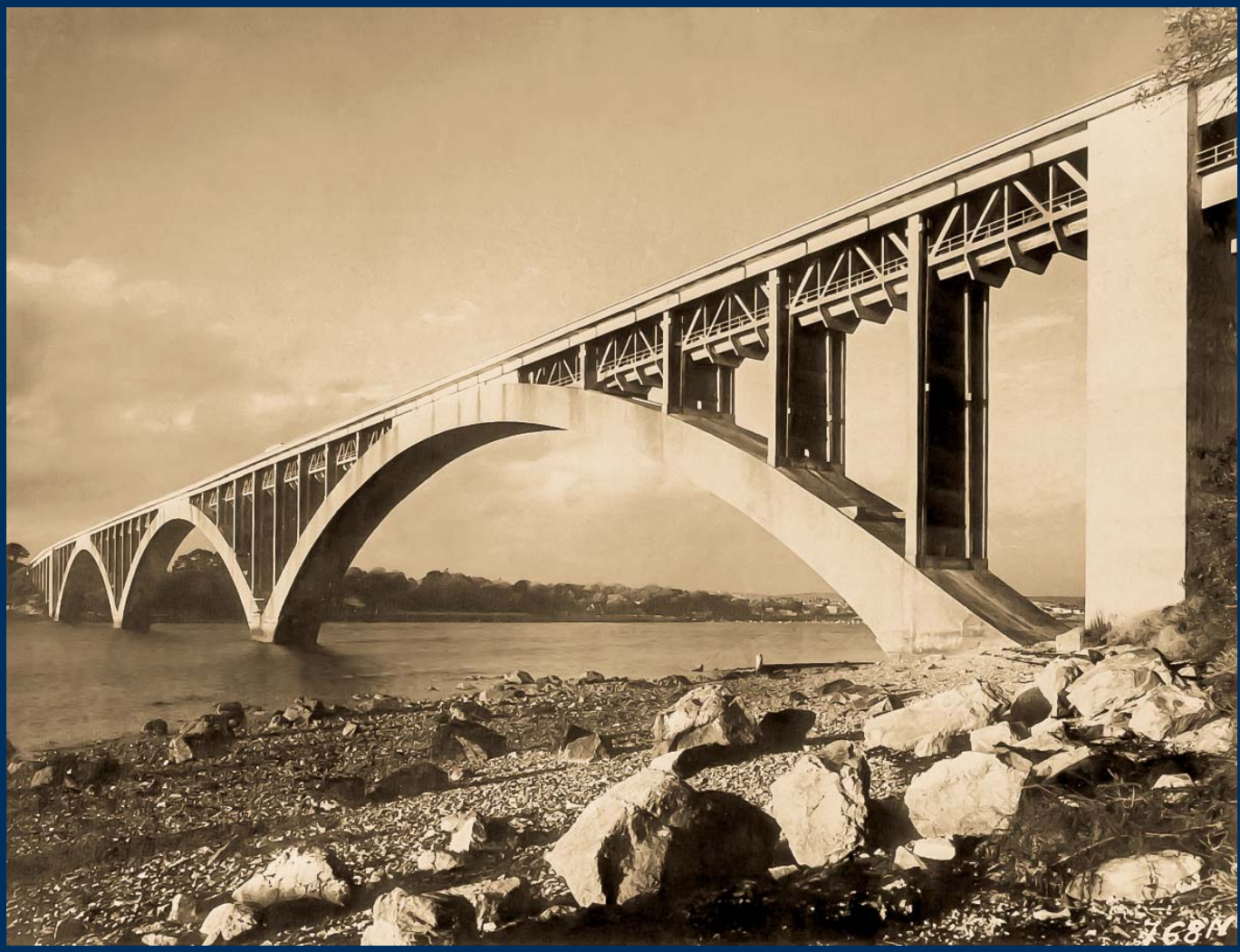
TECHNISCHE UNIVERSITÄT DRESDEN

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



28. DRESDNER BRÜCKENBAUSYMPOSIUM

PLANUNG, BAUAUSFÜHRUNG, INSTANDSETZUNG UND ERTÜCHTIGUNG VON BRÜCKEN

12./13. MÄRZ 2018

© 2018 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: Plougastel Bridge, entnommen aus: Fernández Ordóñez, J. A.: Eugène Freyssinet. Barcelona: 2C Ediciones, 1978.

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

ISSN 1613-1169
ISBN 978-3-86780-544-5

TECHNISCHE UNIVERSITÄT DRESDEN

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

Tagungsband
28. Dresdner Brückenbausymposium

Institut für Massivbau
Freunde des Bauingenieurwesens e.V.
TUDIAS GmbH

12. und 13. März 2018

Inhalt

Herzlich willkommen zum 28. Dresdner Brückenbausymposium **9**
Prof. Dr.-Ing. habil. DEng/Auckland Hans Müller-Steinhagen

Vorwort zum 28. Dresdner Brückenbausymposium **13**
Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach

Bauwerksentwürfe nach RE-ING – Was ist neu? **17**
TRDir Prof. Dr.-Ing. Gero Marzahn, TORR'in Yvonne-Christine Gunreben

Development of cable-stayed bridges in China
Entwicklung von Schrägkabelbrücken in China **25**
Yaojun Ge, Professor and PhD

Vom Rechnen und Wissen – Monitoring an den Talbrücken der Neubaustrecke Erfurt–Leipzig/Halle **41**
Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx, Dipl.-Ing. Marc Wenner, Dipl.-Ing. Max Käding, Frederik Wedel M. Sc.

Nachrechnung und Ertüchtigung der Siegtalbrücke – größte Spannbetonbrücke der Sauerlandlinie (A45) **59**
Dr.-Ing. Karlheinz Haveresch

Der Rückbau der Lahntalbrücke Limburg (1964) **73**
Dr.-Ing. Stefan Franz, Dipl.-Ing. Frank Ansorge

Einsatz unbemannter Flugsysteme im Brückenbau **87**
Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt.-Ing. Jens Otto, Dipl.-Ing. Cornell Weller

Eugène Freyssinet: "I was born a builder" **101**
Dr.-Ing. David Fernández-Ordóñez

Realisierung der Kienlesbergbrücke in Ulm – gestalterische und bauliche Herausforderungen im komplexen Baukontext **129**
Prof. Dr.-Ing. Jan Akkermann, Dipl.-Ing. Bartlomiej Halaczek

Die Taminabrücke in der Schweiz, der Heimat großer Brückenbauingenieure **141**
Dipl.-Ing. Volkhard Angelmaier

100 Jahre Dauerhaftigkeit für Brücken- und Tunnelbauwerke **157**
Dr.-Ing. Angelika Schießl-Pecka, Prof. Dr.-Ing. Uwe Willberg, Dipl.-Ing. Georg Müller, Prof. Dr.-Ing. Christoph Gehlen

Lebenszyklus- und Qualitätsspezifikationen für Ingenieurbauwerke **169**
Assoc. Prof. Dipl.-Ing. Dr. nat. techn. Alfred Strauss, Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Gerhard Lener, Dipl.-Ing. Johannes Schmid, Ass. Prof. Jose Matos, Univ. Prof. Joan R. Casas

Versagenshäufigkeit und Versagenswahrscheinlichkeit von Brücken **189**
Dr.-Ing. habil. Dirk Proske

Brückenvielfalt rund um die Ostsee – Bericht zur Brückenexkursion 2017 ..... **203**
Dipl.-Ing. Oliver Steinbock, Dipl.-Ing. Sebastian May

Chronik des Brückenbaus **215**
Zusammengestellt von Dipl.-Ing. (FH) Sabine Wellner

Inserentenverzeichnis **231**

Vom Rechnen und Wissen – Monitoring an den Talbrücken der Neubaustrecke Erfurt–Leipzig/Halle

Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx
Institut für Massivbau, Leibniz Universität Hannover
Dipl.-Ing. Marc Wenner, Dipl.-Ing. Max Käding, Frederik Wedel M. Sc.
Marx Krontal GmbH

1 Einleitung

Die Entwicklung der numerischen Methoden und der zugehörigen technischen Möglichkeiten erlaubt heute eine sehr detaillierte Berechnung von Tragstrukturen. Eine Vielzahl von Effekten aus dem räumlichen Tragverhalten, aus der Interaktion des Tragwerks mit dem Baugrund und sogar aus geometrischen oder physikalischen Nichtlinearitäten kann in der Modellbildung erfasst werden. Die leistungsfähigen Berechnungswerkzeuge sind allgemein verfügbar und können sehr leicht bedient werden. Selbst komplexeste Tragstrukturen können damit mit scheinbar höchster Genauigkeit analysiert werden.

Ohne Zweifel sind diese Möglichkeiten ein großer Fortschritt für die Ingenieurpraxis. Die leichte Berechenbarkeit von Tragwerken hat aber auch dazu geführt, dass viele Ingenieure eher dem Computer als ihren eigenen Fähigkeiten vertrauen. Wo früher die Berechnung des Tragwerks nur dazu diente, die Richtigkeit des zugrunde liegenden Entwurfskonzeptes zu beweisen, ist sie heute häufig der Ersatz für eben dieses geworden. Darüber hinaus wird den Berechnungsergebnissen nahezu bedingungslos geglaubt, sind diese doch in einer Auflösung und Präzision verfügbar, die mit einer Berechnung von Hand niemals zu erreichen wäre. Entsprechend sind dann sowohl für den Aufsteller als auch für den Prüfer einer statischen Berechnung Auslastungsgrade von 98 % völlig zulässig, wogegen 102 % nicht akzeptiert werden können.

Dabei sind auch die genauesten Berechnungsmodelle allenfalls so gut wie die zur Verfügung stehenden Eingangsdaten und Modellannahmen. Materialparameter, wie E-Modul, Druck- und Zugfestigkeit oder Temperaturausdehnungskoeffizient, sind im Vorfeld der Herstellung nur sehr ungenau anzugeben. Auch sind sie bereits auf Gebrauchslastniveau nichtlinear oder zeitlich veränderlich. Gleiches gilt für die Belastungen. Verkehrslastbilder spiegeln immer Ersatzlasten wieder und auch natürliche Einwirkungen wie Temperatur oder Feuchte sind nur ungenau prognostizierbar.

Sehr eindrucksvoll werden diese Tatsachen ins Bewusstsein gerückt, wenn die theoretischen Berechnungen mit realen Messergebnissen verglichen werden. Diese Chance besteht an mehreren Talbrücken der DB-Neubaustrecke Erfurt–Leipzig/Halle. Hier zeigen sich teilweise sehr große Abweichungen zwischen numerischem Modell und realem Objekt. Insbesondere für Gebrauchstauglichkeitskriterien wie Verformungen oder Schwingungen sind teils ganzzahlige Faktoren zwischen Berechnung und Realität zu beobachten. Aber auch die Verteilung von Schnittgrößen oder die Dehnungs- und Spannungsverteilung in Querschnitten weicht um zweistellige Prozentwerte von Berechnungsergebnissen ab, was zeigt, dass selbst noch so genaue Modelle bestenfalls eine grobe Abschätzung der Realität darstellen.

2 Anlass der Messungen

In den vergangenen Jahren sind auf der Neubaustrecke Erfurt–Leipzig/Halle mehrere lange Talbrücken gebaut worden (siehe Bild 1). Einige Bauwerke sind als semi-integrale Tragwerke realisiert worden [1], wobei dieses Entwurfskonzept im Hochgeschwindigkeitsnetz der DB AG völlig neu war und damit der bisherige Erfahrungsbereich deutlich verlassen wurde. Auch die Feste Fahrbahn als Oberbau auf allen Bauwerken der Strecke stellt wegen der hohen Gebrauchstauglichkeitskriterien eine Besonderheit dar. Deshalb wurden seitens des Eisenbahnbundesamtes erhöhte Anforderungen an die Planung, Herstellung und Überwachung der Bauwerke gestellt, die in Zustimmungen im Einzelfall (ZiE) spezifiziert wurden. Insbesondere wurden begleitende Messungen mit folgenden Schwerpunkten gefordert (auszugsweise) [2]:

- Überwachung der tatsächlichen Verformungen des Tragwerks (Temperatur, Kriechen, Schwinden, Übergangsbereich zwischen Tragwerksblöcken),
- Überwachung der zusätzlichen Schienenspannungen,
- Erfassung des Langzeitverhaltens und des Verhaltens unter Betrieb.

