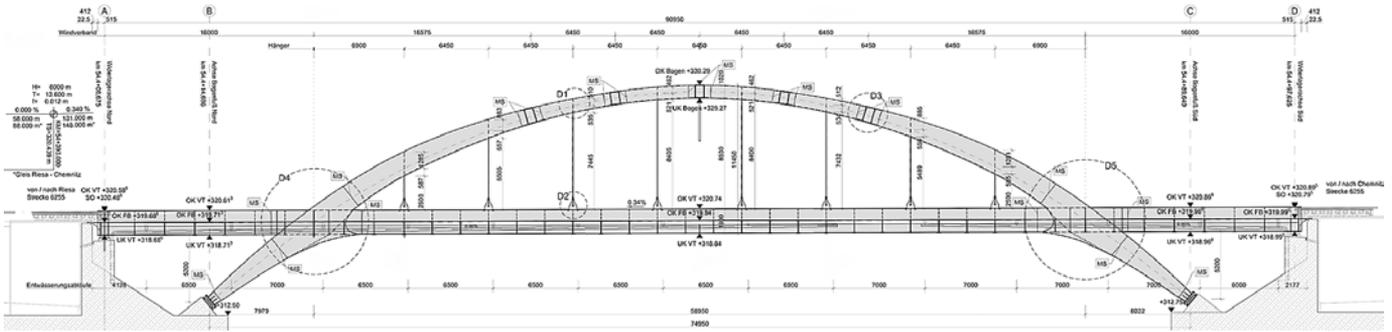


Bild 2. Bauwerkslängsschnitt
Fig. 2. Longitudinal section of the bridge

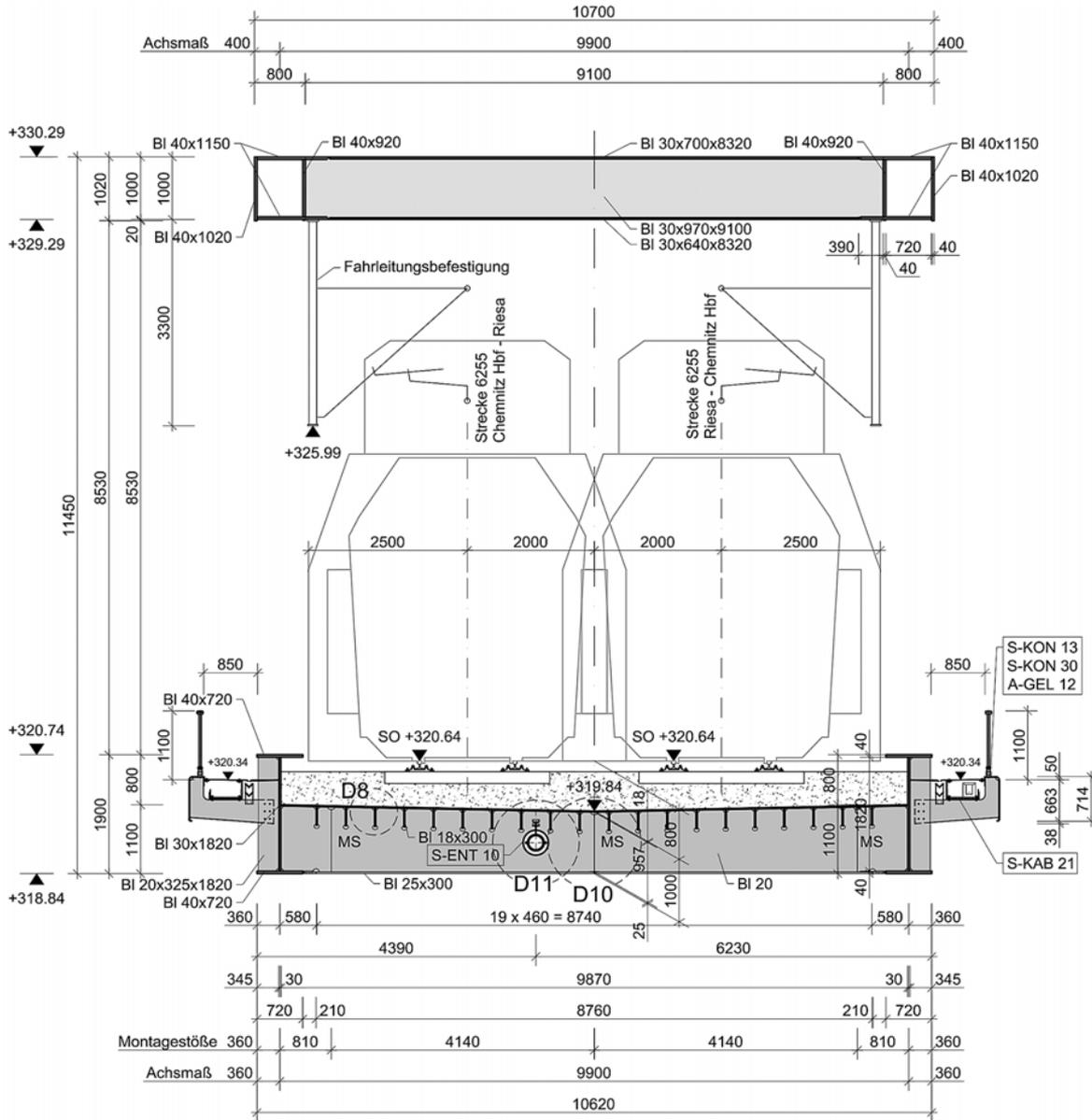


Bild 3. Bauwerksquerschnitt
Fig. 3. Cross-section of the bridge

anschließender Querverschub vorgesehen werden. Aufgrund der großen Höhe über Talgrund erwiesen sich übliche Entwurfslösungen mit oberliegenden Tragwerken (Fachwerkträger, Stabbogenbrücke, Netzwerkbogen) als gestalterisch unvorteilhaft. Weiterhin war die Herstellung

der hierfür erforderlichen hohen und massiven Widerlager in der vorgesehenen Sperrpause nicht realisierbar.

Im Zuge der Entwurfsplanung wurden schließlich folgende Bauwerksparameter als technisch vorteilhaft und gestalterisch ansprechend herausgearbeitet:

- Stabbogenlösung mit Fortsetzung des Bogens unter der Versteifungsträgerebene als Stiele eines rahmenversteiften Bogentragwerks
- Lagerung der Bogenstiele in den bisherigen Bauwerksendachsen und Öffnung des Talraumes im oberen Bereich zur Verlegung der Endauflager nach außen
- Nutzung der Bestandssubstanz der Widerlager als Schwergewichtsgründung zur Reduzierung des Zeitaufwands und der Kosten für Abbruch und Neubau

Auf der Basis der festgelegten Randbedingungen entstand als Entwurfslösung ein interessantes und für den Eisenbahnbrückenbau untypisches Brückenbauwerk, welches sich mit seinen Proportionen sehr gefällig und unaufdringlich in die vorhandene Situation einfügt (Bild 1 unten). Trotz des schmerzlichen Verlustes der lieb gewonnenen Gewölbebrücke konnten sich viele der Ortsbewohner schnell mit der Öffnung des Talraumes und der schlanken Stahlkonstruktion anfreunden. Wegen der technischen Besonderheiten des ungewöhnlichen Entwurfs ergaben sich jedoch spezielle Herausforderung an die Planung und die Bauausführung.

3 Brückenentwurf

3.1 Allgemeines

Entsprechend den gestalterischen und funktionalen Vorgaben wurde der Brückenüberbau als rahmenversteiftes Bogentragwerk konzipiert (Bild 2). Den zentralen Bereich des Bauwerkes bilden zwei parallele Stahlbögen, die im inneren Bogenbereich durch jeweils acht Hänger mit den über die gesamte Bauwerkslänge durchlaufenden Versteifungsträgern verbunden sind. Die Bögen durchdringen die Versteifungsträger und bilden mit ihnen und den nach unten verlängerten Bogenstielen ein zusätzlich tragendes Rahmensystem.

