Neubewertung der Gleis-Tragwerks-Interaktion einer Bestandsbrücke

Bewertung der Bestandssituation auf der Fuldatalbrücke Kragenhof (Teil 1)

Abb. 1: Schienenauszug SA 60-340 auf der Fuldatalbrücke Kragenhof *Quelle: MKP GmbH, M. Wenner*

SARAH PITTERS | MARC WENNER | STEFFEN MARX | HEIKO DIEHL | JIA LIU

Im Zuge der Oberbauerneuerungen auf der Schnellfahrstrecke (SFS) Hannover – Würzburg konnte für die Fuldatalbrücke Kragenhof durch Analyse der Gleis-Tragwerks-Interaktion eine Verminderung der Anzahl an Schienenauszügen (SA) auf dem Bauwerk erzielt werden. In Teil 1 dieses Artikels wird das Bauwerk vorgestellt und die Bestandssituation mit sechs SA dargestellt. Im Teil 2 (Veröffentlichung in EI 05/2022) folgt dann die Betrachtung möglicher Alternativen und deren Auswirkungen auf die rechnerischen Nachweise. Für die favorisierte Lösung wird die bauliche Durchbildung vorgestellt und eine Wirtschaftlichkeitsbetrachtung durchgeführt.

Einleitung

Brücken stellen eine Störstelle für das lückenlose Gleis dar. Neben dem Steifigkeitssprung des Unterbaus am Übergang vom Damm zum Bauwerk führen Bewegungen der Überbauten infolge von Temperaturschwankungen, Kriechen und Schwinden des Konstruktionsbetons oder infolge vertikaler und horizontaler Verkehrslasten zu einer Wechselwirkung zwischen Gleis und Brücke und zu zusätzlichen Beanspruchungen und Reaktionen des Gleises. Zur Gewährleistung der Integrität der Schiene und des Fahrweges müssen diese zusätzlichen hervorgerufenen Kräfte und Verformungen im Gleis begrenzt werden. Im Zuge des Entwurfs einer Brücke sind deshalb die Untersuchungen zur Gleis-Tragwerks-Interaktion ein maßgeblicher Bestandteil der rechnerischen Untersuchungen und eine wichtige Basis für die Ausbildung sowohl der Brücke selbst als auch des Oberbaus auf der Brücke. Das Phänomen der Wechselwirkung, die rechnerische Analyse und die zugehörige Modellbildung sowie die Herkunft der im Nachweis angesetzten Grenzwerte sind in den letzten Jahren aufbereitet und veröffentlicht worden [1, 2, 3, 4, 5]. Gehen die Nachweise der Schienenspannungen oder der Gleisverformungen nicht auf und sind Änderungen an der Brücke nicht gewünscht oder möglich, so gibt es auch Möglichkeiten, das Gleis an die Randbedingungen anzupassen, wobei solche Lösungen die Ausnahme bilden sollten. Eine verbreitete Lösung besteht in der Trennung des lückenlosen Gleises mithilfe eines SA, in dem die Zunge auf die Backe des Auszugs gleiten kann (Abb. 1). SA sind aber teuer in der Anschaffung, aufwendig in der Erhaltung durch das häufige Einstellen von Gleislagefehlern und wirken sich durch die Unstetigkeit im Gleis negativ auf die Fahrdynamik und den Fahrkomfort aus. Deshalb sollte ihre Anzahl auf ein Minimum reduziert werden.

Die Fuldatalbrücke Kragenhof

Auf der SFS 1733 zwischen Hannover und Würzburg überführt die Talbrücke kurz vor Kassel die Fulda (Abb. 2). Die 250 m lange Brücke wurde in den Jahren 1986 bis 1988 gebaut. Die zweigleisigen Überbauten wurden als Einfeldträgerkette mit Stützweiten von 72,0 m in der Hauptöffnung über der Fulda und 3 x 57,60 m in den Seitenfeldern konzipiert (Abb. 3). Bei den Überbauten handelt es sich um eine Stahlbetonverbund-Konstruktion mit untenliegenden Stahlfachwerkträgern. Die Tragkonstruktion besteht aus zwei Stahlfachwerkscheiben mit einem Abstand von 5,60 m und einer schlaff bewehrten Betonfahrbahnplatte im Verbund.
Aufgrund der geologischen Situation, aber auch der ca. 9 m hohen Überbauten, war die Anordnung sehr großer gegliederter Widerlagerbauwerke erforderlich. Beim Widerlager in Achse 1 konnte die Widerlagerkammer kurz ausgebildet werden. Der verbleibende Höhenunterschied zwischen Hang und der Gradiente der SFS wurde mit Flügelwänden überbrückt, welche durch einen Zugbalken miteinander verbunden sind. Der Bereich