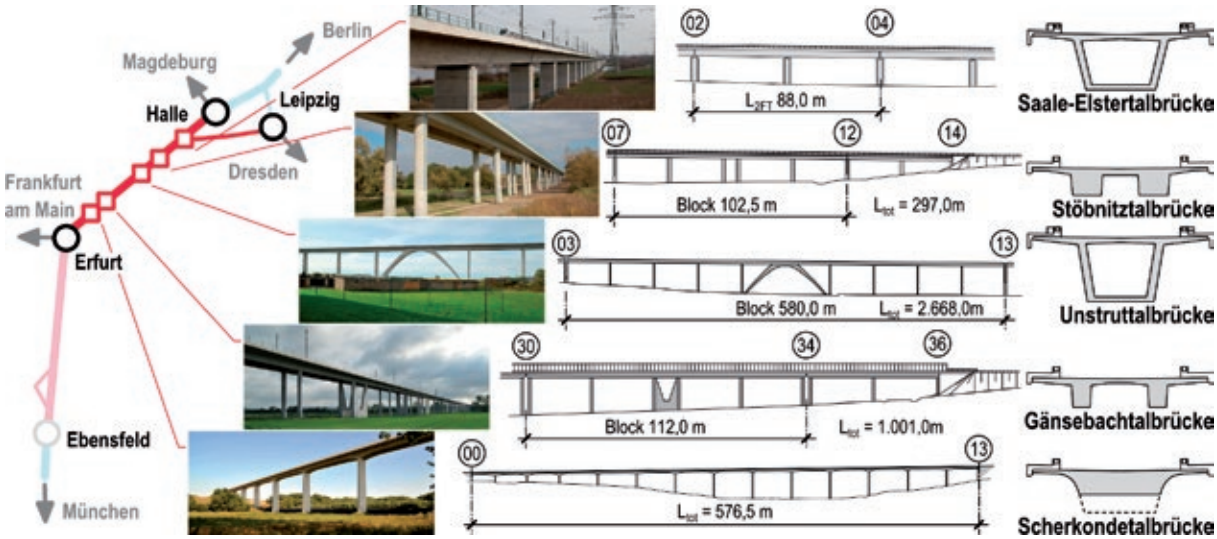


Bild 1 Übersicht der Strecke VDE 8.2 und Detail der messtechnisch überwachten Bauwerke
Grafik und Fotos: Marx Krontal GmbH

In der Auswertung der Messungen sollte die Übereinstimmung mit den rechnerisch ermittelten Größen geprüft werden. Die Messungen dienten jedoch nicht nur zur Überwachung, sondern wurden auch im Laufe der Realisierung der Bauwerke im Sinne einer versuchsgestützten Bemessung eingesetzt (z. B. Bremsversuch für die Nachweisführung der Gleis-Tragwerks-Interaktion).

3 Überwachte Bauwerke

Die in diesem Beitrag gezeigten Erkenntnisse beziehen sich auf fünf Brücken (vgl. Bild 1), die hier kurz vorgestellt werden. Umfangreichere Angaben zu den Entwurfskonzepten und deren Umsetzung sind in den jeweils benannten Veröffentlichungen enthalten.

Die **Scherkondetalbrücke** überspannt ein 576,5 m breites Tal in ca. 35 m Höhe. Die semi-integrale Brücke mit gevoutetem Überbau ist bis auf die zwei letzten Pfeilerachsen (Achsen 11 und 12) und das Widerlager Achse 13, die mit Lagern versehen wurden, monolithisch mit den schlanken Pfeilerscheiben verbunden [3], [4].

Die **Gänsebachtalbrücke** ist 1.001 m lang [5]. Das ca. 16 m hohe Bauwerk besteht aus 8 Regelblöcken mit einer Länge von je 112 m und zwei Endblöcken. Alle Blöcke sind lagerlos ausgebildet und werden durch einen jeweils mittig angeordneten Bremsbock in Längsrichtung gehalten. Durch das gewählte statische System kann das lange Tal ohne Schienenauszüge überbrückt werden.

Die **Unstruttalbrücke** ist eine 2.668 m lange integrale Brückenkonstruktion [6]. Alle Unterbauten wurden monolithisch mit dem Spannbetonüberbau verbunden. Das Bauwerk ist durch fünf Trennpfeiler in sechs Abschnitte unterteilt. Bei den Randabschnitten wirken die Widerlager als Festpunkte, bei den vier mittleren Abschnitten dienen die sprengwerkartigen Bögen als solche.

Die **Stöbnitztalbrücke** [7] ist 297,0 m lang und weist ein ähnliches Konstruktionsprinzip wie die Gänsebachtalbrücke auf. Auch hier wurden zur Vermeidung von Schienenauszügen mehrere rahmenartige Bauwerksblöcke mit begrenzter Dehnlänge realisiert. Wegen der geringeren Bauwerkshöhe wurde jedoch auf die Ausbildung eines zusätzlich versteiften Bremsbockes verzichtet.

Die **Saale-Elstertalbrücke** ist mit einer Gesamtlänge von ca. 8,2 km die längste Eisenbahnbrücke Deutschlands [8]. Sie wurde auf Basis der Rahmenplanung Talbrücken geplant, wobei zur Reduktion der Anzahl von Schienenauszügen überwiegend zweifeldrige Überbauabschnitte errichtet wurden. Wegen des Streckenabzweigs nach Halle, der sich auf der Brücke befindet, und zur Überquerung der Flüsse und Straßen wurden einige Sonderkonstruktionen (mehrzelliger 7-Feld-Träger, Stabbogenbrücke, Dreifeldträger) erforderlich.

4 Planung, Durchführung und Auswertung der Messungen

Um die Forderung der ZiE umzusetzen, wurde für jedes Bauwerk ein spezifisches Messkonzept erstellt. Die Installation der Messsysteme erfolgte baubegleitend, die Messanlagen wurden etappenweise in Betrieb genommen. Die Schwerpunkte

der Messungen lassen sich in folgenden Punkten zusammenfassen, wobei der Messumfang von Bauwerk zu Bauwerk variiert:

- Verformungen am Überbauende (Längsrichtung, Lateral- und Höhenversatz),
- Dehnungen in den monolithischen Knoten, Messung an der Bewehrung über DMS,
- Dehnungen im Überbau, Feldmitte, ebenfalls mit DMS an der Bewehrung,
- Vertikale und horizontale Beschleunigungen,
- Rissmessungen in den monolithisch angeschlossenen Pfeilern,
- Messungen an der Schiene.

Grundsätzlich werden die Daten alle 10 min erfasst. Bei Zugüberfahrt wird die Abtastfrequenz auf 200 Hz am Tragwerk und 2.500 Hz am Gleis erhöht. Bei der Auswertung der Langzeitdaten interessieren vorrangig die zeitliche Entwicklung und die räumliche Verteilung der Messgrößen. Bei den Zugüberfahrten ist eine Auswertung jedes einzelnen Ereignisses wegen der Anzahl an Überfahrten (ca. 20.000 im Jahr 2016) und der Dateigröße von bis zu 100 MB je Überfahrt nicht zweckmäßig und auch nicht umsetzbar. Je nach Messgröße wurden nach einer entsprechenden Aufbereitung der Daten Min/Max-Analysen oder Zählungen vorgenommen. Somit konnten die wichtigsten Informationen einer jeden Überfahrt erfasst und nachvollziehbar dargestellt werden (siehe auch [9]).

5 Bauwerksverhalten

5.1 Langzeitliche Messungen

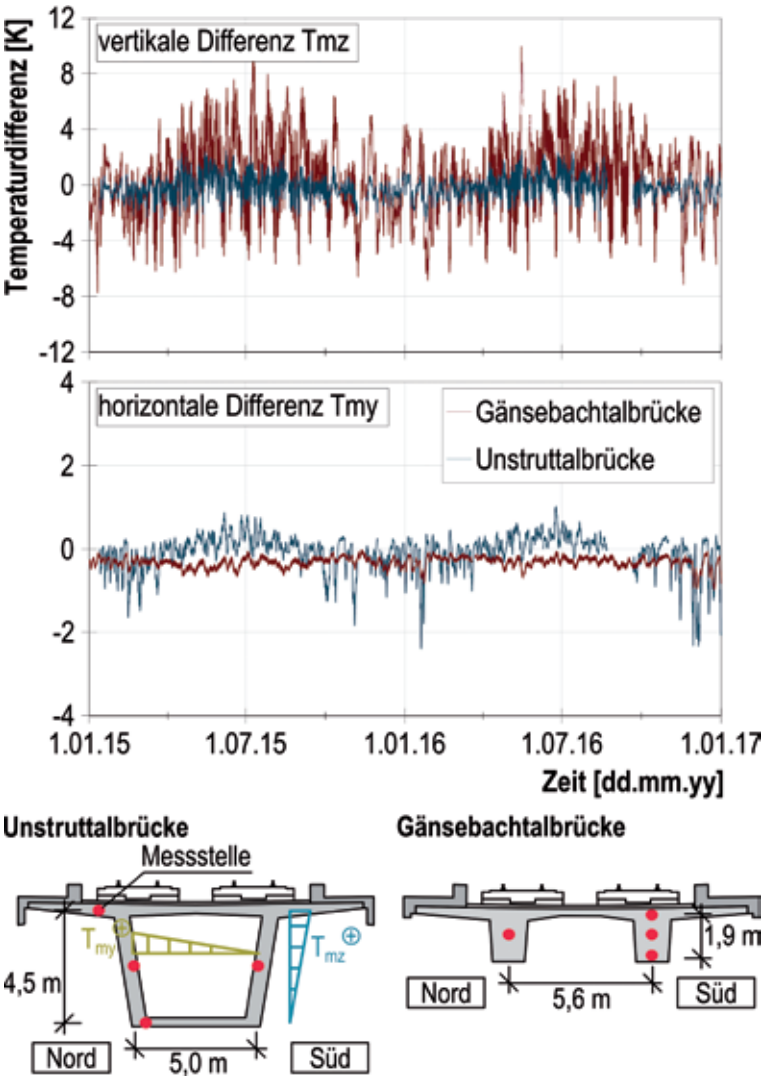


Bild 2 Zeitreihen der vertikalen und horizontalen Temperaturdifferenz; Unstruttalbrücke (Hohlkasten) und Gänsebachtalbrücke (Plattenbalken) Grafik: Marx Krontal GmbH

5.1.1 Temperaturverhalten

Die täglichen und jahreszeitlichen Schwankungen der Außenlufttemperatur sowie die direkte und indirekte Sonnenstrahlung führen zu Änderungen der Temperatur und der Temperaturverteilung im Brückenquerschnitt. Zur Berücksichtigung der verschiedenen Effekte der Wärmeausbreitung und -speicherung bei der Bemessung einer Brücke wird das Temperaturprofil gemäß [10] in eine konstante Komponente (T_N) sowie die vertikale und horizontale Temperaturdifferenz (T_{mz} und T_{my}) zerlegt. Je nach Baustoff und Überbauquerschnitt sind unterschiedlich hohe Einwirkungen anzusetzen. Dünnwandige, gegliederte Querschnittsteile kühlen bzw. erwärmen sich deutlich schneller als massige Bauteile. Der Einfluss der Querschnittsform kann auch bei den verschiedenen Querschnitten der untersuchten Bauwerke beobachtet werden. Beispielhaft sollen anhand der vertikalen und horizontalen Temperaturdifferenz an einem Hohlkasten (Unstruttalbrücke) und einem Plattenbalken (Gänsebachtalbrücke) die Effekte aus Wärmetransport und -speicherung veranschaulicht werden (siehe Bild 2).

Im Fall der vertikalen Differenz ist zu erkennen, dass der Plattenbalken-

querschnitt deutlich stärkere Schwankungen als der Hohlkastenquerschnitt aufweist. Beim Hohlkasten stellen sich die Temperaturen am Anschnitt zwischen Steg und Fahrbahnplatte mit einer ähnlichen Geschwindigkeit wie in der Bodenplatte ein. Beim Plattenbalken findet der Wärmetransport ins Bauteilinnere hingegen stark zeitverzögert statt, sodass deutlich größere Differenzen auftreten. Außerdem hat der hohe Fahrbahnaufbau eine stark abschirmende Wirkung.