Die Brücke weist eine Gesamtlänge von 90,95 m auf. Davon entfallen 58,95 m auf den Bereich zwischen den Bögen und jeweils beidseitig 16,0 m zwischen Schnitt-

punkt Bogen/Versteifungsträger und Endauflager. Die Bogenstützweite beträgt 74,95 m. Bei einem Bogenstich von 10,00 m bezogen auf die Fahrbahnebene und 16,50 m bezogen auf die Bogenkämpfer ergibt sich ein Verhältnis Bogenstich zu Spannweite von $f/L \approx 0,17$ (Bogen über der Fahrbahn) bzw. 0,22 (gesamter Bogen).

Der Achsabstand zwischen den beiden Bogenebenen leitet sich aus den Anforderungen an das Lichtraumprofil der Deutschen Bahn ab und beträgt 9,90 m. Außerhalb beider Bögen sind Gehwegkonsolen zur Aufnahme der Dienstgehewege und Kabelkanäle angeordnet. Insgesamt ergibt sich eine Bauwerksbreite zwischen den Geländern von 12,35 m (Bild 3).

Die Stahlkonstruktion wurde aus unlegiertem Baustahl S355 J2+N nach DIN EN 10025-2 sowie aus Feinkornbaustahl S355 N nach DIN EN 10025-3 ausgeführt. Aufgrund der häufig vorhandenen Beanspruchung in Blechdickenrichtung in Kombination mit großen Blech- und Schweißnahtdicken war bei einer Vielzahl an Blechen die Ausführung in Z-Güte erforderlich (Z15 und Z25).

3.2 Bögen und Verbandsriegel

Weder Bogenform noch Querschnittsverlauf folgen mathematischen Funktionen. Abweichend von der klassischen Parabelform wurde die Bogenachse als Spline-Kurve entworfen. Deren Verlauf ergab sich durch ein iteratives Vorgehen mit der Zielsetzung einer möglichst großen Bauwerks-Gesamtsteifigkeit und daraus resultierend möglichst kleiner Verformungen an den Überbauenden. Die iterative Formfindung erfolgte dabei stets im Zusammenspiel mit dem Querschnittsverlauf, der parallel unter Beachtung der gleichen Zielvorgaben optimiert wurde.

Die Bögen sind als luftdicht verschweißte Kastenprofile mit veränderlichem Querschnitt ausgeführt. Die Regelquerschnitte sind in Bild 4 dargestellt. Im Bereich über der Fahrbahn kam ein einzelliger, unter der Fahrbahn ein zweizelliger Kastenquerschnitt zum Einsatz.