Homepageveröffentlichung unbefristet genehmigt für MKP GmbH, TU-Dresden, DB Netz AG, TU-Darmstadt / Rechte für einzelne Downloads und Ausdrucke für Besucher der Seiten genehmigt / © DVV Media Group GmbH

zwischen den Flügelwänden wurde zur Reduktion der Belastung des Gesamthanges nicht verfüllt, sondern mit einer Platte abgedeckt. Das Widerlager in Achse 5 ist als großvolumiges Kammerwiderlager ausgeführt. Die Widerlager sind flachgegründet, die Pfeiler sind auf Großbohrpfählen gegründet. Für weitere Detailinformationen wird auf [6] verwiesen.

Die großen Stützweiten, langen Widerlager sowie die Anordnung der Lager mehr als 9 m unter der Schienenoberkante (SO) führen zu einer komplexen Gleis-Tragwerks-Interaktion, weswegen in den 1980er Jahren auf dem Bauwerk insgesamt sechs SA vorgesehen wurden. Eine weitere Besonderheit bei dem Bauwerk stellt die Ausführung des Schotterbetts dar, welches sowohl in den Fugen mit lückenloser Schienenführung als auch in den Fugen mit SA durchgehend ohne Schotterbetttrennung ausgebildet wurde. Damit findet keine klare Trennung der Überbauten in der oberen Systemebene statt.

Die hohe Anzahl der SA auf der vergleichsweise kurzen Bauwerkslänge sowie das aus dem durchgehenden Schotterbett unklare Trag- bzw. Verformungsverhalten im Fugenbereich veranlassten eine detailliertere Untersuchung, um im Zuge der Oberbauerneuerungsarbeiten auf der SFS 1733 [7] eine verbesserte Lösung umzusetzen. In einem ersten Schritt wurde der aktuelle Zustand rechnerisch untersucht. In einem weiteren Schritt wurden unterschiedliche Varianten der Oberbauausbildung betrachtet, um die Anzahl an SA zu reduzieren. Die Ergebnisse werden nachfolgend vorgestellt.

Abb. 2: Fuldatalbrücke Kragenhof, Schellfahrstrecke Strecke 1733 im Vordergrund, im Hintergrund Strecke 1732 *Quelle: MKP GmbH, M. Wenner*