Die horizontale Differenz ist stark durch seitliche Sonneneinstrahlung beeinflusst. Die dünnwandigen Querschnittsteile erwärmen sich ebenfalls deutlich schneller und führen in diesem Fall zu größeren horizontalen Gradienten. Beim Plattenbalken kann der Wärmetransport demgegenüber nicht so schnell erfolgen und die Änderungen der Kerntemperatur fallen entsprechend geringer aus.

Neben den Temperaturänderungen werden auch die Längenänderungen des Überbaus in den Bauwerksfugen durch Wegaufnehmer erfasst. Die gemessenen Fugenverformungen stellen eine Überlagerung der verschiedenen Anteile aus Temperaturdehnungen sowie last- und zeitabhängigen Effekten (Kriechen und Schwinden) dar. Zur Beschreibung des Bauwerksverhaltens können die verschiedenen Anteile unter bestimmten Annahmen voneinander separiert werden [3].

Die Temperaturausdehnungskoeffizienten wurden an allen Bauwerken ermittelt und liegen zwischen 9,4 und 13,5·10^{-6} 1/K (Tabelle 1). Für einige Bauwerke sind deutliche Überschreitungen der Koeffizienten im Vergleich zur Bemessungsnorm festzustellen. Einen wesentlichen Einflussfaktor für Abweichungen stellen die verwendeten Zuschlagstoffe des Betons dar. Aufgrund der erhöhten Ausdehnungskoeffizienten sind größere Längenänderungen der Überbauten und damit größere Beanspruchungen in den Fugenkonstruktionen und in den monolithischen Anschlüssen der Unterbaukonstruktion zu erwarten. Aus diesem Grund ist bei der Ausführung von langen integralen Konstruktionen eine konsequente Überwachung bei der Auswahl der Baustoffe und der Erbringung von Eignungsnachweisen erforderlich.

Tabelle 1 Gemessene Temperaturausdehnungskoeffizienten der einzelnen Bauwerke

Bauwerk	α_T [10^{-6} 1/K]
Scherkondetalbrücke	9,4
Gänsebachtalbrücke	10,0
Unstruttalbrücke	12,5
Stöbnitztalbrücke	13,5
Saale-Elstertalbrücke	11,6

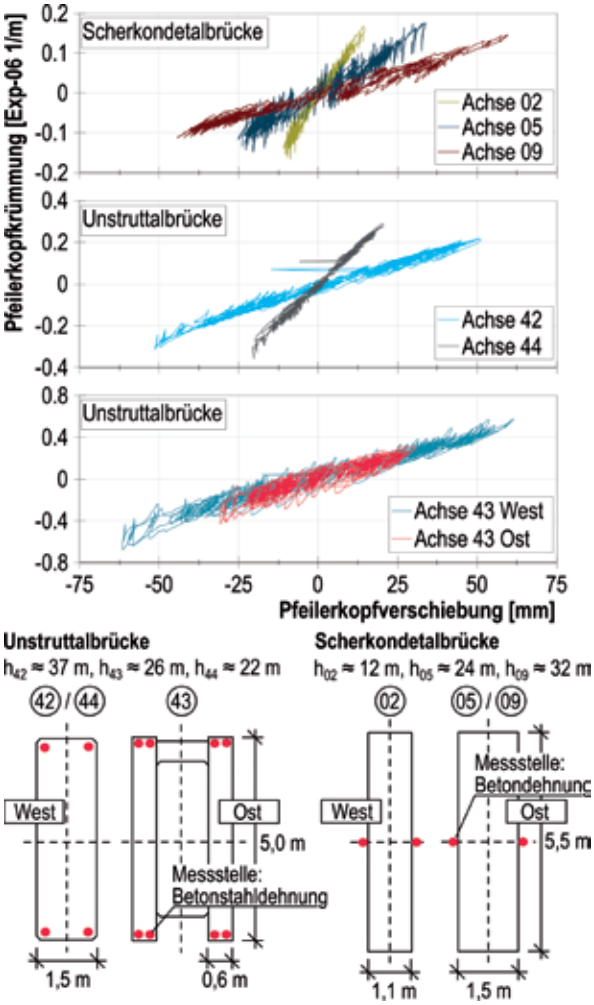


Bild 3 Pfeilerkopfkrümmung in Abhängigkeit der Pfeilerkopfverschiebung (Scherkonde- und Unstruttalbrücke); dargestellter Messzeitraum: Okt. 2015 bis Okt. 2016; unten: Pfeilerquerschnitte und Sensoranordnung
Grafik: Marx Krontal GmbH

Die Beanspruchung der monolithisch an den Überbau angeschlossenen Pfeiler hängt im Wesentlichen von der Dehnlänge des Überbaus, der Pfeilerlänge und -biegesteifigkeit und den Bettungseigenschaften der Gründung ab [3]. Die Längsverformungen des Überbaus entstehen infolge Temperaturänderungen, Kriechen und Schwinden. Je größer der Abstand des Pfeilers zum Ruhepunkt des Tragwerkes ist, desto größer werden die Verschiebungen. Anhand der Darstellung der Krümmungen in Abhängigkeit von den Längsverschiebungen an den untersuchten Pfeilerköpfen der Scherkonde- und der Unstruttalbrücke können diese Zusammenhänge gut veranschaulicht werden (Bild 3).

Die Krümmungsverläufe der Pfeiler der Scherkondetalbrücke zeigen, dass mit zunehmendem Abstand vom Ruhepunkt (Widerlager in Achse 00) die Verschiebungen am Pfeilerkopf größer werden. Dennoch führt die zunehmende Pfeilerhöhe dazu, dass die Beanspruchungen an allen Pfeilern nahezu gleich groß sind. Die Messungen zeigen, dass die asymmetrische Talsituation durch den Tragwerksentwurf vorteilhaft ausgenutzt wurde. Das gleiche Phänomen kann bei der Unstruttalbrücke beobachtet werden. In den Achsen 42 und 44 zeigt sich, dass trotz unterschiedlichem Abstand zum Ruhepunkt und unterschiedlicher Pfeilerhöhe das Verhältnis der beiden Parameter Pfeilerkopfkrümmung und Pfeilerkopfverschiebung zu einer ähnlichen Beanspruchung führt. Am Trennpfeiler in Achse 43 zeigt sich besonders deutlich, dass die Beanspruchungen der Pfeiler verformungsgesteuert sind. Die geometrischen Abmessungen der westlichen und östlichen Pfeilerscheibe sind gleich. Allein die unterschiedliche Dehnlänge des Überbaus der angeschlossenen Bauwerksblöcke führt zu den verschiedenen Beanspruchungen.

Aus den Kurven der Krümmung und Längsverschiebung wurde durch eine lineare Regression die tatsächliche Steifigkeitskonfiguration der Pfeiler ermittelt und im Rahmen einer Vergleichsrechnung herangezogen. Zwischen den gemessenen und berechneten Krümmungs-Verschiebungs-Koeffizienten konnten Unterschiede von bis zu 38 % festgestellt werden. Eine Parameteruntersuchung hat gezeigt, dass durch die Reduktion der Bodenfedersteifigkeiten eine gute Annäherung des Modells erzielt werden konnte. Dies deutet darauf hin, dass das langzeitige Last-Verformungsverhalten des Bodens einen günstigen Einfluss auf die Beanspruchungen der Pfeilerköpfe hat. Die Messergebnisse blieben deutlich unter den rechnerischen Werten, sodass die tatsächlichen Beanspruchungen der Pfeilerköpfe im Fall der Scherkonde- und der Unstruttalbrücke sehr vorteilhaft ausfallen.

5.1.2 Kriechen und Schwinden

Die Trennung der thermischen Verformungsanteile von den gemessenen Gesamtverformungen ermöglicht die Ermittlung der zeitabhängigen, bleibenden Verformungen. Dieser Anteil ist in Bild 4 für die Scherkondetalbrücke dargestellt. Neben der erwarteten langfristigen Zunahme kann eine saisonale Schwankung festgestellt werden [3].

Um das gemessene Bauwerksverhalten zu bewerten, wurde für den Überbau eine Vergleichsrechnung der Kriech- und Schwindverformungen gemäß [11] unter Berücksichtigung der Belastungs- und Herstellungsgeschichte durchgeführt. Die Ergebnisse der Berechnung sind ebenfalls in Bild 4 dargestellt. Zwischen der berechneten Kurve und den Messwerten kann bei der Scherkondetalbrücke eine hervorragende Übereinstimmung festgestellt werden. Die Prognosen, die auf Grundlage des normativ geregelten Modells erfolgten, können somit grundsätzlich bestätigt werden.

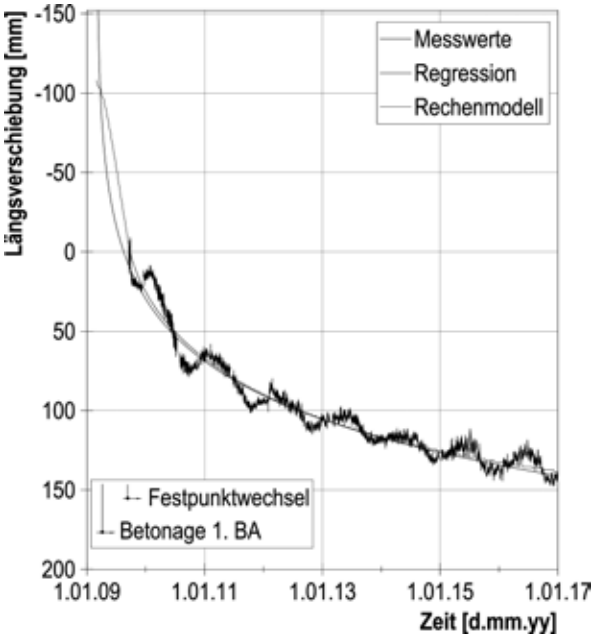


Bild 4 Längsverschiebungen aus Kriechen und Schwinden in der Bauwerksfuge (Scherkondetalbrücke); Vergleich von Messung und Modell Grafik: Marx Krontal GmbH

Um die Zwangskräfte infolge der Längsverformungen des Überbaus auf ein beherrschbares Maß zu reduzieren, kann es insbesondere bei langen integralen oder semi-integralen Brücken sinnvoll sein, die Anteile der unidirektionalen Verformung durch eine geeignete Bauausführung zu begrenzen. Durch die gezielte Einrichtung von temporären Zuständen oder das Aufbringen von definierten Verformungen bspw. mit Hilfe von Pressen können bestimmte Vorverformungen in das Tragwerk eingeprägt werden, die nach Fertigstellung im Endzustand sukzessive „abgebaut" werden können. Da die Prognose des tatsächlichen Verhaltens aufgrund der komplexen Randbedingungen trotz sorgfältiger Planung oft schwierig ist, können baubegleitende Messungen als überwachendes Werkzeug dienen [12], [13].