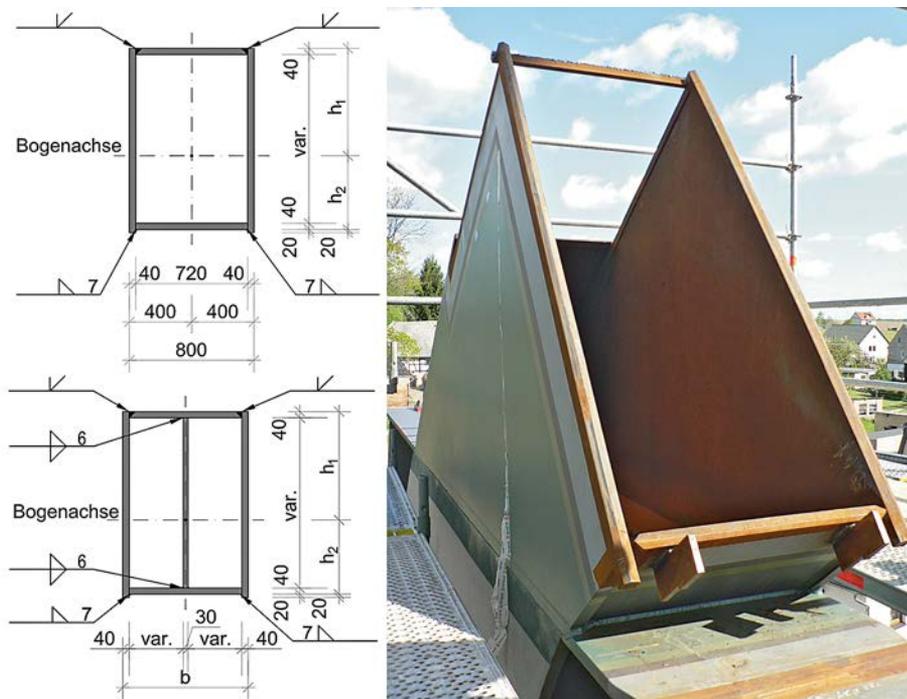


Bild 4. Bogenquerschnitte
Fig. 4. Cross-sections of the arch

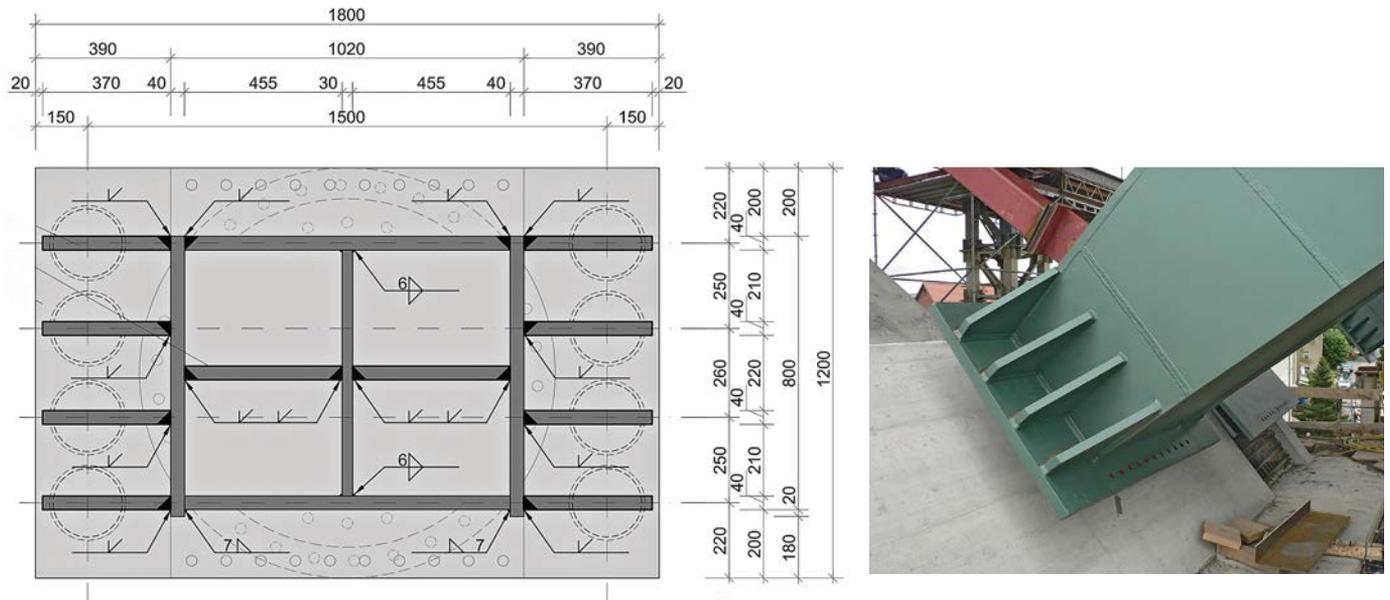


Bild 5. Bogenfußkonstruktion
Fig. 5. Construction of the arch base

Zwischen den obersten drei Verbandsstäben wurde ein konstanter Querschnittsverlauf mit einer Breite von 800 mm und einer Höhe von 1000 mm gewählt. Unterhalb dieses Bereiches folgt die Bogenaußenkante einer Splinefunktion mit vorab definierten und iterativ ermittelten Bezugspunkten. Die Bogeninnenkante verläuft vom Scheitel bis zum ersten Hänger zunächst in konstantem Abstand zur Bogenachse und wird dann in Richtung Durchdringungspunkt mit dem Versteifungsträger aufgeweitet. Die maximale Höhe des Bogenquerschnittes in Höhe Fahrbahn beträgt dadurch etwa 2,50 m. Durch den beschriebenen Querschnittsverlauf konnte im Bereich des Durchdringungspunktes eine hohe Steifigkeit erzielt und damit die vorab definierte Zielsetzung umgesetzt werden. Unterhalb der Fahrbahn verjüngt sich die Querschnittshöhe aus optischen Gründen kontinuierlich und erreicht am Bogenfuß einen Wert von 800 mm. Gleichzeitig wird der Querschnitt in diesem Bogenabschnitt auf eine Fußpunktbreite von 1020 mm vergrößert und somit an die erforderliche Lagergröße angepasst.

Die Bogenfußkonstruktion (Bild 5) wurde sowohl durch innenliegende als auch außenliegende Steifenbleche verstärkt. Erstere gewährleisten durch Erhöhung der Lasteinleitungsfläche eine möglichst gleichmäßige Pressung der Kalottenlager. Die verbreiterte Fußplatte ermöglicht die Anordnung von acht Pressen zum Lagerwechsel und gewährleistet in Kombination mit den außenliegenden Trapezsteinen die ordnungsgemäße Lasteinleitung in den Bogen.

Die Querstabilisierung des Bogentragwerkes erfolgt mittels eines Vierendeel-Systems. Dazu wurden beide Bögen mit fünf Querriegeln im Abstand von jeweils 6,45 m untereinander verbunden. Während die Breite der Riegel einheitlich 640 mm beträgt, wurde deren Höhe an den im Anschlussbereich vorhandenen Bogenquerschnitt angepasst.

3.3 Versteifungsträger

Die Versteifungsträger sind als offene Doppel-T-Schweißprofile mit einer konstanten Höhe von 1,90 m ausgeführt

(Bild 6). Sowohl die Breite als auch die Blechdicke der beiden Trägerflansche wurden an die Höhe der Beanspruchungen angepasst. Insgesamt ergeben sich dadurch drei verschiedene Querschnittstypen.

Der Regelquerschnitt weist eine Flanschbreite von 720 mm und eine Flanschdicke von 40 mm auf und ist in Brückenmitte sowie in den beiden Randfeldern angeordnet. Im Bereich der Durchdringungspunkte zwischen Bogen und Versteifungsträger war eine Aufweitung der Flansche auf 800 mm erforderlich, um die Verschneidung mit dem gleichbreiten Bogenquerschnitt zu ermöglichen.



Bild 6. Versteifungsträger
Fig. 6. Stiffening girder

Im Zuge der statischen Berechnung stellte sich heraus, dass die Ermüdungsnachweise für den Regelquerschnitt im Bereich der Bogenviertelspunkte nicht erbracht werden konnten. Die Ursache dafür ist die hohe und zudem wechselnde Momentenbeanspruchung bei asymmetrischen Laststellungen (positives Moment bei Last in erster Brückenhälfte, negatives Moment bei Last in zweiter Brückenhälfte). Um die auftretenden Spannungsschwingbreiten zu reduzieren und den Ermüdungsnachweis an der maßgebenden Stelle des Hängeranschlusses erfüllen zu können, wurde das Trägheitsmoment des Trägers in den relevanten Bereichen zwischen den jeweils ersten und dritten Hängern durch Vergrößerung der Flanschblechdicken auf 60 mm erhöht.

3.4 Durchdringungspunkt Bogen/Versteifungsträger

Das Herzstück der Konstruktion stellt der Durchdringungspunkt zwischen Bogen und Versteifungsträger dar (Bild 7). Die Gestaltung dieses Knotenpunktes erfolgte in mehreren Schritten in Abhängigkeit des Kraftflusses, der Ergebnisse der für dieses Detail maßgebenden Nachweise und der technologischen Randbedingungen für die Werkstattfertigung.

Um die hohen Beanspruchungen abtragen zu können, war es unabdingbar, die vollen Querschnitte der Haupttragerelemente auch innerhalb des Durchdringungspunktes beizubehalten. Der Versteifungsträgerquerschnitt wurde deshalb zunächst ohne Stoß durch den Knoten geführt. Der Kastenquerschnitt des Bogens erhielt dahingegen einen Stumpfstoß am oberen und unteren Flansch des Versteifungsträgers. Im Bereich des Knotens wurden die Bogenflanschbleche in Form von Steifenblechen und die Bogenstegbleche als seitliche Begrenzungsbleche eingesetzt und somit weitergeführt.

Zusätzlich zu diesen Bauteilen wurden weitere Steifenbleche eingesetzt. Deren Anordnung erfolgte zum einen in den Anschlussebenen der Querträger sowie des Fahrbahnblechs und zum anderen an den Stellen der Querkrafteinleitung vom Versteifungsträger in den Bogen. Letztendlich ergab sich ein geschlossener, mehrfach ausgesteif-

ter Kastenquerschnitt, der speziell für die Werkstattfertigung eine große Herausforderung darstellte.

3.5 Hänger

Die Hänger wurden mit Flachstahlprofilen ausgeführt und in Abständen von 6,90 m, $7 \times 6,45$ m und 6,90 m (jeweils dreifacher Querträgerabstand) angeordnet. Die Querschnittsabmessungen betragen 50 mm \times 200 mm für die Regelhänger und 55 mm \times 200 mm für die Randhänger. Letztere erhalten durch die Lage am biegesteifen Knotenpunkt zwischen Bogen und Versteifungsträger größere Biegebeanspruchungen, welche die Größe der Spannungsschwingbreiten beim Ermüdungsnachweis maßgeblich beeinflussen und eine Querschnittserhöhung unabdingbar machten.

Die Anschlussbleche am Bogen (Bild 8 links) wurden in Anlehnung an die Richtzeichnungen in [2] konstruiert. Dabei weitet sich die breite Seite des Hängerquerschnittes mit einem Radius von 1 770 mm von 200 mm auf 660 mm auf. Die Gestaltung der unteren Anschlussbleche (Bild 8 rechts) erfolgte entsprechend den Empfehlungen in [3]. Die Hänger wurden in geschlitzte Anschlussbleche gesteckt, welche mit einem vordefinierten Radius ausgerundet und am Übergang zum Hänger mit einer Neigung von 1:2 abgearbeitet sind. Zusätzlich wurden die Anschlussschweißnähte kerbfrei beschliffen.

3.6 Fahrbahn

Die Fahrbahn wurde als orthotrope Fahrbahnplatte ausgeführt. Sie spannt zwischen den beiden Versteifungsträgern und setzt sich aus 42 Querträgern, 20 Längsrippen und einem 18 mm dicken Fahrbahnblech zusammen.