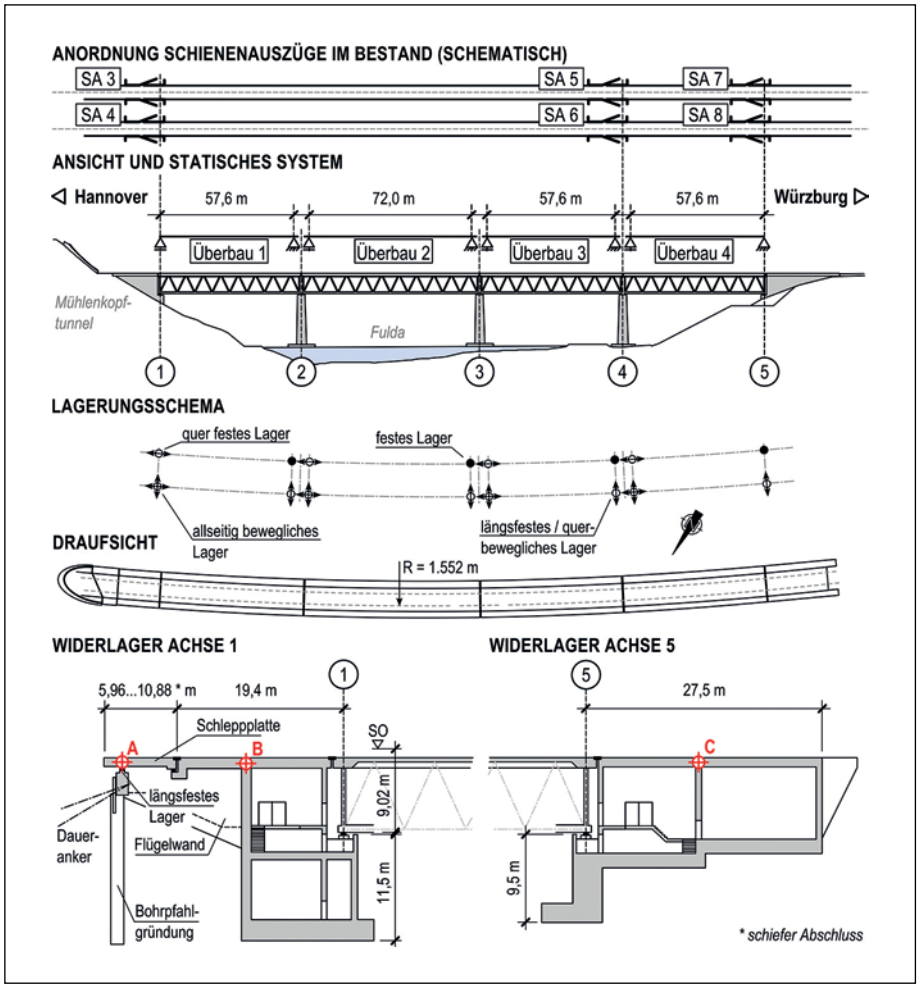

Abb. 3: Maßgebliche Informationen zum Bauwerk und zur Ausbildung des Oberbaus auf der Brücke *Quelle: MKP GmbH*

Modellbildung, Berechnung und Nachweisführung

Für die Berechnung der Effekte aus der Gleis-Tragwerks-Interaktion wurden Bauwerk und Oberbau entsprechend den Empfehlungen in [3] mit dem Programm SOFiSTiK modelliert, das sich für die Lösung nicht-linearer Systeme eignet.

Das Tragwerk und das Gleis wurden in einem Gesamtmodell dargestellt. Zur Modellierung des Überbaus wurden die Abmessungen des Bauwerks und die Querschnittswerte aus den Bestandsunterlagen entnommen. Grundsätzlich wurde der Überbau als Stabwerk modelliert, lediglich die Betonplatten des Verbundquerschnitts wurden durch Flächenelemente abgebildet. Die Bogenlage (R = 1552 m) wird gem. [8] vernachlässigt. Die Pfeiler wurden durch eine Längs- und eine Torsionsfeder abgebildet. Der Bestandsstatik konnten Angaben zur Längssteifigkeit der Pfeiler und Gründung entnommen werden. Wegen der exzentrischen längsfesten Lagerung des Überbaus (Abb. 3) musste die Torsionssteifigkeit des Pfeilers und der Gründung ebenfalls berücksichtigt werden. Es wurden mangels konkreter Daten in der Bestandsstatik Erfahrungswerte aus einem vergleichbaren Projekt angesetzt [9]. Details zur Modellbildung können Abb. 4 entnommen werden.

Durch die Länge der Widerlagerkonstruktionen (vgl. [6], Abb. 3) wurden die Widerlagerdecken und im Bereich der Achse 1 die Schleppplatte entsprechend ihrer Geometrien und Lagerungsrandbedingungen im Gesamtmodell berücksichtigt.

In Achse 1 ist der Überbau längsverschieblich auf dem Widerlager gelagert. Die Längssteifigkeiten der Widerlagerdecke und der

Homepageveröffentlichung unbefristet genehmigt für MKP GmbH, TU-Dresden, DB Netz AG, TU-Darmstadt / Rechte für einzelne Downloads und Ausdrucke für Besucher der Seiten genehmigt / © DVV Media Group GmbH

Schleppplatte wurden durch Federn in Längsrichtung abgebildet, die jeweils in den Punkten A und B in Abb. 3 angesetzt wurden. In Achse 5 ist der Überbau auf der Südseite mit dem Widerlager in Höhe der Lager längsfest gekoppelt. Diese Kopplung wurde im Modell berücksichtigt. Die Längssteifigkeit der Widerlagerdecke wurde durch eine Feder in Längsrichtung in Punkt C gem. Abb. 3 abgebildet. Das Widerlager wurde dabei als Starrkörper modelliert.