Im Fall der Scherkondetalbrücke wurde das Bauwerk vom Widerlager in Achse 13 in Richtung Achse 00 hergestellt (Bild 5). Der Überbau wurde durch eine temporäre Festpunktsicherung am Widerlager in Achse 13 verankert. Während der Bauzeit

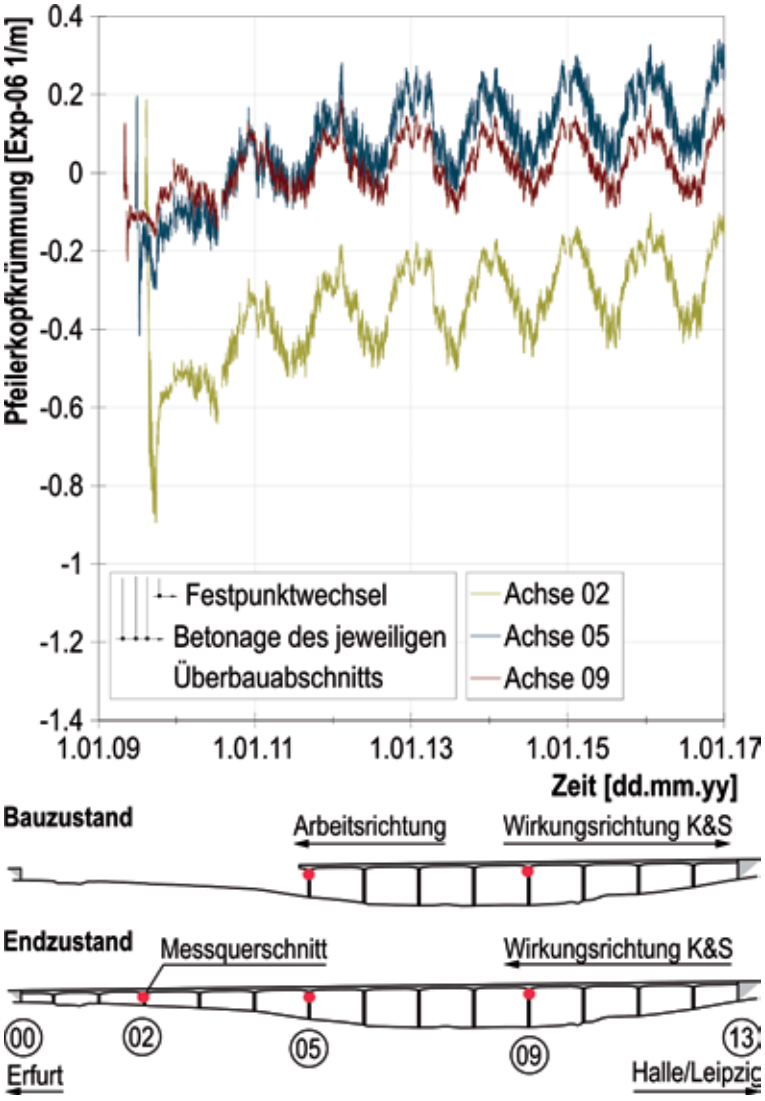


Bild 5 Zeitreihen der Pfeilerkopfkrümmungen (Scherkondetalbrücke); Messzeitraum vom Baubeginn bis Januar 2017
Grafik: Marx Krontal GmbH

wirkten somit das frühe Kriechen und Schwinden des Überbaus entgegen der Arbeitsrichtung und erzeugten eine hohe negative Krümmung in den Pfeilerköpfen (Bild 5). Mit der Betonage des letzten Überfeldes erfolgte ein Festpunktwechsel und die Herstellung des endgültigen Tragsystems. Durch den Festpunktwechsel änderte sich die Wirkungsrichtung des Kriechens und Schwindens, wodurch die Pfeilerbeanspruchung deutlich reduziert wurde.

5.2 Kurzzeitmessungen

5.2.1 Vertikale Einwirkungen aus Verkehr | Steifigkeit und Schwingungsverhalten des Überbaus

Um das tatsächliche Tragverhalten der Bauwerke unter einer definierten Lastsituation beschreiben zu können, wurden mehrere Belastungsversuche durchgeführt [14]. Eine umfassende Probebelastung aller in Bild 1 genannten Bauwerke erfolgte im August 2014.

Dafür wurde für jedes Gleis ein ca. 144 m langer Schwerlastzug mit einer Streckenlast von ca. 70 kN/m verwendet (Bild 6). Die einzelnen Waggons wurden verwogen, sodass ein genaues Lastbild jedes Zugs erstellt werden konnte. Um die Position des Lastbildes zu jedem Zeitpunkt dem Belastungszustand des Tragwerkes zuordnen zu können, wurden die Lokomotiven der Züge mit GPS-Anlagen ausgerüstet. Das Versuchsprogramm beinhaltete Referenzfahrten mit niedriger Geschwindigkeit, sodass eine quasi-statische Belastungssituation vorausgesetzt werden konnte, welche die Grundlage für die Erstellung von Einflusslinien bildete.

Zur Bewertung der Messergebnisse wurden für jedes Tragwerk ein Stabwerksmodell entsprechend der Angaben der Ausführungsstatik erstellt und die Berechnungsergebnisse so aufbereitet, dass sie direkt mit den Messgrößen vergleichbar waren. Beispielhaft ist dies für eine Pfeilerkopfkrümmung an der Scherkondetalbrücke in Bild 7 dargestellt. Die Messergebnisse wurden dabei zunächst mit der Einflusslinie verglichen, die unter Berücksichtigung der normalen Steifigkeitsverhältnisse (nur Ansatz des Konstruktionsbetons) ermittelt wurde. Zwischen diesen Kurven bestanden deutliche quantitative Unterschiede. Erst eine drastische Steifigkeitserhöhung des Überbaus ergab eine gute Annäherung zwischen Messung und Berechnung. Sie wurde durch eine fiktive Betonplatte von 40 cm Dicke über die gesamte Querschnittsbreite im Modell realisiert. Dies entspricht einer Steifigkeitszunahme von ca. 80 % bezogen auf den Feldquerschnitt, welche sowohl auf den Oberbauaufbau (Feste Fahrbahn) als auch auf höhere Betonsteifigkeiten (E-Modul) zurückgeführt werden kann. Die Ergebnisse zeigen, dass die ursprünglichen Annahmen in den statischen Berechnungen zu einer sehr konservativen Bewertung des Verformungsverhaltens führen.

Der Vergleich der Krümmungen zeigt, dass die Belastungen infolge Verkehrslast nur ca. 5…23 % der Belastung infolge des Langzeitverhaltens aus-

Bild 6 Belastungszüge bei den Probebelastungen im August 2014 Foto: Marx Krontal GmbH

machen. Grundsätzlich kann festgehalten werden, dass die Biegebeanspruchungen monolithisch angeschlossener schlanker Pfeiler von semi-integralen Brücken dominant durch die Pfeilerkopfverschiebung und weniger durch den Verkehr hervorgerufen werden.

Beim Entwurf von Eisenbahnbrücken für Hochgeschwindigkeit spielt die dynamische Systemauslegung eine maßgebende Rolle. Gerade bei den schlanken integralen Bauwerken galt es über die Messungen zu überprüfen, wie sich die Bauweise und die verschiedenen Ausbauteile, insbesondere die Feste Fahrbahn, auf die dynamischen Eigenschaften des Bauwerks auswirken und wie dieses sich unter Verkehr verhält. Die gemessenen Eigenfrequenzen fielen generell deutlich größer als berechnet aus. Bei der vertikalen 1. Eigenfrequenz, die für das Bauwerksverhalten unter Verkehr relevant ist, wurden bis zu 60 % größere Werte gemessen [2].

Im Jahr 2016 wurden an der Gänsebachtalbrücke die vertikalen Beschleunigungen in Feldmitte bei jeder Zugüberfahrt erfasst und im Anschluss ausgewertet. Die Minimal- und Maximalwerte sind in Bild 8 als Funktion der zum Zeitpunkt der Überfahrt vorherrschenden Bau-

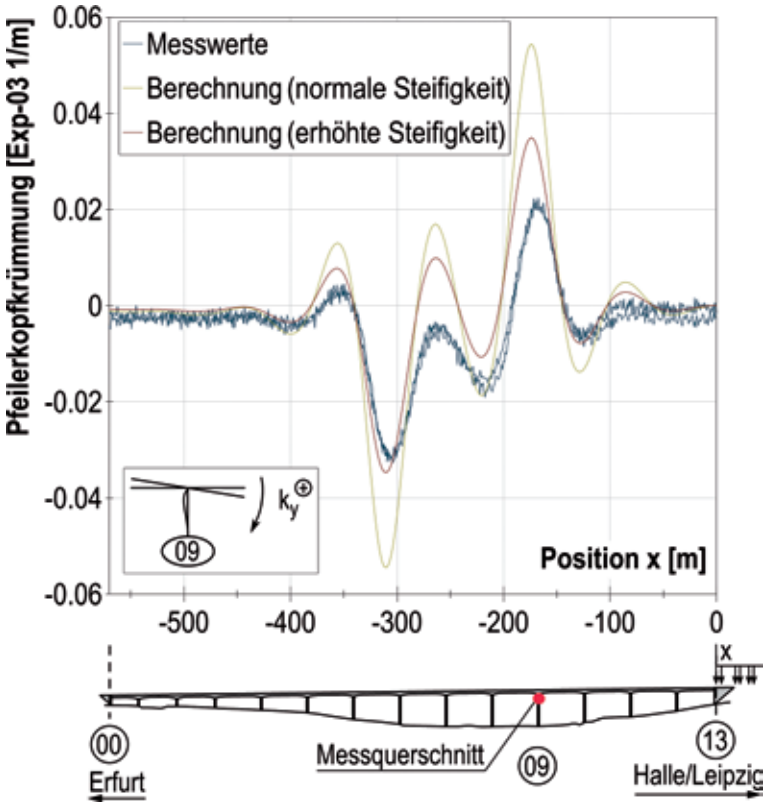


Bild 7 Einflusslinien der Pfeilerkopfkrümmung in Achse 09 (Scherkondetalbrücke); Vergleich von Messung und Berechnung
Grafik: Marx Krontal GmbH

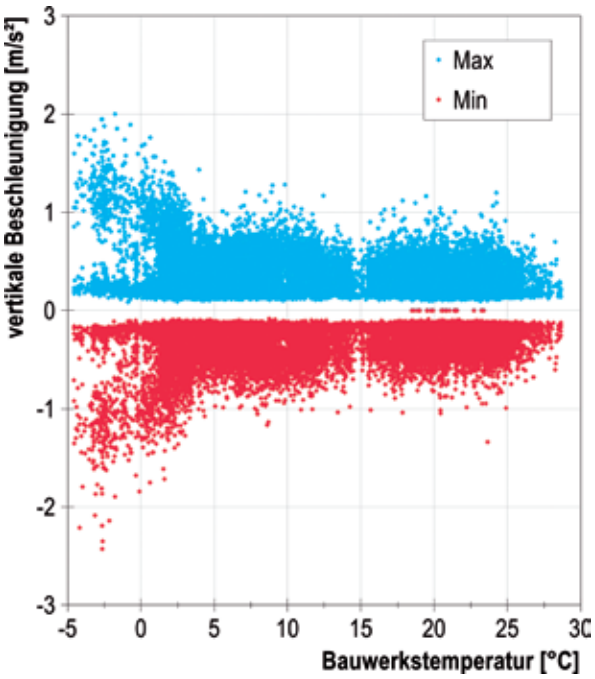


Bild 8 Darstellung der Min- und Max-Werte der vertikalen Beschleunigung, Sensor F25B1.02 unter dem Richtungsgleis, Messzeitraum: Januar bis Dezember 2016
Grafik: Marx Krontal GmbH

werkstemperatur dargestellt. Zwischen der Beschleunigung im Tragwerk und der Temperatur besteht ein eindeutiger Zusammenhang. Dies deutet auf eine Temperaturversteifung der verschiedenen Oberbaukomponenten (Schienenbefestigungen, Feste Fahrbahn) hin.

Auch die Eigenfrequenz hängt mit der Temperatur zusammen. Es zeigt sich im Winter eine Zunahme der 1. Eigenfrequenz um ca. 6 bis 8 % im Vergleich zum Sommer. Bei einem Schotteroberbau sind noch größere Zunahmen zu erwarten.

5.2.2 Vertikale Einwirkungen aus Verkehr | Beurteilung der Ermüdungsbeanspruchung im Überbau und in den Pfeileranschlüssen

Aufgrund der schlank ausgebildeten Überbauten und der hochgradigen statischen Unbestimmtheit der integralen Bauwerke sollte die Ermüdungsbeanspruchung messtechnisch bewertet werden. Zum Messprogramm gehören zusätzliche, mit Dehnmessstreifen (DMS) ausgestattete Bewehrungsstäbe, die bereits kurz vor der Betonage des betroffenen Brückenabschnitts eingebaut wurden. Die Sensoranordnung im Messquerschnitt ist in Bild 9 dargestellt.