Die Querträgerabstände variieren zwischen 2,15 m und 2,30 m. Zur Sicherstellung der ordnungsgemäßen Bauwerksentwässerung wurden die als offene Querschnitte konstruierten Querträger mit einer variablen Konstruktionshöhe zwischen 1,00 m (Brückenmitte) und 1,10 m (Fahrbahnrand) ausgeführt. Die Endquerträger sind als geschweißte Hohlkästen ausgebildet. Die Längsrippen wur-

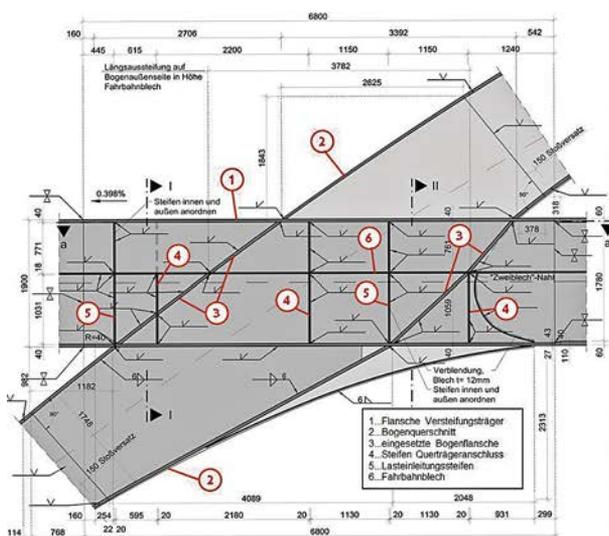


Bild 7. Durchdringungspunkt zwischen Bogen und Versteifungsträger
Fig. 7. Intersection point between arch and stiffening girder



Bild 8. links: oberer Hängeranschluss, rechts: unterer Hängeranschluss
Fig. 8. left: upper hanger connection, right: lower hanger connection



Bild 9. Lagerschema
Fig. 9. Scheme of bearings

den mit torsionsweichen Flachstahlprofilen (Bl 18 × 300) ausgeführt und sind in einem Abstand von 460 mm zueinander angeordnet.

3.7 Lagerung

Die Lagerung des Brückenbauwerkes erfolgte an acht Punkten in vier Lagerachsen. Das Lagerschema ist in Bild 9 dargestellt. Wegen der Besonderheiten des hier vorliegenden Tragwerks wurde eine Lagerung der Bogenstiele in den Achsen B und C auf vier allseits festen Kalottenlagern gewählt. In den Achsen A und D wurden längsverschiebbliche Kalottenlager vorgesehen, wobei jene der Lagerreihe 2 mit einer zusätzlichen Quersfesthaltung versehen sind.

Da das gewählte Lagerungssystem keine geregelte Bauweise der Deutschen Bahn darstellt, wurde seitens der DB Netz AG für die Ausführung eine unternehmensinterne Genehmigung (uiG) erteilt.

4 Besonderheiten der statischen Berechnung

4.1 Tragverhalten und Modellierung

Im Gegensatz zur klassischen Stabbogenbrücke in Form eines Langerschen Balkens, stellt sich beim vorliegenden Bauwerk eine kombinierte Tragwirkung aus Bogen mit angehängter Fahrbahn, Stabbogen und Sprengwerkrahmen ein. Die Bogenschubkräfte werden dadurch zu einem Teil in die die Bögen durchschneidende Fahrbahnkonstruktion und zum anderen Teil in die Bogenfundamente eingeleitet. In der Fahrbahn treten dabei je nach Laststellung sowohl Zugkräfte (System Langerscher Balken) als auch Druck-

kräfte (System Sprengwerk) auf. Neben diesen Normalkraftbeanspruchungen entstehen in den Haupttragelementen zusätzliche Biegemomente. Diese sind in Bogen und Versteifungsträger besonders stark bei asymmetrischen Laststellungen ausgeprägt. Die Lastweiterleitung der einwirkenden Beanspruchungen aus dem Bahnverkehr zu den Haupttragelementen in den Bogenebenen erfolgt über die klassische Wirkungsweise einer orthotropen Platte aus Fahrbahnblech, Längsrippen und Querträgern.

Aufgrund der beschriebenen, komplexen Tragwirkung wurde das Brückenbauwerk als räumliches FE-System berechnet und bemessen (Bild 10). Sämtliche Bauteile wurden mit Stabelementen abgebildet. Die Modellierung der Fahrbahn erfolgte unter Vernachlässigung des Fahrbahnblechs als Trägerrost. Um die Schubfeldwirkung des Fahrbahnbleches dennoch zu berücksichtigen, wurde ein Kreuzverband mit identischer Schubsteifigkeit eingefügt. Dadurch konnten zum einen die real vorhandenen Schubkräfte des Fahrbahnbleches berechnet und zum anderen unrealistische, aber beim Trägerrost modellbedingt auftretende Querbeanspruchungen reduziert werden. Der Anschluss der Hänger an Bogen und Versteifungsträger erfolgte biegesteif. Um die Anschlussmomente realitätsnah erfassen zu können, wurden den Stäben in den Hängerendebereichen dabei die Querschnitte der Hängeranschlussbleche mit ihren vorhandenen Steifigkeiten zugewiesen.

Da die hohe Steifigkeit des biegesteifen Kreuzungspunktes von Bogen und Versteifungsträger nicht hinrei-

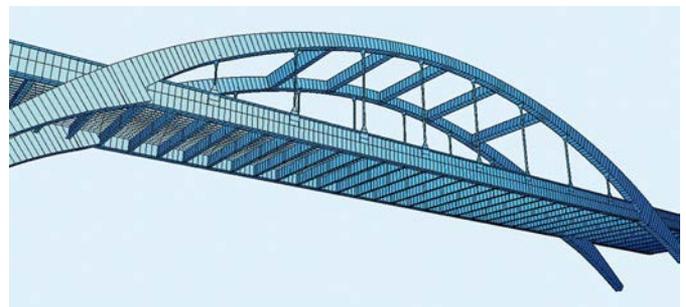


Bild 10. FE-Modell des Brückentragwerkes
Fig. 10. FE-Modell of the bridge structure

chend genau durch eine einfache Verbindung der Stabelemente abgebildet werden kann, wurden die Stabknoten des Bogens und des Versteifungsträgers an den Stellen der realen Bauteilschnittpunkte starr gekoppelt. Die realen Steifigkeiten konnten durch diese Vorgehensweise deutlich besser abgeschätzt werden.

Auf zwei wesentliche Punkte der statischen Berechnung des Brückentragwerkes soll im Folgenden näher eingegangen werden. Dies sind zum einen der Schienenspannungsnachweis sowie die zugehörigen Verformungsbegrenzungen an den Überbauenden und zum anderen die Berechnung des Durchdringungspunktes zwischen Bogen und Versteifungsträger. Beide Punkte hatten vor allem im Hinblick auf die Bauwerkssteifigkeit und die daraus resultierenden Schnittgrößenverteilungen maßgeblichen Einfluss auf die Dimensionierung des Tragwerkes.

4.2 Schienenspannungsnachweis

Aufgrund des speziellen Verformungsverhaltens des vorliegenden Bogentragwerkes kam dem Schienenspannungsnachweis und den zugehörigen Verformungsbegrenzungen an den Überbauenden bei der Nachweisführung eine besondere Bedeutung zu. Durch die Interaktion zwischen Tragwerk und Oberbau wird ein Teil der auftretenden Längsbeanspruchungen (z. B. infolge Anfahren und Bremsen) über die Schienen in das Erdreich hinter den Widerlagern abgeleitet. Des Weiteren entstehen in lückenlos durchlaufenden Schienen Längskräfte aus den Verformungen des Überbaus, da die freie Bewegung des Brückentragwerkes behindert wird.

Im Fall der EÜ Ottendorfer Viadukt wird der größte Anteil dieser Beanspruchungen durch die vertikalen Einwirkungen aus dem Zugverkehr hervorgerufen. Dies stellt im Gegensatz zu anderen Tragwerksformen eine Besonderheit dar und bedarf daher einer eingehenden Betrachtung. Der Grund dafür ist im bereits erwähnten Verformungsverhalten zu suchen. Durch die spezielle Tragwerksform werden bei asymmetrischen Laststellungen größere Verschiebungen sowohl in vertikaler Richtung als auch in Brückenlängsrichtung sowie Verdrehungen in den Lagerachsen hervorgerufen (Bild 11), welche wiederum Schienenbeanspruchungen von erheblichem Ausmaß nach sich ziehen.