Beide Schienen eines Gleises wurden durch einen gemeinsamen Stab, der der Steifigkeit von zwei Schienen entspricht, in der Gleisachse modelliert. Die Längskopplung zwischen Schiene und Tragwerk erfolgte nach Ril 804.3401 [8] über eine Längsfeder mit bilinearen Arbeitslinien (Feder mit Fließkraft) des Längsverschiebewiderstandes, wobei zwischen unbelastetem und belastetem sowie Sommer ($T > 0\,°C$) und Winter ($T < 0\,°C$, Schotter gefroren) unterschieden wurde. Die geometrische Anordnung der Federn kann Abb. 4 entnommen werden.

SA wurden durch ein Normalkraftgelenk ohne Reibung in der Schiene lagegetreu hinter der Fuge berücksichtigt. Der Längsverschiebewiderstand wurde auch im Bereich der SA trotz geänderter Ausführung in den Anschlussbereichen des SA im Vergleich zum regulären Gleis durchgängig konstant nach 804.3401 [8] modelliert.

Nach Regelwerk ist eine lineare Überlagerung der Einzeleinwirkungen möglich, jedoch führt dieser Ansatz zu konservativen Ergebnissen hinsichtlich der auftretenden Schienenspannungen und zu unterschätzten Relativverschiebungen zwischen Schiene und Tragwerk bzw. Damm, siehe auch [3]. Die Berechnungen werden mithilfe einer nicht-linearen Überlagerung durchgeführt. Es wurde für das Aufbringen der Lasten von folgender Reihenfolge ausgegangen:

Schritt 1 (Primärlastfall): Temperaturänderung des Überbaus und der Widerlager sowie Temperaturänderung der Schiene. Verformungen aus Kriechen und Schwinden werden wegen des Alters des Bauwerks vernachlässigt.

Schritt 2: Verkehrslasten vertikal (LM71) sowie Bremsen / Anfahren, wobei Brems- und Anfahrkräfte nur dort auftreten, wo eine vertikale Last angesetzt wird. Die maßgebenden Laststellungen für die verschiedenen Nachweisgrößen und -stellen wurden anhand von Einflusslinien ermittelt.

Für die Nachweise der Schienenspannungen gelten die Grenzwerte von 72 MPa für die zulässigen Druckspannungen und 92 MPa für die zulässigen Zugspannungen nach Ril 804.3401. Diese Grenzwerte setzen die implizite Berücksichtigung des Lastfalls „Temperaturänderung der Schiene“ mit $\Delta TR = \pm 50$ K voraus und gelten für eine lückenlose Gleisführung über das Bauwerk. Da SA eine weitere Diskontinuität für das lü-