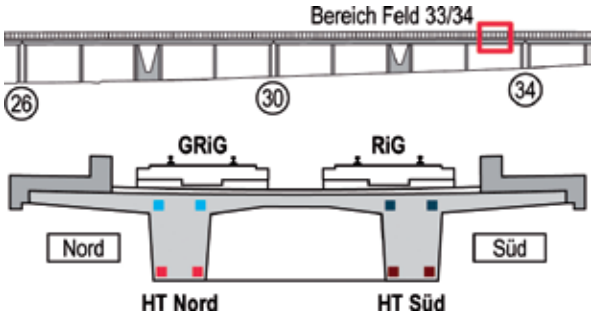


Bild 9 Dehnungsmessungen am Überbau der Gänsebachtalbrücke Grafik: Marx Krontal GmbH

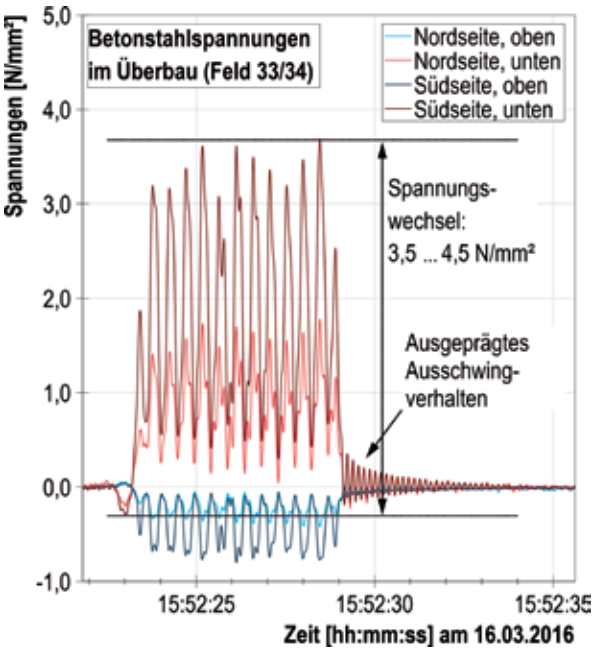


Bild 10 Darstellung der relativen Spannungen im Betonstahl der Überbaubewehrung über die Zeit im Feld 33/34 für eine Beispielüberfahrt an der Gänsebachtalbrücke
Grafik: Marx Krontal GmbH

Der Zeitverlauf der gemessenen Bewehrungsdehnungen im Überbau ist beispielhaft für die Überfahrt eines ICE-T mit 48 Achsen mit etwa 200 km/h auf dem Richtungsgleis (RiG) in Bild 10 dargestellt.

Infolge Zugüberfahrt treten in der Bewehrung an der Oberseite Druckspannungen von bis zu -0,8 N/mm² und an der Unterseite Zugspannungen bis etwa 3,7 N/mm² auf. Je Zugüberfahrt tritt in der Bewehrung auf der befahrenen Seite ein Spannungswechsel im Bereich von ca. 4 N/mm² auf. Auf dem Richtungsgleis wurden im Jahr 2016 etwa 9.750 Zugüberfahrten gezählt, sodass es zu einer entsprechenden Zahl von Lastwechseln in diesem Bereich kommt, wie Bild 11 zeigt. Insgesamt sind die auftretenden Spannungen unter der Beanspruchung des Personenzuges (ICE-T) mit Achslasten von etwa 130 kN/Achse sehr gering.

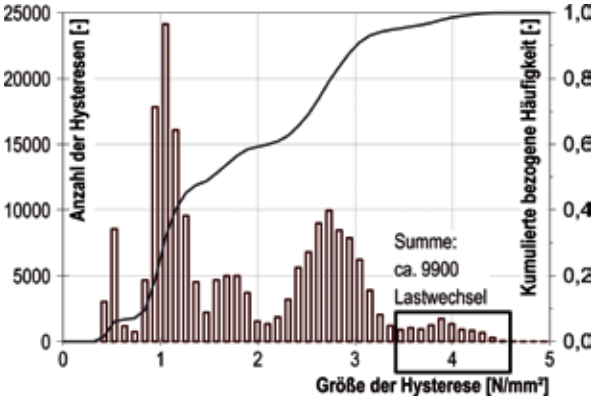


Bild 11 Anzahl der aufgetretenen Spannungshysteresen über die Größe der Hysteresen für die Messungen der Betonstahlspannungen im Überbau an der Gänsebachtalbrücke (Messstelle: Südseite, unten) für alle Zugüberfahrten in 2016 Grafik: Marx Krontal GmbH

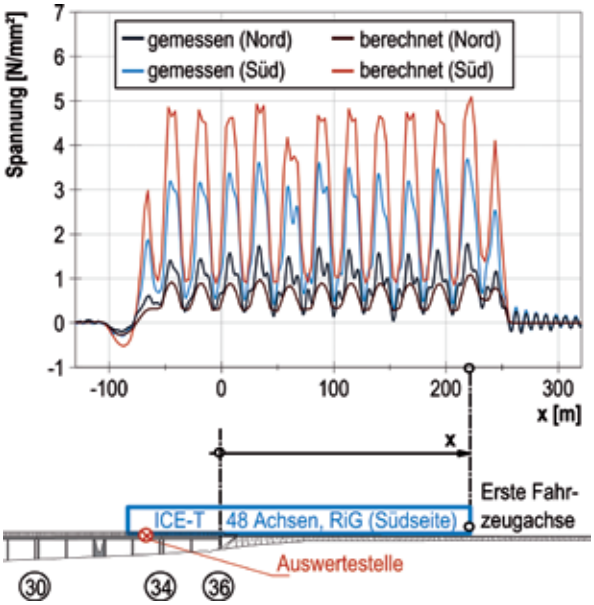


Bild 12 Vergleich zwischen Messung und Berechnung anhand der Spannungen im Betonstahl des Überbaus der Gänsebachtalbrücke bei Überfahrt eines ICE-T (Messstellen: jeweils untere Messstellen an beiden Hauptträgern) Grafik: Marx Krontal GmbH

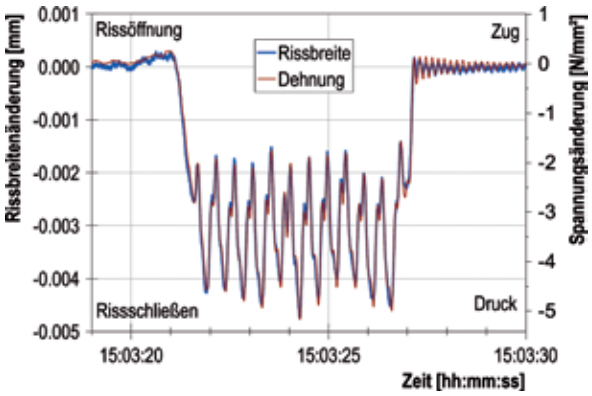


Bild 13 Rissbreiten- und Spannungsänderungen in der Bewehrung des Trennpfeilers infolge der Zugüberfahrt (ICE-T) an der Gänsebachtalbrücke

Grafik: Marx Krontal GmbH

Bei den Belastungsfahrten der Probebelastung erreichten die schweren Güterzüge Achslasten von etwa 200 kN/Achse. Die dabei gemessenen Spannungen in den Bewehrungsstäben lagen zwischen -3,2 N/mm² und 9,0 N/mm². Mithilfe einer Rainflow-Klassierung wurden die auftretenden Spannungswechsel infolge aller Zugüberfahrten in 2016 gezählt, klassiert und graphisch aufbereitet. Das Ergebnis zeigt Bild 11.

Es wird deutlich, dass die Spannungswechsel in der Bewehrung des Überbaus aufgrund der insgesamt sehr kleinen Hysteresen nicht ermüdungsrelevant sind.

Die Messdaten wurden einer numerischen Vergleichsrechnung an einem Gitterrost-Modell gegenübergestellt. Die Fahrbahn oder Kappen wurden nicht berücksichtigt. Als Belastung wurde der ICE-T mit 48 Achsen realitätsgetreu auf das Bauwerk aufgebracht. Die Ergebnisse der numerischen Berechnung und der Vergleich mit den Messdaten erfolgt in Anlehnung an die Beispielüberfahrt aus Bild 10 über Einflusslinien in Bild 12.

Der Vergleich zwischen Messung und Berechnung zeigt eine gute qualitative Übereinstimmung der Verläufe für die Spannungen an der Unterseite des Querschnitts. Die berechneten Werte sind jedoch deutlich größer als die gemessenen. Dies ist auf die Unterschätzung der Torsionssteifigkeit und der Mitwirkung der Festen Fahrbahn am Lastabtrag zurückzuführen.

An der Gänsebachtalbrücke sind Risse von bis zu 0,4 mm Breite im Anschlussbereich der monolithisch mit dem Überbau verbundenen Pfeiler festgestellt worden. Daraufhin wurde zur Überwachung der Rissentwicklung am Trennpfeiler der Achse 30 ein Rissmonitoring eingerichtet, das Langzeitdaten über mehrere Jahre erhebt und zusätzlich die Zugüberfahrten höherfrequent aufzeichnet. Neben den Rissmessungen an der Betonoberfläche wurden Dehnungsmessungen an der Pfeilerbewehrung durchgeführt. Die Ergebnisse aus den Riss- und Dehnungsmessungen sind vergleichend für die oben genannte Überfahrt des ICE-T in Bild 13 dargestellt (gleiche Überfahrt wie Bild 12).

Die Verläufe zwischen Rissbreitenänderung und Spannungsänderung stimmen qualitativ sehr gut

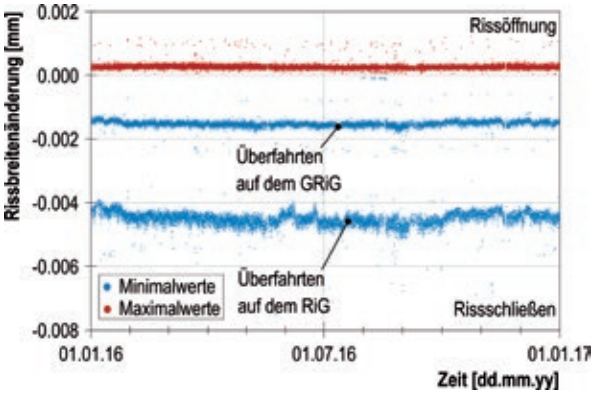


Bild 14 Extremwerte der Rissweitenänderungen infolge aller Zugüberfahrten in 2016 an dem Trennpfeiler der Achse 30 an der Gänsebachtalbrücke Grafik: Marx Krontal GmbH

überein. Es besteht ein linearer Zusammenhang zwischen den Messgrößen.

Zusätzlich wurden aus allen in 2016 stattgefundenen Überfahrten die minimale und maximale Rissbreitenänderung aus den Verläufen extrahiert und über den Zeitpunkt der Überfahrt aufgetragen. Das Ergebnis dieser Datenaufbereitung zeigt Bild 14.

Die Rissbreitenänderung infolge Zugüberfahrt bleibt sehr klein, ermüdungsrelevante Beanspruchungen der Bewehrung oder des Betons im Pfeilerkopf sind demzufolge auch in den gerissenen Querschnitten nicht zu erwarten.

5.2.3 Horizontale Einwirkungen aus Verkehr

Bei der Saale-Elstertalbrücke wurde das Gleis über große Längen lückenlos verschweißt, was zu einer Kraftkopplung der Überbauten in Längsrichtung und einer Wechselwirkung zwischen Oberbau und Tragwerk führt [14]. Einige Bereiche des Bauwerks sind stark setzungsgefährdet. Teilweise sind die Gründungsbedingungen deutlich verformungsempfindlicher als in der Ursprungsstatik angenommen. Damit sind auch veränderte Randbedingungen für die Längskraftabtragung als Wechselwirkung zwischen Oberbau, Tragwerk und Gründung verbunden. Da die Schienenspannungen rechnerisch bereits im Grenzbereich waren, wurde entschieden, die Abtragung der Längskräfte mithilfe von Bremsversuchen nachzuweisen. Diese Versuche wurden am 15.11.2015 im stark setzungsgefährdeten Bereich zwischen den Bauwerksachsen A28 und A34 der Abzweigbrücke durchgeführt.

Insgesamt ergaben die Bremsversuche drei- bis achtfach höhere Steifigkeiten bei horizontaler Einwirkung, als aus der Ursprungsstatik entnommen werden konnte. Dies hängt in erster Linie damit zusammen, dass sich Böden bei raschen Einwirkungen steifer verhalten [15], [14]. In einer numerischen Vergleichsrechnung wurden die Bremsversuche simuliert. Das Balkenmodell umfasst den wesentlichen Teil der Abzweigbrücke (Achsen A23 bis A48), inklusive eines 200 m langen Dammbereichs hinter Achse A48. Bild 15 zeigt die Mess- und Berechnungsergebnisse für eine spezifische Bremszielstellung zwischen den Achsen A32 und A34 in Richtung Halle. Die Kräfte in den Schienen und die relativen Fugenlängsverschiebungen werden über die Bauwerkslänge zum Zeitpunkt der größten Bremseinwirkung (Bremsruck) dargestellt.