Zur Berechnung der Schienenspannungen wurde das FE-Modell mit zusätzlichen Stabelementen zur Abbildung der Schienen beider Gleise sowie der vorhandenen Führungsschienen ergänzt. Die Schienenstäbe wurden dabei über die gesamte Länge des Tragwerkes sowie auf dem Dammbereich vor und hinter der Brücke entsprechend den normativen Vorgaben modelliert.

Die Kopplung zwischen Schiene und Tragwerk erfolgte über Federelemente, deren Steifigkeit in Brückenlängsrichtung aus den normativ geregelten Längsverschiebewiderständen (LVW) des Gleises abgeleitet wurde. Dabei stellte sich die Frage, welche Federanordnung für die Berechnung der Schienenspannungen verwendet werden sollte. Zunächst wurden die LVW auf dem Brückenbauwerk entsprechend der Verkehrslastverteilung gewählt (unbelastete Bereiche mit 20 kN/m, belastete Bereiche mit 60 kN/m). Im Dammbereich braucht der LVW für das belastete Gleis nach geltendem Regelwert nicht angesetzt zu

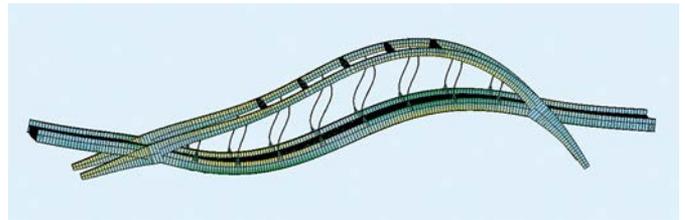


Bild 11. Verformungsfigur unter halbseitiger Brückenbelastung

Fig. 11. Deformation figure under partial loading

werden. Dies ist jedoch realitätsfern, da bei größeren Zuglängen sowohl Brücke als auch Dammbereich belastet werden. Letztendlich wurden mehrere Federmodelle betrachtet, mit denen alle möglichen Varianten abgedeckt werden konnten.

Für die Berechnung der maßgebenden Schienenspannungen $\sigma_{S,res}$ wurde auf die in [1] formulierte und nachfolgend angegebene Lösungsmöglichkeit zurückgegriffen.

$$\sigma_{S,res} = \sigma_{S1} + 0,5 \cdot (\sigma_{S2} - \sigma_{S1})$$

σ_{S1} Schienenspannung für LVW-unbelastet im Dammbereich

σ_{S2} Schienenspannung für LVW-belastet im Dammbereich

Bei der Nachweisführung stellte sich heraus, dass im vorliegenden Fall die Berechnung entsprechend den in RIL 804 und DIN EN 1991-2 beschriebenen Vorgehensweisen sowie die Verwendung der in diesen Vorschriften geregelten Grenzwerte nicht zielführend sind. Beide Regelwerke fordern die Berücksichtigung des Lastfalls LM71 bei der Berechnung der Schienenspannungen. Zusätzlich ist jedoch im Grenzwert für die zulässige Zugspannung ein pauschaler Spannungsanteil von 20 N/mm² zur Berücksichtigung der Normalspannung in den Schienen infolge vertikaler Verkehrslasten enthalten. Aufgrund des großen Einflusses der vertikalen Verkehrslasten im vorliegenden Fall führt diese Doppeltberücksichtigung zu extrem ungünstigen und unrealistischen Ergebnissen. Daher wurde auf den in [1] empfohlenen Vorschlag zurückgegriffen. Demnach sind der Schienenspannungsnachweis unter Einbezug des Lastfalls LM71 zu führen und die zulässigen Schienenzugspannungen zu erhöhen.

Bild 12 zeigt exemplarisch die Verteilung der berechneten Schienenspannungen unter Berücksichtigung der Lasten des LM71. Die Ergebniswerte wurden abschließend den zulässigen Schienenspannungen aus [1] gegenübergestellt. Die Begrenzung der Schienenzugspannungen erfolgte daher mit einem zulässigen Wert von 112 N/mm² anstelle der normativ angegebenen Grenzspannung von 92 N/mm². Für die Schienendruckspannung wurde der zulässige Wert der Regelwerke von 72 N/mm² beibehalten. Beide Grenzwerte werden eingehalten.

Auch im Hinblick auf die neben den Schienenspannungsnachweisen zu führende Verformungsbegrenzung stellt das vorliegende Bauwerk einen Sonderfall dar. Im Regelfall sind die Bauwerkslängsverschiebungen infolge Überbauverdrehung aus Verkehrslasten nachzuweisen. Wegen der bei diesem Bogenbrückentyp vorhandenen Kombina-

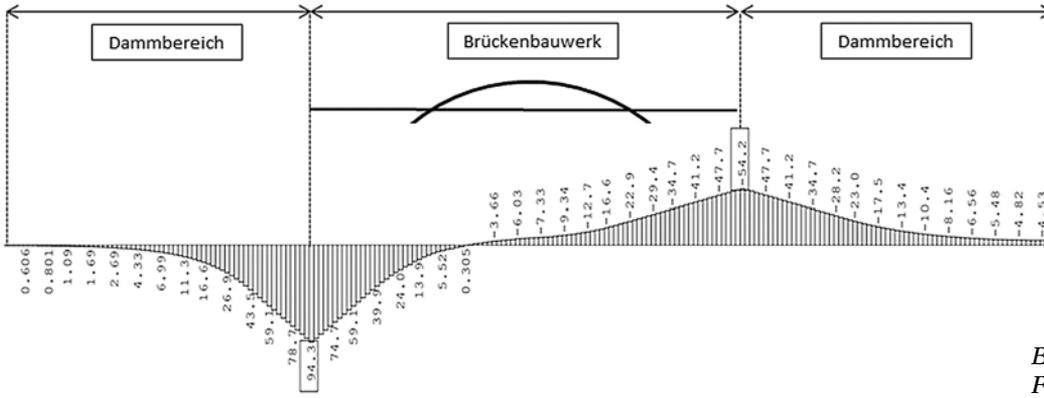


Bild 12. Schienenspannungen
Fig. 12. Stresses in the rails

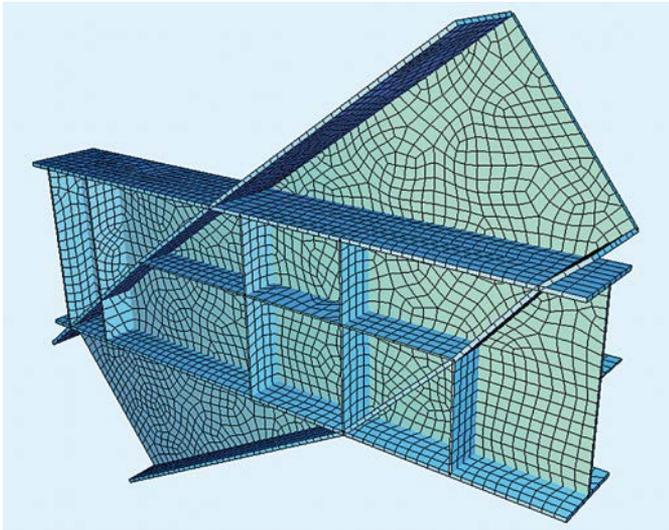


Bild 13. FE-Modell des Durchdringungspunktes
Fig. 13. FE-Modell of the intersection point

tion der Verschiebungen des Überbaurandes aus Translation und Rotation ist dieser Nachweis hier nicht ausreichend und es wurden daher die Bedingungen für die kombinierten Verformungswege entsprechend RIL 804.3101 nachgewiesen.

