Messtechnische Validierung der Modelle zum Langzeitverhalten der Gleis-Tragwerks-Interaktion

Monitoring-based validation of the models for the long-term behaviour of track-bridge-interaction

Von der
Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie
der Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover
zur Erlangung des akademischen Grades
Doktor Ingenieur (Dr.-Ing.)
genehmigte

DISSERTATION

von
Dipl.-Ing. Marc Wenner
geboren am 20. Juni 1986 in Strasbourg, Frankreich

Hannover, Januar 2020

Betreuer und Referent:	Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover Institut für Massivbau
Korreferent:	Prof. Dr.-Ing. Stephan Freudenstein Technische Universität München Lehrstuhl und Prüfamt für Verkehrswegebau
Tag der Promotion:	15. November 2019

Zusammenfassung

Im modernen Eisenbahnoberbau werden die Schienen durchgehend verschweißt. Bei der Führung des lückenlosen Gleises über eine Brücke entstehen infolge der Kopplung zwischen Gleis und Tragwerk Interaktionseffekte bei Längsbewegungen des Überbaus. Diese äußern sich im Bereich der Brücke durch zusätzliche Schienenspannungen, durch relative Gleisverschiebungen zum Überbau bzw. zum Planum sowie durch zusätzliche Längskräfte in den Brückenlagern. Diese Effekte nehmen mit wachsender Bauwerkslänge zu und müssen zur Gewährung der Integrität und Verkehrssicherheit des Gleises begrenzt werden. Deshalb spielt diese Wechselwirkung eine maßgebende Rolle beim Entwurf von langen Brücken sowie bei der Ausbildung des Oberbaus auf den Bauwerken.

Grundlage für den Nachweis der Gleis-Tragwerks-Interaktion ist die rechnerische Ermittlung der Interaktionseffekte anhand eines Modells. Die in den 1980er Jahren entwickelten Modelle müssen für die heutigen Oberbauformen überprüft werden, um eine qualifizierte und abgesicherte Prognose der Einwirkungen für den Nachweis zu ermöglichen. In der vorliegenden Arbeit werden die Modelle zur Prognose der Effekte aus Langzeiteinwirkungen für den Schotteroberbau und für die Feste Fahrbahn auf Basis von umfangreichen Messungen an Talbrücken überprüft.

Die Arbeit ist in drei Blöcke untergliedert. Im ersten Block erfolgt eine umfangreiche Literaturrecherche als Grundlage für das Verständnis des bestehenden Nachweises und der heutigen im Regelwerk vorgegebenen Modelle und Grenzwerte. Im zweiten Block werden zwei für die Modellbildung und Berechnung maßgebenden Eigenschaften des Tragwerks messtechnisch charakterisiert: das Überbauverformungsverhalten aus Temperatur, Kriechen und Schwinden für eine Betonbrücke und die Unterbausteifigkeit der als längsfesten Punkte ausgebildeten Pfeiler für eine Talbrücke. Anhand der experimentellen Ergebnisse wird gezeigt, dass diese im Modell angesetzten Tragwerksparameter in der Realität deutlich von den Annahmen aus Materialkonstanten oder aus Teilmodellen abweichen können. Im dritten Block werden wichtige Erkenntnisse zu den verwendeten Modellen des Längsverschiebewiderstands im Gleis und zur Prognose der zusätzliche Schienenspannungen infolge Langzeiteinwirkungen gesammelt. Die angewandte Auswertemethodik ermöglicht eine direkte messtechnische Erfassung des Längsverschiebewiderstands unter realen Randbedingungen. Bei der überwachten Brücke mit Schotteroberbau werden deutliche Reserven ausgewiesen. Bei der Brücke mit Fester Fahrbahn werden die Modelle weitestgehend validiert.

Schlagwörter Brücke; Gleis; Feste Fahrbahn; Längskraftabtragung; Messung; Monitoring; Längsverschiebewiderstand

Abstract

Rails are continuously welded in modern railway tracks. Because of the longitudinal connection between the rail and the bridge superstructure, interaction effects occur when the continuous welded rail (CWR) is laid over the bridge. The longitudinal deformation of the superstructure due to temperature or traffic loads leads to additional stresses in the rail, to relative displacements between bridge and track and to additional horizontal forces in the bearings. Since those effects grows with increasing bridge length, they have to be limited in order to ensure the integrity of the rail and the safety of the railroad traffic. This is the reason why the track-bridge interaction plays a major role in the design of both the bridge structure and the railway track.

The approach and the analyse of the track-bridge interaction is based on the calculation of the interaction effects. The computation models used have been developed in the 1980's. In order to get reliable calculation results for the modern railway tracks, these models have to be reviewed. The focus of this dissertation is the validation of the models for the long-term behaviour of track-bridge-interaction on ballasted and on ballastless track using the results of a large-scale monitoring performed on several railway viaducts.