Wie Bild 15 zeigt, können die Messergebnisse durch das numerische Modell mit den Gründungssteifigkeiten nach der Statik zunächst nicht ausreichend angenähert werden. Erst nach Ergänzung

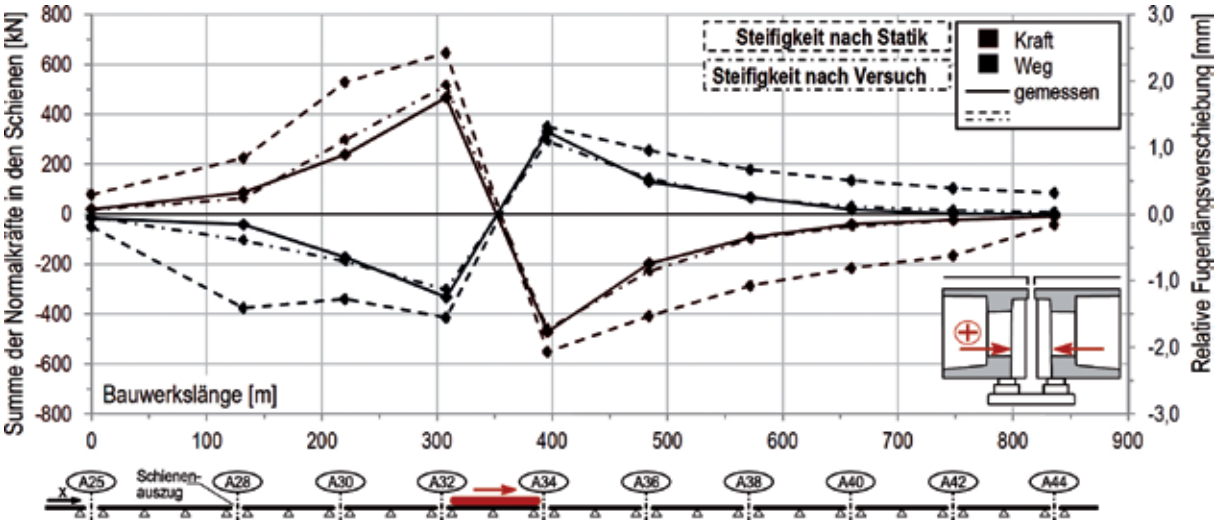


Bild 15 Vergleich der Kräfte und Wege zwischen Messung und Berechnung (mit verschiedenen Gründungssteifigkeiten) als Darstellung über die Bauwerkslänge Grafik: Marx Krontal GmbH

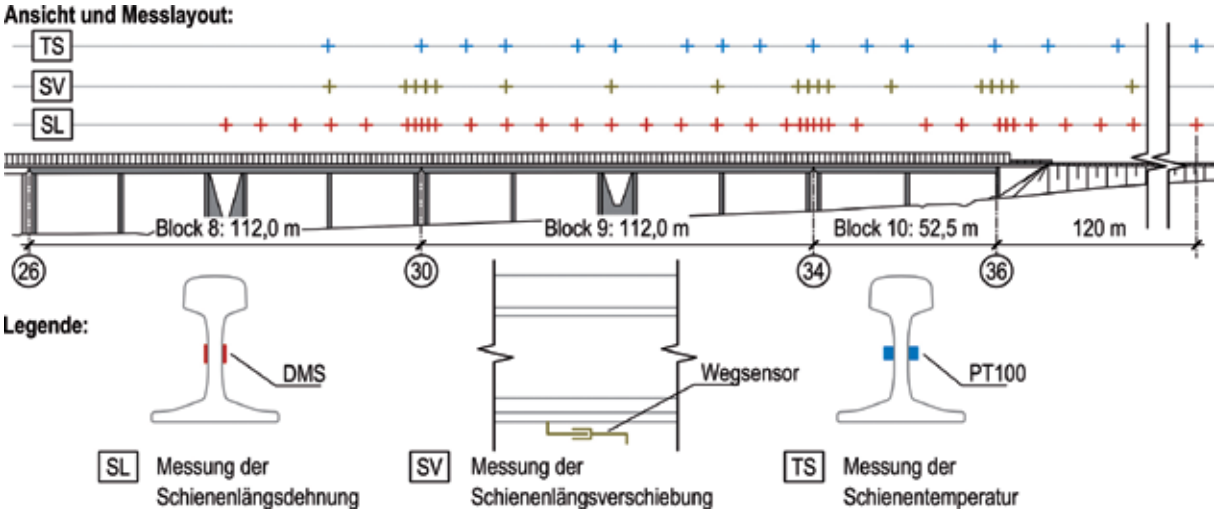


Bild 16 Schematische Darstellung des Messlayouts für die Erfassung der Schienenreaktion am Beispiel der Gänsebachtalbrücke, Schiene 1 = Richtungsgleis (RiG) Grafik: Marx Krontal GmbH

der Erkenntnisse aus den Bremsversuchen ist das Modell in der Lage, die Kraft- und Verschiebungsverteilung über die Bauwerkslänge zuverlässig zu simulieren. Mithilfe der durchgeführten Bremsversuche und der Nachrechnung am numerischen Modell kann außerdem die effektive Mitwirkung des Bauwerks zum Lastabtrag auf bis zu 350 m Entfernung zur Bremszielstellung in jede Richtung festgelegt werden, wie Bild 15 zeigt. Dies entspricht einer Beteiligung von insgesamt etwa acht Überbauabschnitten.

Der Versuch hat gezeigt, dass die numerischen Methoden in der Lage sind, die realen Bauwerksreaktionen zum Zeitpunkt des Bremsrucks gut abzubilden, wenn entsprechende Kalibrierungen durchgeführt werden. Weitere Informationen zum Bauwerks- und Oberbauverhalten können Abs. 6.3.2 entnommen werden. Eine entscheidende Rolle spielen dabei die Eingangsgrößen wie beispielsweise die Annahmen zu Materialkennwerten oder Steifigkeiten. Mit den Versuchen konnten anhand der ermittelten Steifigkeitseigenschaften die Nachweise erfolgreich geführt werden. Außerdem veranschaulicht der Versuch das Potential der versuchsgestützten Nachweisführung.

6 Gleis-Tragwerks-Interaktion

6.1 Einführung

Beim Entwurf von langen Eisenbahnbrücken hat die Interaktion zwischen Gleis und Tragwerk dominanten Einfluss auf die Wahl des statischen Systems, der Überbaulängen und der erforderlichen Unterbausteifigkeiten. Auf der Neubaustrecke wurden umfangreiche rechnerische Untersuchungen zum Thema der Gleis-Tragwerks-Interaktion bei der Gänsebach-, Stöbnitz- und Saale-Elstertalbrücke durchgeführt, bei denen die Schiene lückenlos über große Überbaulängen verlegt wurde. Zusätzlich wurden bei diesen Bauwerken die Schienenlängskräfte messtechnisch überwacht. Für Brücken mit Fester Fahrbahn lagen bisher nahezu keine messtechnischen Erfahrungen vor, sodass die hier vorgenommenen Messungen auch über das Einzelprojekt hinaus erstmals eine Charakterisierung und Quantifizierung der Interaktionseffekte für das System Feste Fahrbahn ermöglichten und eine Chance für die Fortschreibung des Regelwerks darstellen. Die in diesem Kapitel vorgestellten Ergebnisse beziehen sich auf das Beispiel der Gänsebachtalbrücke.

6.2 Langzeitentwicklung der zusätzlichen Schienenspannungen

Die Langzeitverformungen des Tragwerks aus Temperatur, Kriechen und Schwinden stellen bei der Ermittlung der zusätzlichen Schienenspannungen den größten Anteil dar. Ein Schwerpunkt der Messung bezog sich daher auf die zeitliche und räumliche Entwicklung der Schienenspannungen aus diesen Langzeitverformungen. Dafür wurde eine der vier Schienen weiträumig instrumentiert (siehe Bild 16).

Durch die gleichzeitige Erfassung der Schienentemperatur und -dehnung können die Spannungsursachen in zwei Teile separiert werden: Spannung aus Temperaturänderung der Schiene und zusätzliche Schienenspannungen aus der Interaktion mit dem Bauwerk. Die Ergebnisse der Oberbaumessung sind in Bild 17 am Beispiel der maßgebenden Achse 30 (Ausgleichslänge 112 m)

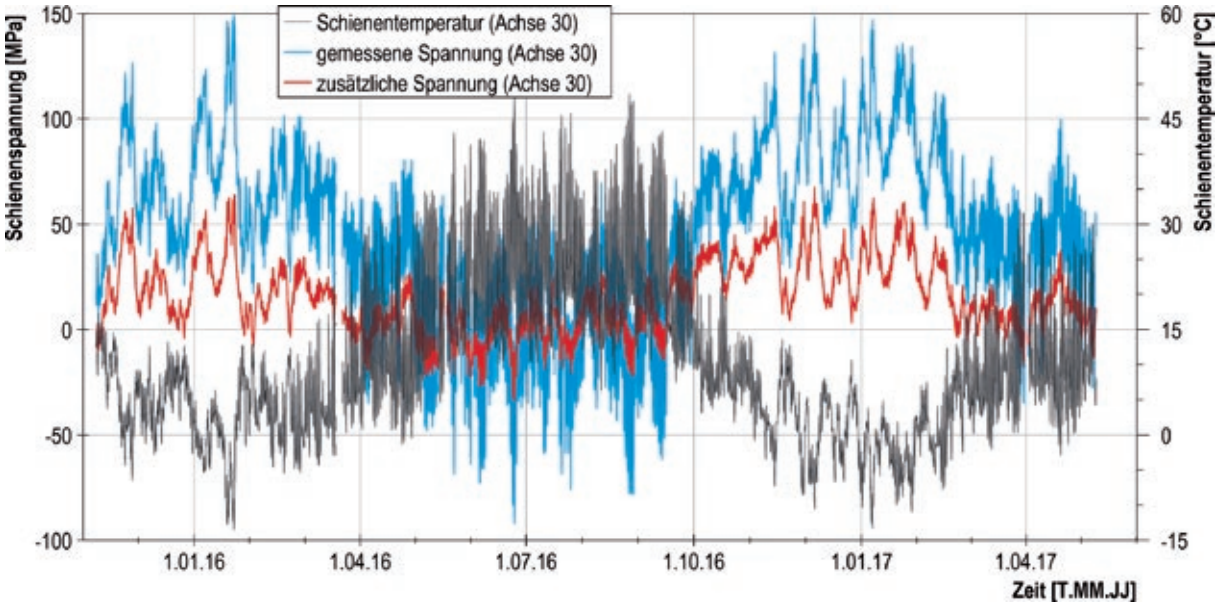


Bild 17 Exemplarische Darstellung der Messergebnisse in Achse 30, GRiG Grafik: Marx Krontal GmbH

im Messzeitraum November 2015 bis Juni 2017 dargestellt. Die Gesamtspannung schwankt zwischen -92 und 149 MPa. Der thermische Anteil der Spannung in der verspannten Schiene wird durch die Temperaturschwankung der Schiene zwischen -13,5 und 50,0 °C verursacht. Die zusätzlichen Spannungen schwanken zwischen -34 und 67 MPa und können maßgeblich auf die thermischen Verformungen des Tragwerks zurückgeführt werden.

Diese Werte können mit den rechnerischen Prognosen verglichen werden. Zu diesem Zweck wurden die gemessenen Temperaturvariationen des Überbaus in einem Modell als Einwirkung mit einem vereinfachten Verlauf berücksichtigt. Das Modell berücksichtigt die tatsächliche Tragwerksgeometrie sowie die aus den Messungen ermittelten Materialeigenschaften und Unterbausteifigkeiten [16]. Der Längsverschiebewiderstand des Gleises entspricht den Angaben aus der Ril 804 [18] für die Feste Fahrbahn. Die Ergebnisse der zusätzlichen Schienenspannungen über der Achse 30 sind in Bild 18 gegenübergestellt.