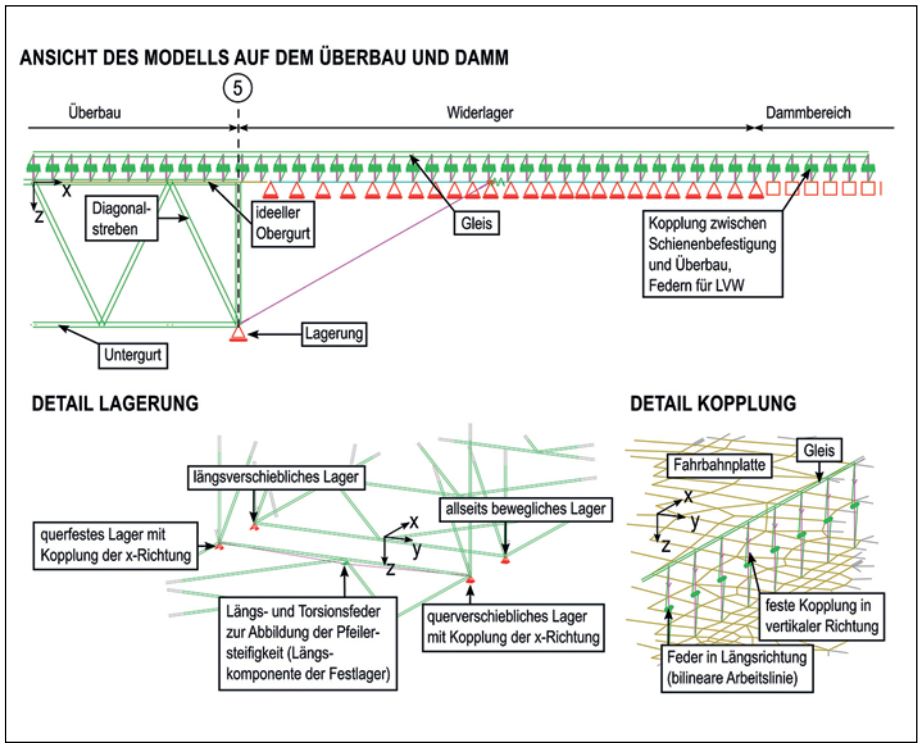

Abb. 4: Modellbildung vom kombinierten System Gleis und Tragwerk *Quelle: MKP GmbH*

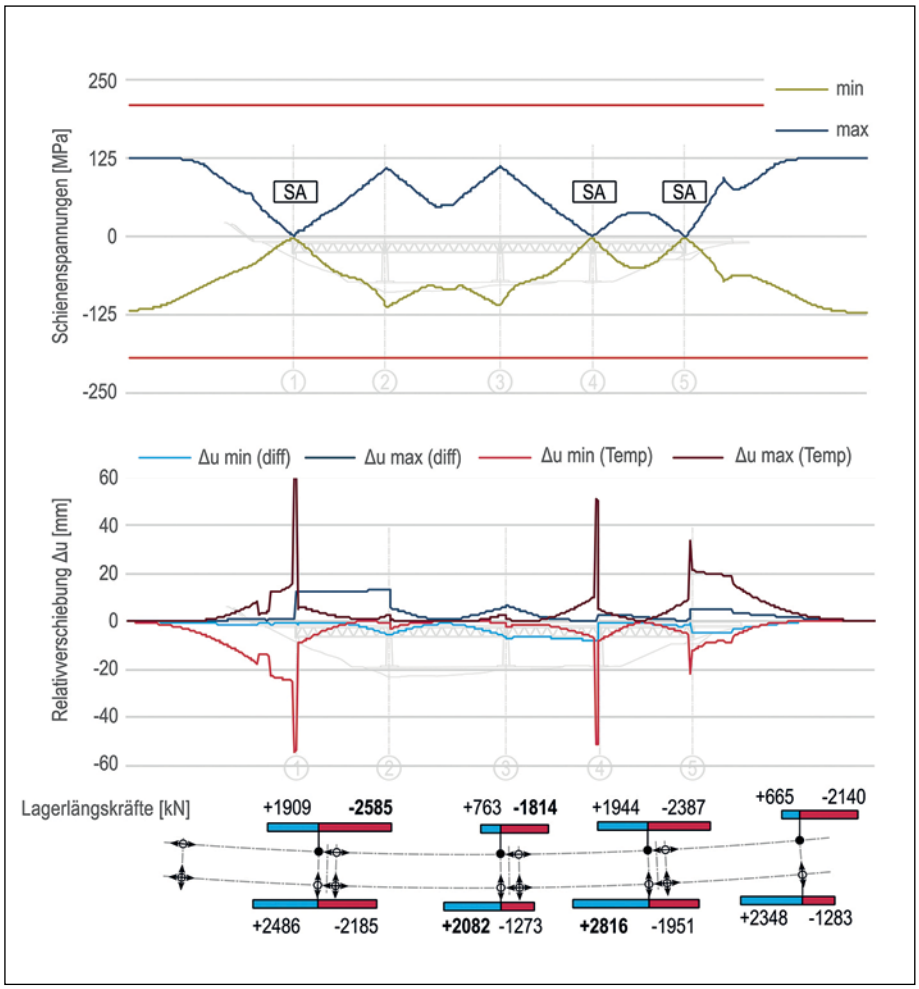

Abb. 5: Ergebnisse der Analyse für die Schienenspannungen, Relativverschiebungen und Lagerlängskräfte für den Fall mit SA in den Achsen 1, 4 und 5 (Umhüllenden mehrerer Lastfälle) *Quelle: MKP GmbH*