4.3 Durchdringungspunkt Bogen/Versteifungsträger

Bei der statischen Berechnung des Brückenbauwerkes wurde dem Durchdringungspunkt zwischen Bogen und Versteifungsträger spezielle Aufmerksamkeit gewidmet. Eine Nachweisführung mit den Methoden der Stabstatik

ist für diesen Detailpunkt nicht zielführend. Um den realen Kraftfluss möglichst exakt abbilden zu können, wurde die Kontur des Knotens inklusive aller Aussteifungsbleche in einem separaten FE-Modell mit Hilfe von Flächenelementen abgebildet und berechnet (Bild 13).

Die 12 maßgebenden Einwirkungskombinationen für das FE-Modell wurden aus den im Stabwerkmodell berechneten Bauteilspannungen abgeleitet und als Linienlasten am oberen Bogenanschnitt und an beiden Versteifungsträgeranschnitten aufgebracht. Am unteren Bogenende, an den seitlichen Anschlusspunkten der Querträger und am Fahrbahnblech erfolgte die Lagerung des Modells entsprechend den zu übertragenden Schnittgrößen.

Durch die beschriebene Vorgehensweise des Submodeling konnten eine gute Verknüpfung zwischen globalem Stabwerkmodell und lokalem Knotenmodell und damit aussagekräftige Ergebnisse erzielt werden (Bild 14 links).

Trotz der Detailliertheit des Submodells und der damit verbundenen Möglichkeit, eine wirklichkeitsnahe Aussage über die Beanspruchungen in den einzelnen Blechen des Knotens zu erhalten, ist die Ermittlung des mehraxialen Spannungszustandes in den Kreuzungspunkten der einzelnen Bleche aufgrund der verwendeten Flächenelemente nicht möglich.

Um die tatsächlichen Spannungswerte an diesen Stellen zu berechnen, wurde eine vereinfachte Knotenkraftbemessung auf Grundlage der aus den einwirkenden Schnittgrößen ermittelten Knotenkräfte und den Knotengleichgewichtsbedingungen vorgenommen (Bild 14 rechts). Letztendlich konnten die Normalspannungen in den einzelnen Blechen berechnet und aus diesen die resultierenden Vergleichsspannungen im Knotenpunkt bestimmt werden.

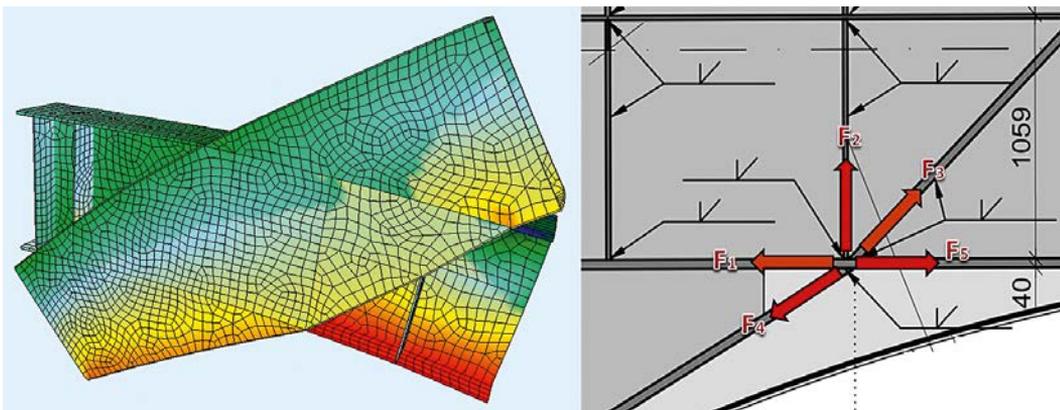


Bild 14. links: Spannungsplot des Durchdringungspunktes, rechts: Knotenkraftberechnung
Fig. 14. left: stress-plot of the intersection point, right: calculation of nodal forces

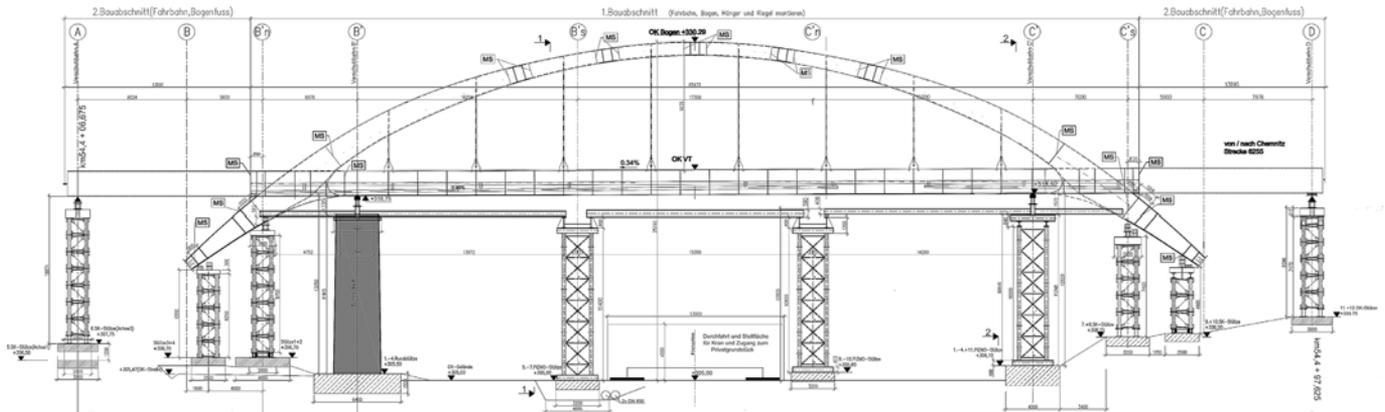


Bild 15. Längsschnitt durch das Montagegerüst (© Stahlbau Dessau & Co. KG)
 Fig. 15. Longitudinal section of the erection scaffolding

5 Bauausführung

5.1 Allgemeines

Die Gesamtbauzeit für das Projekt betrug etwa 14 Monate von Sommer 2014 bis Ende 2015, die Kernbauzeit von Frühjahr bis Herbst 2015. In der Kernbauzeit lag die vom Bauherrn vorgegebene Sperrpause der beiden auf dem Bauwerk überführten Gleise von vier Monaten (Juni bis September 2015). Neben dieser sehr kurzen Bauzeit waren die Wohnbebauung in unmittelbarer Nähe der Baustelle sowie die statisch-konstruktive Teilbarkeit des Stahl-Tragwerkes für den Transport der einzelnen Stahlbauteile zwischen dem Fertigungswerk und der Baustelle maßgebliche baubetriebliche Einflussfaktoren.

Unter Beachtung dieser Randbedingungen sah das Montagekonzept vor, den neuen Stahlüberbau seitlich neben dem noch in Betrieb befindlichen alten Viadukt herzustellen. Dies erfolgte in Höhenendlage des Bauwerkes ca. 15,50 m über dem anstehenden Gelände. Zwischen dem alten Bauwerk und dem neuen Bauwerk in Seitenlage war ein lichter Abstand von ca. 5 m vorgesehen.

Das erforderliche Montagegerüst (Bild 15) bestand aus zehn Stützenachsen mit jeweils zwei bzw. drei Einzelstützen. In der Festpunktachse des Gerüsts, welche gleichzeitig eine der Verschiebachsen darstellte, erfolgte die Stützung über kreisförmige Stahltürme mit variablen Durchmessern von bis zu 3,50 m. Alle weiteren Stützen wurden mit den modularen Hilfsstützensystemen vom Typ SK und PIZMO ausgeführt.

5.2 Montage Stahlbau

Das Montagekonzept sah vor, die zugehörigen Stahlbauteile per Sattelaufleger als Schwer- und Großraumtransporte zur Baustelle zu fahren, mit einem 350-t-Kran auf das Montageträgergerüst einzuheben, dort auszurichten, zu verschlossern und abschließend zusammenschweißen. Dazu war vorab die Einteilung der Fahrbahn, der Versteifungsträger und der Bögen in einzelne Montage-segmente erforderlich.