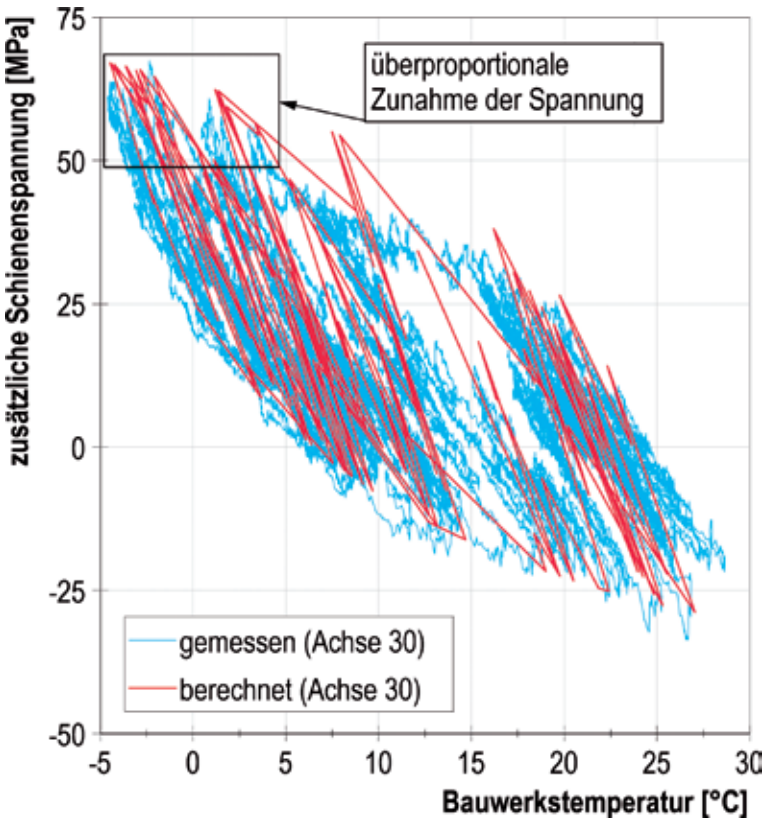


Bild 18 Vergleich der Messergebnisse mit den Berechnungsergebnissen Grafik: Marx Krontal GmbH

Die gute Übereinstimmung der Hüllkurven bestätigt in diesem Fall, dass die Annahmen der Berechnung für das thermische Verhalten der Brücke zutreffend sind. Allerdings nimmt der sich tatsächlich einstellende Längsverschiebewiderstand bei großen Verformungen an sehr kalten oder sehr warmen Tagen stark zu und überschreitet den Wert des Regelwerks von 9,75 kN/ Stützpunkt (entspr. 30 kN/m Gleis) um bis zu ca. 50 %. Dies führt zu einem zeitweisen starken Anstieg der zusätzlichen Schienenspannungen im Bereich der Bauwerksfugen. Dieser Effekt wurde bei allen überwachten Bauwer-

ken auf der Strecke beobachtet. Bei längeren Bauwerken wirkt sich diese „Versteifung“ stärker aus und führt zu einer deutlichen Überschreitung der rechnerischen Prognosen der Schienenspannung infolge der Langzeitverformungen des Überbaus. Wie im Abs. 6.4 gezeigt wird, bleiben die höheren zusätzlichen Spannungen angesichts der weiteren Reserven des Systems und des Nachweiskonzepts jedoch i. d. R. ohne weitere Kompensationsmaßnahmen akzeptabel.

6.3 Zusätzliche Schienenspannungen unter Verkehr

Um den Einfluss der Tragwerksverformung aus vertikaler Verkehrslast und aus Bremsen und Anfahren auf die Schienenbeanspruchung messtechnisch zu überprüfen, wurden im Rahmen eines Belastungsversuchs mit schweren Fahrzeugen sowohl quasi-statische Fahrten als auch Bremsversuche durchgeführt (Bild 6). Weiterhin werden seit der Inbetriebnahme der Strecke alle Überfahrten erfasst und ausgewertet, woraus die tatsächliche kumulierte Beanspruchung ermittelt werden kann.

6.3.1 Zusätzliche Schienenspannungen aus vertikalen Verkehrslasten

Bei langsamen Überfahrten mit schweren Güterzügen (je Zug ca. 70 kN/m) im Zuge der Belastungsversuche nach Abs. 5.2.1 wurde die zeitliche Entwicklung der zusätzlichen Schienenspannungen aufgezeichnet. Bei Abbildung der gleichen Lastfälle im Modell mit Erhöhung des Längsverschiebewiderstands unter dem Zug entsprechend Ril 804 können die berechneten und gemessenen Einflusslinien verglichen werden, siehe Bild 19. Im Modell treten deutlich größere Zugspannungen auf als prognostiziert (7,6 MPa), jedoch keine Druckspannungen. Durch den Vergleich mit den anderen Messgrößen lässt sich dieser Unterschied maßgeblich auf die größere Biegesteifigkeit des Überbaus (ca. 20 % geringere Endtangentenverdrehungen als im Modell) und auf die Verlagerung des Schwerpunkts des effektiven Querschnitts nach oben durch die Feste Fahrbahn zurückführen. Diese Erkenntnisse können an ähnlichen „flachen“ Querschnitten (z. B. Stöbnitztalbrücke) bestätigt werden. Bei höheren Querschnitten, z. B. beim Kastenprofil der Saale-Elstertalbrücke, bleibt der Schwerpunkt des Querschnitts deutlich unterhalb der Schiene, sodass die Zugspannungen über der Fuge maßgebend bleiben, aber auch hier ist der Betrag der Spannung durch die größere Biegesteifigkeit geringer als in den Berechnungen. Die Feste Fahrbahn wirkt sich günstig auf die Zugbeanspruchung der Schiene aus.

6.3.2 Zusätzliche Schienenspannungen aus Bremsen und Anfahren

Die Bremsversuche auf der Gänsebachtalbrücke wurden so durchgeführt, dass der bremsende Zug genau auf einem Block zum Stehen kommt. Es konnten hohe Bremskräfte von fast 2.000 kN erreicht werden (Reibbeiwert Rad/Schiene ca. 0,2). In Bild 20 ist der Zeitverlauf der gemessenen Spannungen für eine ausgewählte Bremsposition den Berechnungsergebnissen gegenübergestellt.

Die berechnete Zugspannung deckt die maximal gemessene Zugspannung in Achse 34 auf der Seite des Gegenrichtungsgleises (GRiG), auf dem der Zug bremst, ausreichend ab. Auf der Seite der Achse 30 führt die Überschätzung der Zugspannung infolge vertikalem Verkehr (siehe Abs. 6.3.1)

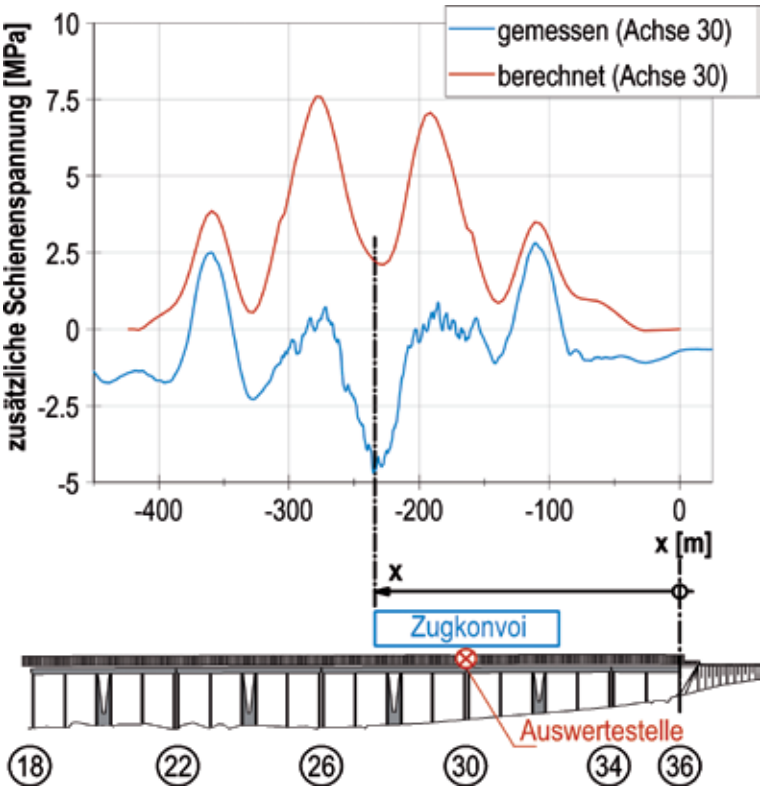


Bild 19 Gemessene und berechnete Einflusslinie der Schienenspannung in Achse 30 bei Parallelüberfahrt der Güterzüge auf beiden Gleisen Grafik: Marx Krontal GmbH

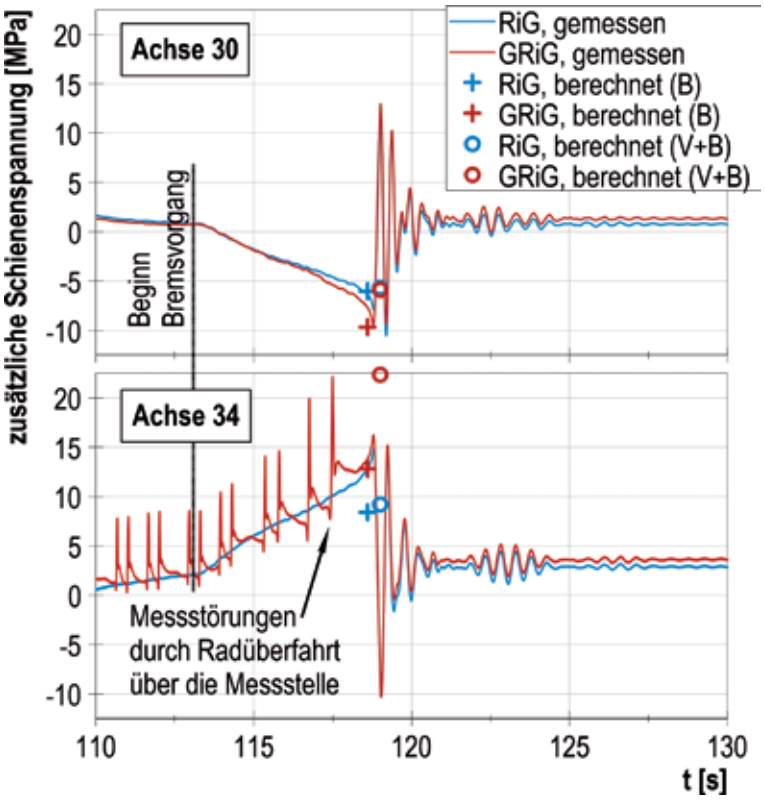


Bild 20 Zeitverlauf der gemessenen Schienenspannungen beim Bremsversuch. Bremszielstellung A30, Fahrt von A36 in Richtung A30 auf dem GRiG und Vergleich mit den Berechnungsergebnissen, wobei im Modell die Horizontalkraft alleine (B) oder in Kombination mit der Vertikallast (V+B) aufgebracht wurde Grafik: Marx Krontal GmbH

hingegen zu einer Unterschätzung der auftretenden Druckspannungen. Im Berechnungsmodell führt die Erhöhung des Längsverschiebewiderstands unter dem bremsenden Zug zu einer unterschiedlichen Belastung in beiden Gleisen. Die Messung zeigt jedoch eine gleichmäßigere Beanspruchung. Die vertikale Last des Zuges beeinflusst den Längsverschiebewiderstand offenbar nicht so stark, wie es im Regelwerk vorgesehen ist. Weiterhin zeigt der Zeitverlauf, dass durch die Längsschwingung des Bauwerks die maximale Beanspruchung in der Schiene nicht nur zum Zeitpunkt des Bremsrucks auftritt, sondern auch beim Rück- und Durchschwingen. Dies führt dazu, dass es unabhängig von der Bremsrichtung sowohl zu zusätzlichen Zug- als auch Druckspannungen in der Schiene kommt. Messungen an anderen Bauwerken haben ergeben, dass diese dynamischen Einflüsse mit zunehmender Anzahl an gekoppelten Überbauten und mit kleiner werdenden Unterbausteifigkeiten zunehmen, sodass die größten Spannungen u. U. nicht am Bremsort, sondern mehrere Felder daneben und mehrere Sekunden nach dem Bremsruck auftreten können. Das statische Modell ist nicht in der Lage, diese Einflüsse zu berücksichtigen. Durch eine sorgfältige Generierung der Lastfälle über die gesamte Bauwerkslänge werden die maximalen Spannungen jedoch abgedeckt. Weitere Ergebnisse von Bremsversuchen hinsichtlich der Interaktion zwischen Gleis, Tragwerk und Gründung werden in [15] und [14] vorgestellt.