Homepageveröffentlichung unbefristet genehmigt für MKP GmbH, TU-Dresden, DB Netz AG, TU-Darmstadt / Rechte für einzelne Downloads und Ausdrucke für Besucher der Seiten genehmigt / © DVV Media Group GmbH

ckenlose Gleis darstellen, ist die Berücksichtigung des zuvor genannten Lastfalls zwingend erforderlich, um das Verhalten des Gleises auf der Brücke korrekt abzubilden, wenn ein SA eingebaut wird. Damit geht eine Anpassung der Grenzwerte einher: 192 MPa für die zulässigen Druckspannungen und 212 MPa für die zulässigen Zugspannungen [3].

In der Modellierung der Lastfälle wurde die Fahrtrichtung auf dem Bauwerk berücksichtigt, wodurch sich leicht unterschiedliche Ergebnisse für die beiden Gleise ergeben. In den dargestellten Abbildungen sind jeweils die maßgebenden Ergebnisse aus beiden Gleisen dargestellt.

Durch die Kopplung des Oberbaus mit dem Tragwerk werden neben den Komponenten des Oberbaus auch Komponenten des Überbaus beeinflusst. Die Lagerlängskräfte wurden in der Nachweisführung ebenfalls betrachtet. Grenzwerte für die Lagerkräfte wurden der Bestandsstatik entnommen.

Die Relativverschiebungen der Schiene gegenüber dem Brückendeck dürfen nach Ril 804.3401 im lückenlosen Gleis für alle Brems- und Anfahrlastfälle 4 mm nicht überschreiten. Dieser Grenzwert gilt auch für den Fall mit lediglich einem SA, da der Nachweis an der dem SA abgewandten Seite (im lückenlosen Gleis) geführt wird.

Analyse des Status quo mit sechs Schienenauszügen

Als Vergleichsreferenz wurde der Status quo mit drei SA-Paaren in den Achsen 1, 4 und 5 entsprechend Abb. 3 untersucht. Diese Untersuchung sollte auch Aufschluss darüber geben, warum bei dieser Brücke diese hohe Anzahl an SA notwendig war.

Das System wurde entsprechend der im vorigen Abschnitt gelegten Prämissen berechnet. Die Ergebnisse werden in Abb. 5 zusammengefasst.

Schienenspannungen

Die Einhüllenden der maximalen bzw. minimalen zusätzlichen Schienenspannungen für beide Gleise sind über die Brückenlänge dargestellt. Es ergeben sich maximale Zugspannungen von 126 MPa, maximale Druckspannungen von -121 MPa, wobei die Maximalwerte jeweils im Dammbereich auftreten und sich aus dem Lastfall Temperaturänderung der Schiene ergeben. Die maßgebenden Schienenspannungen liegen damit deutlich unterhalb der zulässigen Grenzwerte.

Relativverschiebungen zwischen Schiene und Tragwerk

Die maximalen und minimalen Relativverschiebungen zwischen Schiene und Brückendeck bzw. Planum infolge der Primärlastfälle (Schritt 1) und infolge der Verkehrslasten abzüglich des Zustands nach dem Primärlastfall (sog. Differenzlastfall) sind über die Brückenlänge dargestellt. Durch Temperatur treten lokal Relativverschiebungen von bis zu 61 mm auf. Infolge der Differenzlastfälle treten Relativverschiebungen von bis zu 13,5 mm im Einflussbereich der SA auf. Im lückenlosen Gleis (Abstand zu SA > 60 m) betragen die Relativverschiebungen bis zu 7 mm und überschreiten damit die zulässigen Werte aus der Norm.

Lagerkräfte

Die maßgebenden Lagerlängskräfte sind für die einzelnen Achsen dargestellt. Aus den Bestandsunterlagen konnte entnommen werden, dass die längsfesten Lager der Überbauten 1, 3 und 4 für eine Horizontalkraft von 2900 kN und des Überbaus 2 für 2500 kN bemessen wurden. Die errechneten Kräfte bleiben unterhalb dieser Grenzwerte.