Die orthotrope Fahrbahnplatte wurde in insgesamt zehn einzelnen Segmenten vorgefertigt (Bild 16). Die Unterteilung erfolgte dabei in Querrichtung in Brückenmitte und in Längsrichtung in Abschnitten von $2 \times 20,42$ m, $2 \times 17,26$ m und 17,35 m. Für die Versteifungsträger wurden

ebenfalls fünf Montage-segmente vorgefertigt, deren Länge mit Ausnahme der beiden Endteile (kürzere Länge von 13,62 m aufgrund der Durchdringungspunkte) mit den Abmessungen der Fahrbahnabschnitte übereinstimmte.

Die vier Durchdringungspunkte zwischen Bogen und Versteifungsträger wurden vollständig im Werk vorgefertigt und als separate Einheiten auf der Baustelle montiert. Hauptproblempunkt bei der Werkstattefertigung dieser Knoten stellte das abschließende Einschweißen der äußeren Bogenstege dar. Die ursprünglich vorgesehene Variante, sämtliche Steifenbleche bis zur Außenseite des Bau-



Bild 16. Vorfertigung und Zusammenbau der Versteifungsträger- und Fahrbahnsegmente (unten © Deutsche Bahn)
 Fig. 16. Prefabrication and assembly of stiffening girders and railway segments

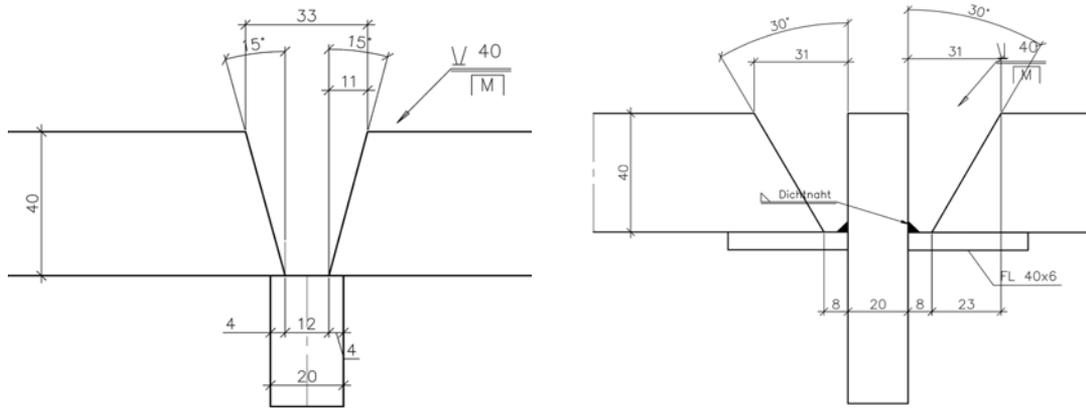


Bild 17. Schweißnahtdetails, links: Dreiblechnaht, rechts: herkömmlicher Stumpfnahtstoß (© Stahlbau Dessau GmbH & Co. KG)
Fig. 17. Weld details, left: weld joint between three members, right: conventional butt weld joint

teils durchlaufen zu lassen und die Stegbleche in die entstehenden Einzelfelder zwischen den Steifen einzupassen, wurde vor allem im Hinblick auf die zu erwartenden hohen Schrumpfspannungen infolge der Vielzahl an Stumpfnahtverbindungen verworfen. Die letztendlich ausgeführte Variante sah vor, die Schweißverbindungen zwischen den Stegblechen und den vertikalen Beulsteifen als Dreiblechnaht auszuführen (Bild 17 links). Dies hatte den Vorteil, dass die vorhandenen Steifen zum einen bereits als Auflagepunkt für die Stegbleche dienten und zum anderen das vorhandene Schweißnahtvolumen und damit die Schrumpfbeanspruchungen erheblich reduziert werden konnten. Da die angeschlossenen Beulsteifen geringere Beanspruchungen aufweisen, stellte auch die reduzierte Anschlussbreite im unteren Nahtbereich kein Problem dar. Sämtliche Nähte im Bereich der Haupttragelemente wurden, wie im ersten Entwurf vorgesehen, als voll durchgeschweißte Stumpfstoße ausgeführt (Bild 17 rechts).

Im ersten Montageschritt wurden die vorgefertigten Elemente der Fahrbahn inklusive der Versteifungsträger und Durchdringungspunkte eingebaut (Bild 18). Aufgrund von geometrischen Überschneidungen des neuen Stahl-



Bild 18. Einhub des Durchdringungspunktes
Fig. 18. Lifting of the intersection point



Bild 19. Bauwerk nach Abschluss des ersten Montageabschnitts
Fig. 19. Main structure after completion of the first assembly part

überbaus mit den Bestands-Flügelwänden des alten, zu dieser Zeit noch in Betrieb befindlichen Bauwerkes wurden dabei zunächst nur die drei mittleren Abschnitte der Fahrbahn und der Versteifungsträger sowie die vier Durchdringungspunkte montiert (Bild 19).

Anschließend erfolgte die Montage der beiden Bogenabschnitte oberhalb der Fahrbahn und der Hänger (Bild 20 und 21). Erstere bestehen aus jeweils drei Einzelsegmenten mit einer maximalen Länge von ca. 25 m. Für deren Zusammenbau wurden im Bereich der Stoßstellen auf dem Fahrbahndeck zwei zusätzliche Stützrahmen errichtet. Um die Montage der Hänger zu erleichtern, wurden die oberen und unteren Anschlussbleche bereits werkseitig an Bogen bzw. Versteifungsträger befestigt. Im unteren Anschlussblech wurde dabei bereits ein Teil des Hängerstabes eingeschweißt. Auf der Baustelle mussten somit lediglich die Flachstahlprofile mittels zweier Vollstöße zwischen die Anschlussbleche eingeschweißt werden. Dabei war zu beachten, dass die kraftschlüssige Verbindung der jeweils äußersten Hänger mit den unteren Anschlussblechen erst nach dem Verschieben erfolgen konnte. Die statische Berechnung des Verschiebezustandes ergab große Druckbeanspru-



Bild 20. Montage der Bögen
Fig. 20. Assembly of the arches

chungen in diesen Hängern, welche bei vorzeitigem Verschweißen der Stäbe zum Ausknicken geführt hätten.

Nach dem Teilabbruch der Bestandswiderlager innerhalb der Sperrpause konnte im letzten Schritt das Traggerüst für die Montage des Stahlüberbaus vervollständigt werden. Damit war die Voraussetzung für die Komplettierung der bis dahin fehlenden Teile des Stahlüberbaus gegeben, sodass die beiden äußeren Fahrbahn- und Versteifungsträgerabschnitte sowie die vier unter der Fahrbahn angeordneten Bogenstiele ergänzt und mit den bereits montierten Überbauteilen verschweißt werden konnten.

5.3 Abbruch- und Betonbauarbeiten

Pünktlich zur planmäßigen Außerbetriebnahme des alten Viaduktes im Juni 2015 waren alle erforderlichen Vorleistungen abgeschlossen. Mit Beginn der Sperrpause erfolgte der Rückbau von Oberleitungen, Gleisen und Schotter auf dem alten Viadukt. Danach konnten die Baugruben hinter dem alten Bauwerk ausgehoben (ca. 10 000 m³) und die sechs Bögen des alten Viadukts rückgebaut werden (Bild 22). Dies erfolgte bogenweise, beginnend von den Randfeldern mit Hydraulikbaggern und Abbruchhäm- mern. Vorher wurden die seitlichen Kragarme der Fahr- bahnplatte pulverisiert, um die ca. 10 m neben dem alten Bauwerk befindliche Wohnbebauung nicht durch herabfal- lende Steine zu gefährden. Nach dem Rückbau der Bögen



Bild 21. Bauwerk nach Abschluss des zweiten Montageab- schnitts
Fig. 21. Main structure after completion of the second assembly part



Bild 22. Abbruch des Bestandsbauwerkes
Fig. 22. Demolition of the former bridge



Bild 23. Herstellung der neuen Widerlager
Fig. 23. Construction of the new abutments

erfolgte der Abbruch der Pfeiler. Sämtliches Abbruchgut wurde nahe dem Baufeld zwischengelagert und für den späteren Wiedereinbau als Bauwerkshinterfüllung aufgear- beitet.