6.4 Rückschlüsse auf den Nachweis aus der Ril 804

Die durchgeführten Messungen ermöglichen die Fortschreibung des Nachweiskonzeptes für den Fall der Festen Fahrbahn [16], [17]. Durch die gewonnenen Langzeiterfahrungen kann das System, insbesondere der Längsverschiebewiderstand, besser charakterisiert werden, sodass die zusätzlichen Spannungen realitätsnäher abgeschätzt werden können.

Derzeit wird der Nachweis mit zusätzlichen Schienenspannungen geführt. Der Spannungsanteil im lückenlosen Gleis aus Schienentemperaturänderung wird implizit mit einer ständigen vorhandenen Spannung von 120 MPa [17] berücksichtigt. Im Abs. 6.2 wird deutlich, dass diese Annahme sehr konservativ ist und deutliche Reserven ausgeschöpft werden könnten, wenn der Nachweis statt mit zusätzlichen mit absoluten Spannungen geführt werden würde.

Im aktuellen Nachweis wird ein ermüdungsrelevanter Biegespannungsanteil am Schienenfuß von 158 MPa angesetzt [17]. Zählungen der Spannungswechsel am Schienenfuß ergaben für den ICE-Verkehr maximale Spannungsamplituden von 60 MPa. Diese Ergebnisse deuten für die Feste Fahrbahn auf eine deutlich bessere Oberbauqualität hin, als in der Oberbaurichtlinie angesetzt. In Kombination mit der Kenntnis über die Längsspannungen in der Schiene aus Temperatur und Interaktion mit dem Bauwerk liegt damit die Basis für die Entwicklung eines realitätsgerechteren Nachweises vor.

7 Schlussfolgerungen

Die an den Talbrücken der Neubaustrecke über Zeiträume von bis zu 10 Jahren gewonnenen Messergebnisse liefern wertvolle Erkenntnisse für die Weiterentwicklung der integralen Bauwei-

se sowie der Festen Fahrbahn auf Brücken. Darüber hinaus gestatten sie Aussagen über die Qualität und Aussagekraft von Berechnungsmodellen und ermöglichen deren Verbesserung. Die Bedeutung und Häufigkeit von Messungen wird auch im Brückenbau in den kommenden Jahren stark zunehmen. Im Rahmen der Digitalisierungsstrategie wird Bauwerksmonitoring verstärkt angewendet zur Erfassung ungenau bekannter Modellparameter, zur versuchsgestützten Bemessung und für eine lebensdauerübergreifende Zustandserfassung als Grundlage zukünftiger Instandhaltungsstrategien [19], [20], [21], [22].

Semi-integrale Brückenbauwerke zeigen speziell für die Anwendung im Eisenbahnbrückenbau große Vorteile: Sie verhalten sich unter kurzzeitig einwirkender Verkehrslast deutlich steifer und unter langfristigen zwangsverursachenden Einwirkungen deutlich weicher, als die ursprünglichen Bemessungsergebnisse erwarten ließen. Die Standsicherheits- und Gebrauchtauglichkeitsnachweise für die Bauwerke und die Feste Fahrbahn lagen in den meisten Fällen deutlich auf der sicheren Seite. Sie waren jedoch nur zum Teil in der Lage, die reale Situation richtig abzubilden. Viel wichtiger als eine scheinbar hoch genaue Berechnung oder eine überbordende Variation aller möglichen Parameter im Berechnungsmodell sind ein guter Entwurf des Tragwerks, die sorgfältige Durchbildung der Konstruktionsdetails und eine qualitätsgerechte Bauausführung.

Literatur

[1] Marx, S.; Krontal, L.; Wenner, M.: Semiintegrale Brücken. In: Mehlhorn, G.; Curbach, M. (Hrsg.): Handbuch Brücken, Kap. 6.2.2, 3. Aufl., Wiesbaden: Springer Vieweg, 2014, S. 437–461.

[2] Marx, S.; Herrmann, R.; Wenner, M.; Schenkel, M.: Monitoring an Talbrücken im Eisenbahnhochgeschwindigkeitsverkehr. In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 23. Dresdner Brückenbausymposium – Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken – am 12. März 2013 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2013, S. 131–152.

[3] Marx, S.; Wenner, M.: Structural Health Monitoring (SHM) an der Scherkondetalbrücke: eine semi-integrale Eisenbahn-Betonbrücke. Beton- und Stahlbetonbau Spezial 110 (2015) – Supplement: Erhaltung und Instandsetzung von Betonbauwerken – Beispiele aus Europa und der Welt, S. 2–8.

[4] Marx, S.; Krontal, L.; Bätz, S.; Vehlow, A.: Die Scherkondetalbrücke, die erste semi-integrale Talbrücke der DB AG auf der Neubaustrecke Erfurt–Leipzig/Halle VDE 8.2. Beton- und Stahlbetonbau 105 (2010) 3, S. 134–141.

[5] Schenkel, M.; Goldack, A.; Schlaich, J.; Kraft, S.: Die Gänsebachtalbrücke, eine integrale Talbrücke der DB AG auf der Neubaustrecke Erfurt–Leipzig/Halle. Beton- und Stahlbetonbau 105 (2010) 9, S. 590–598.

[6] Schenkel, M.; Marx, S.; Krontal, L.: Innovative Großbrücken im Eisenbahn-Hochgeschwindigkeitsverkehr am Beispiel der Neubaustrecke Erfurt–Leipzig/Halle. Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009) 11, S. 782–789.

[7] Jung, R.; Marx, S.; Schenkel, M.; Stockmann, R.: Entwurf und Ausführungsplanung der Stöbnitztalbrücke. Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011) 2, S. 81–88.

[8] Schenkel, M.: Verkehrsprojekte Deutsche Einheit Nr. 8.2, Eisenbahn-Neubaustrecke Erfurt–Leipzig/Halle: Saale-Elster-Talbrücke. ZEV Rail Glasers Annalen 131 (2007) 8, S. 312–328.

[9] Herrmann, R.; Rabe, J.; Bolle, G.; Marx, S.: Konzepte für Datenqualität und Datenablage bei Entwurf und Umsetzung von Monitoringsystemen. Bauingenieur (2017) 12, S. 537–545.

[10] DIN EN 1991-1-5:2010-12: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen; Deutsche Fassung EN 1991-1-5:2003 + AC:2009.

[11] DIN EN 1992-2:2010-12: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln; Deutsche Fassung EN 1992-2:2005 + AC:2008.

[12] Käding, M.; Wenner, M.; Marx, S.: Baubegleitende Zustandsüberwachung von Brücken. In: Curbach, M. et al. (Hrsg.): Tagungsband des 9. Symposiums „Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen“ am 21.9.2017 in Dresden, Dresden: Institut für Massivbau der TU Dresden, 2017, S. 63–74.

[13] Wenner, M.; Käding, M., Marx, S.: Messtechnische Überwachung bei Brückenbaumaßnahmen. Bautechnik 95 (2018) 1, S. 44–52.

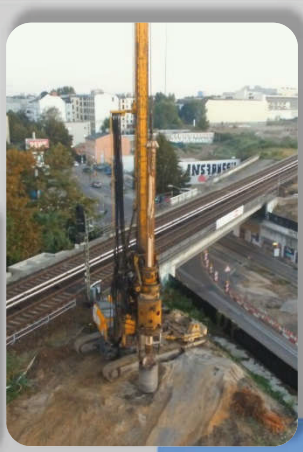
[14] Wedel, F.; Käding, M.; Marx, S.: Belastungsversuch an den Talbrücken der Eisenbahnneubaustrecke Erfurt–Leipzig. In: Baeßler, M. (Hrsg.): Tagungsband der Konferenz Messen im Bauwesen am 14.11.2017 in Berlin, Berlin: BAM, S. 21–38.

[15] Schacht, G.; Wedel, F.; Marx, S.: Bridge load testing in Germany. ACI Special Publication (2018) (zur Veröffentlichung angenommen).

[16] Wenner, M.; Lippert, P.; Plica, S.; Marx, S.: Längskraftabtragung auf Eisenbahnbrücken,

Teil 1: Geschichtliche Entwicklung und Modellbildung. Bautechnik 93 (2016) 2, S. 59–67.
[17] Wenner, M.; Lippert, P.; Plica, S.; Marx, S.: Längskraftabtragung auf Eisenbahnbrücken, Teil 2: Hintergründe des Nachweises. Bautechnik 93 (2016) 7, S. 470–481.
[18] DB Netz AG: Richtlinie 804 – Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke planen, bauen und instand halten.
[19] Marx, S.; Hahn, O.; Wenner, M.: Monitoring an Brücken, Möglichkeiten und Grenzen. In: Ingenieurakademie West e.V. (Hrsg.): Tagungsband zum Seminar Brückenbau im Fokus am 25.11.2016 in Essen, Essen: Ingenieurakademie West e.V., 2016, S. 29–51.
[20] Marx, S.; Krontal, L.; Tamms, K.: Monitoring von Brückentragwerken als Werkzeug der Bauüberwachung. Bautechnik 92 (2015) 2, S. 123–133.
[21] Schacht, G.; Schwinge, E.; Krontal, L.; Hahn, O.; Marx, S.: Die Eisenbahnbrücke über die Aller bei Verden (1843–2016). In: Jäger, W. (Hrsg.): Mauerwerkskalender 2018 (in Vorbereitung).
[22] Schacht, G.; Piehler, J.; Müller, J. Z. A.; Marx, S.: Belastungsversuche an einer historischen Eisenbahn-Gewölbebrücke. Bautechnik 94 (2017) 2, S. 125–130.

Projektsteuerung:
- Projektentwicklung
- Bauherrenberatung / Bauüberwachung
- Termin-, Kosten- und Risikomanagement



Aedificon Engineering

Akquise und Angebotsbearbeitung:
- Einkauf / Anfragen
- Kalkulation der Herstellkosten
- Bauzeit- und Baustellenplanung
- Logistikkonzepte

Engineering:
- Für Montage- / Demontageprozesse im Brückenbau, Industriebau, Stahlverbundbau
- Erstellung von technologischen Konzepten für Logistikprozesse, Verschubprozesse, Kranzugstudien, sowie weitere Hubvorgänge

Bauconsulting:
- Auftragnehmer- und Nachunternehmerverwaltung
- Bauzeitplanung & Kontrolle
- Abrechnung
- Nachtragsbearbeitung

Wer erfolgreich bauen will, braucht zuverlässige Partner.

Aedificon Engineering GmbH
Hohmannstraße 6, 04129 Leipzig
Telefon: +49 341 92 79 92 – 50
Fax: +49 341 92 79 92 – 49
Email: info@aedificon.de
Internet: www.aedificon.de

9 Herzlich willkommen zum 28. Dresdner Brückenbausymposium

13 Vorwort zum 28. Dresdner Brückenbausymposium

17 Bauwerksentwürfe nach RE-ING – Was ist neu?

25 Development of cable-stayed bridges in China

41 Vom Rechnen und Wissen –
Monitoring an den Talbrücken der Neubaustrecke Erfurt–Leipzig/Halle

59 Nachrechnung und Ertüchtigung der Siegtalbrücke –
größte Spannbetonbrücke der Sauerlandlinie (A45)

73 Der Rückbau der Lahntalbrücke Limburg (1964)

87 Einsatz unbemannter Flugsysteme im Brückenbau

101 Eugène Freyssinet: "I was born a builder"

129 Realisierung der Kienlesbergbrücke in Ulm –
gestalterische und bauliche Herausforderungen im komplexen Baukontext

141 Die Taminabrücke in der Schweiz, der Heimat großer Brückenbauingenieure

157 100 Jahre Dauerhaftigkeit für Brücken- und Tunnelbauwerke

169 Lebenszyklus- und Qualitätsspezifikationen für Ingenieurbauwerke

189 Versagenshäufigkeit und Versagenswahrscheinlichkeit von Brücken

203 Brückenvielfalt rund um die Ostsee – Bericht zur Brückenexkursion 2017

215 Chronik des Brückenbaus

231 Inserentenverzeichnis

ISSN 1613-1169
ISBN 978-3-86780-544-5