Zusammenfassung

Für die 250 m lange Kragenhöfer Talbrücke, die im Bestand über sechs SA verfügt, wurden das Bauwerk und die Modellbildung vorgestellt und die Bestandssituation rechnerisch untersucht. Durch die Trennung des Gleises mit drei SA je Gleis werden die Effekte aus der Gleis-Tragwerks-Interaktion vollständig kompensiert; die Nachweise der Schienenspannungen und die berechneten Lagerkräfte zeigen jedoch, dass Einsparpotenzial hinsichtlich der Anzahl an SA vorhanden ist. In Vorbereitung auf die Oberbauerneuerungsarbeiten auf der SFS 1733 sollte untersucht werden, ob die Interaktion zwischen Gleis und Tragwerk auch mit weniger SA nachgewiesen werden konnte. Dazu wurden unterschiedliche Alternativen untersucht, welche in Teil 2 dieses Artikels vorgestellt werden. Es wird auf die Auswirkungen in den rechnerischen Nachweisen eingegangen, die bauliche Durchbildung für die favorisierte Lösung beschrieben und abschließend eine Wirtschaftlichkeitsbetrachtung durchgeführt. Der Teil 2 des Artikels wird in EI 05/2022 veröffentlicht. ■

QUELLEN

[1] Hennecke, M.; Mölter, T.: KIB trifft Oberbau, EI – DER EISENBAHNINGENIEUR 08/2021

[2] Liu, J.; Mölter, T.: Oberbau trifft KIB, EI – DER EISENBAHNINGENIEUR 08/2021

[3] Wenner, M.; Lippert, P.; Plica, S.; Marx, S.: Längskraftabtragung auf Eisenbahnbrücken – Teil 1 Geschichtliche Entwicklung und Modellbildung, Bautechnik (93), 02/2016, S. 59–67

[4] Wenner, M.; Lippert, P.; Plica, S.; Marx, S.: Längskraftabtragung auf Eisenbahnbrücken – Teil 2 Hintergründe des Nachweises, Bautechnik (93), 07/2016, S. 470–481

[5] Freystein, H.: Untersuchungen zu den zulässigen zusätzlichen Schienenspannungen aus Interaktion Gleis/Brücke, Shaker, 2012

[6] Keller, N.; Kahmana, R.; Krips, M.: Fuldatalbrücke Kragenhof – Bau einer Verbundbrücke, Bauingenieur 63 (1988), S. 443–454

[7] Heise T.; Dahlmann, C.; Skodowski, T.; Stoppel A.: SFS 1733: Sanierung in Rekordzeit, EI – DER EISENBAHNINGENIEUR 10/2021

[8] Handbuch 80400 – Eisenbahnbrücken (und sonstige Ingenieurbauwerke) planen, bauen und instand halten, DB Netz AG, 01.06.2021

[9] Wenner, M.; Meier, T.; Wedel, F.; Marx S.: Versuchsgestützte Ermittlung der Unterbausteifigkeit einer großen Eisenbahnbrücke, Bautechnik (96), 02/2019, S. 99 – 111

VDEI Fachausschuss
KONSTRUKTIVER INGENIEURBAU

Sarah Pitters, M. Sc.
Projektingenieurin
MKP GmbH, Hannover
sarah.pitters@marxkrontal.com

Dr.-Ing. Marc Wenner
Geschäftsführer
MKP GmbH, Weimar
marc.wenner@marxkrontal.com

Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx
Professor für Ingenieurbau
Technische Universität Dresden
Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Massivbau, Dresden
steffen.marx1@tu-dresden.de

Dipl.-Ing. Heiko Diehl
Fachbeauftragter Fahrbahn, SFI (Os), Zfp-Prüfaufsicht
Technische Unterstützung (I.NA-MI-I 14)
DB Netz AG, Kassel
heiko.diehl@deutschebahn.com

Prof. Dr.-Ing. Jia Liu
Professorin für Verkehrswegebau
Technische Universität Darmstadt
Fachbereich Bau- und Umweltingenieurwissenschaften
Institut für Verkehrswegebau, Darmstadt
jliu@vwb.tu-darmstadt.de

Homepageveröffentlichung unbefristet genehmigt für MKP GmbH, TU-Dresden, DB Netz AG, TU-Darmstadt / Rechte für einzelne Downloads und Ausdrucke für Besucher der Seiten genehmigt / © DVV Media Group GmbH