Bild 24. Brückenverschub, links: Blick auf die Hauptverschubbahnen, rechts: Verschubschlitten und Presse
 Fig. 24. Bridge displacement, left: view of the main displacement tracks, right: displacement slide and press



Bild 25. Lager und Bogenfußpunkt während des Verschubes
 Fig. 25. Bearing and arch base during the displacement

Im Anschluss begann der Neubau der beiden circa 15 m hohen Widerlager (Bild 23). Diese wurden auf den alten Gründungskörpern der beiden äußeren Bestands-

widerlager in etwa 6 m Höhe über OK Gelände aufgesetzt. Widerlager- und Flügelwand sind luftseitig mit einer vernadelten, ca. 50 cm dicken Stahlbetonwand verblendet. Die Abtragung der vom Tragwerk in die Widerlager eingeleiteten Kräfte übernahm der im Baugrund verbleibende Gründungskörper des alten Viaduktes, ertüchtigt durch eine dreiseitig angrenzende tangierende, 60 cm breite und 11,60 m tiefe Bohrpfehlwand. Die darüber angeordnete Pfahlkopfplatte verband den Gründungskörper mit den aufgehenden Bauteilen des Widerlagers.

5.4 Querverschub und Restarbeiten

Elf Wochen nach Beginn der Sperrpause war der Überbau soweit komplettiert, dass der Querverschub beginnen konnte. Auf vier Verschubbahnen, die jeweils an den Endauflagern sowie mittig zwischen erstem Hänger und Durchdringungspunkt Bogen/Versteifungsträger angeordnet wurden und mit zwei großen, synchron arbeitenden Hydraulikpressen wurde die gesamte Stahlkonstruktion 16 m horizontal in Endlage verschoben (Bild 24). Dabei mussten die Verscharbeiten mit einer hohen Präzision



Bild 26. Temporäre Montagestreben für den Verschubzustand
 Fig. 26. Temporary assembly struts for the displacement phase



Bild 28. Bauwerk im Endzustand (© Deutsche Bahn)
Fig. 28. Bridge in final state



Bild 27. Brückenbauwerk nach dem Vershub in finaler Lage (© Deutsche Bahn)
Fig. 27. Bridge after the displacement in final position

erfolgen, da zwischen den vier Bogenfußplatten des 920 t schweren Stahlüberbaus und den oberen Lagerplatten der in den geneigten Lagersockeln temporär befestigten Lager planmäßig nur ein Abstand von wenigen Millimetern vorhanden war (Bild 25). In diesem Zusammenhang war während des Verschubs zudem der Einbau von temporären Montagestreben zwischen den Bogenfüßen und den Verstärkungsträgern erforderlich (Bild 26). Durch diese Verstrebungen konnten übermäßige Verformungen der Bogen-

stiele senkrecht zur ihrer Achse verhindert und somit deren Lagertreue garantiert werden.

Nach der Endmontage der Lagerkonstruktion und der Ausrichtung des Überbaus in die finale Lage (Bild 27) erfolgte der Verguss der vier Kalottenlager an den Bogenfußpunkten sowie einen Tag später der vier Kalottenlager an den Überbauenden. Der Zeitpunkt der Einlagerung wurde in Abhängigkeit der Umgebungs- und Bauwerkstemperatur sowie des Erhärtungsverhaltens des Spezial-Vergussbetons bestimmt und von einem detaillierten Monitoring überwacht.

Anschließend erfolgten die Hinterfüllung der Widerlager sowie der Aufbau des circa 12 m hohen Bahndammes, der Einbau des Gleisschotter auf Unterschottermatten sowie die Wiederherstellung der Gleislage und der Oberleitung.

Für die gesamte Baumaßnahme hatte die Einhaltung der qualitativen und terminlichen Vorgaben unter Beachtung der spezifischen Randbedingungen durch die Lage der Baustelle in direkter Nähe zur innerörtlichen Wohnbebauung oberste Priorität. Dazu wurde eine Vielzahl an baubetrieblichen, betontechnologischen und gerätespezifischen Maßnahmen ergriffen, um die Herstellung des neuen Bauwerkes zielsicher umzusetzen. Die Inbetriebnahme des Bauwerkes erfolgte termingerecht am 04. 10. 2015. Danach wurde die Baustelleneinrichtung zurückgebaut und die bauzeitlich in Anspruch genommene Fläche in ihrem ursprünglichen Zustand wiederhergestellt und renaturiert.



Bild 29. Brückenimpressionen
Fig. 29. Bridge details in final state

6 Schlussbemerkung

Mit dem Ersatzneubau des Ottendorfer Viaduktes wurde erstmals bei der Deutschen Bahn die Tragwerksform des rahmenversteiften Bogens ausgeführt. Durch dieses außergewöhnliche Ingenieurbauwerk, welches sowohl an die Tragwerksplanung als auch an die Bauausführung höchste Anforderungen stellte, konnte die Öffnung des Ottendorfer Talraumes erzielt und eine äußerst ästhetische Landschaftsmarke errichtet werden (Bild 28 und 29).

Am Bau Beteiligte

Bauherr:

DB Netz AG, Regionalbereich Süd, Zwickau

Entwurfsplanung:

DB ProjektBau

Curbach Bösche Ingenieurpartner, Dresden

Ausführungsplanung Stahlbau:

Dittmann+Ingenieure Bauplanung GmbH & Co. KG,

Dresden

Ausführungsplanung Massivbau:

Curbach Bösche Ingenieurpartner, Dresden

Prüfingenieur:

Prof. Dr.-Ing. *Karsten Geißler*

Bauausführung:

ARGE Ottendorfer Viadukt

Ed. Züblin AG, Dresden

Stahlbau Dessau GmbH & Co. KG, Dessau-Roßlau

Wilfried Keßler Erdbau- und Abbruch GmbH,

Plauen-Oberlosa

Literatur

- [1] *Freystein, H.*: Untersuchungen zu den zulässigen zusätzlichen Schienenspannungen aus der Interaktion Gleis/Brücke. Dissertation, Berlin: 2012.
- [2] RIL 804.9010: Richtzeichnungen für stählerne Eisenbahnbrücken. 2011.
- [3] DIN EN 1993-2/NA: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 2: Stahlbrücken. 2012.

Bildnachweis

Bilder 1, 7 rechts, 9, 22, 29 rechts:

Curbach Bösche Ingenieurpartner

Bilder 2–6, 7 links, 8, 10–14, 16 oben, 20 unten, 21, 24, 26, 29 links:

Dittmann + Ingenieure

Bilder 18, 19, 20 oben, 23, 25:

Ed. Züblin AG

Autoren dieses Beitrages:

Dr.-Ing. Stephan Teich,

Dittmann+Ingenieure Bauplanung GmbH & Co. KG,

Am Brauhaus 1, 01099 Dresden,

te@d-ing.de

Dr.-Ing. Dipl.-Wirt.-Ing. Jens Otto,

Ed. Züblin AG, Direktion Brückenbau,

Radeburger Straße 28, 01129 Dresden,

jens.otto@zueblin.de

Prof. Dr.-Ing. Thomas Bösche,

Curbach Bösche Ingenieurpartner,

Bergstraße 21a, 01069 Dresden,

tb@cbing.de