The work is subdivided into three parts. In the first part, an extensive literature research has been performed in order to understand the actual approach of track-bridge interaction given in the codes and to comprehend the origin of the defined models and of the limits for the admissible additional rail stresses and deformations. In the second part, measurement results are used to characterise two major parameters of the bridge model governing the interaction with the track: the deformation behaviour of the bridge structure due to temperature changes, creep and shrinkage in the case of concrete bridges as well as the longitudinal stiffness of the fixed piers. The experimental results from the measurements show noticeable differences to the structural parameters calculated and used in the models. In the third part, new findings about the longitudinal rail restraint and the calculation of the long-term induced additional rail stresses are presented. The used methodology to measure and analyse the rail stresses enable to determine the activated longitudinal rail restraint under the real in situ conditions. The performed investigation shows that the actual models can be validated for ballastless track for the fastening system used on bridges in Germany and that the actual models leads to an overestimation of the additional stresses in the case of ballasted track.

Keywords bridge; track; track-bridge interaction; ballastless track; measurement; monitoring; longitudinal rail restraint

Inhaltsverzeichnis

Zusammenfassung i
Abstract ii
Inhaltsverzeichnis iii
1 Einleitung 1
1.1 Motivation 1
1.2 Zielsetzung 2
1.3 Gliederung der Arbeit 3
1.4 Einordnung des Themas in den Kontext der wissenschaftlichen Literatur 5
2 Publikationen 12
2.1 Publikation Nr. 1: Längskraftabtragung auf Eisenbahnbrücken Teil 1: Geschichtliche Entwicklung und Modellbildung 13
2.2 Publikation Nr. 2: Längskraftabtragung auf Eisenbahnbrücken Teil 2: Hintergründe des Nachweises 23
2.3 Publikation Nr. 3: Structural Health Monitoring (SHM) an der Scherkondetalbrücke: eine semi-integrale Eisenbahn-Betonbrücke 36
2.4 Publikation Nr. 4: Versuchsgestützte Ermittlung der Unterbausteifigkeit einer großen Eisenbahnbrücke 44
2.5 Publikation Nr. 5: Langzeitverhalten einer 170 m langen integralen Eisenbahnbrücke – Messungen und Modellbildung zur Interaktion Boden-Bauwerk-lückenloses Gleis am Beispiel der Rednitztalbrücke 58
2.6 Publikation Nr. 6: Zusätzliche Schienenspannungen aus Langzeitverformungen von Eisenbahnbrücken mit fester Fahrbahn – Modell und Realität 72
3 Wesentliche wissenschaftliche Erkenntnisse 95
4 Ausblick und weitere Untersuchungen 99
5 Literaturverzeichnis 102
Lebenslauf | CV 105

Abbildung 1: Die Unstruttalbrücke auf der neu gebaute Hochgeschwindigkeitsstrecke Erfurt – Leipzig/Halle (August 2014)

1 Einleitung

1.1 Motivation

Brücken stellen einen wesentlichen Teil der Eisenbahninfrastruktur dar. Wo früher nur kurze Bauwerke notwendig waren, müssen heute lange Bauwerke errichtet werden, um den Trassierungsanforderungen der Strecke für den Hochgeschwindigkeits- und schweren Güterverkehr mit großen Radien und möglichst flacher Neigung gerecht zu werden (Abbildung 1). Bei neuen Hochleistungsstrecken, wie zum Beispiel den Hochgeschwindigkeitsstrecken in China führen weitere Kriterien dazu, lange auf Brücken aufgeständerte Trassen zu bauen. Dazu zählen die Reduzierung der Bauzeit, die Verringerung der Inanspruchnahme von Landfläche, die Reduzierung der Anzahl von Über- und Unterführungen in Ballungsgebieten sowie auch die Kompensation schlechter Baugrundverhältnisse bei Verwendung fester Fahrbahnen.

Seit den 1950er Jahren werden die Eisenbahnschienen grundsätzlich zum lückenlosen Gleis verschweißt. Die Schiene sollte auch möglichst über Brückenbauwerke lückenlos geführt werden. Brücken stellen allerdings eine Diskontinuität im sonst verhältnismäßig steifen und verformungsarmen Planum des Oberbaus dar. Durch thermische oder verkehrsbedingte Verformungen des Tragwerks und wegen der Verbindung der Schienen mit dem Bauwerk entstehen im Bereich der Brücke im Vergleich zur „ungestörten“ Strecke zusätzliche Beanspruchungen der Schiene und Relativverformungen innerhalb des Oberbaus. Diese aus der Interaktion zwischen Gleis und Tragwerk entstehenden zusätzlichen Effekte nehmen mit zunehmender Brückenlänge zu. Ab einer wirksamen Dehnlänge des Überbaus von 60 bis 90 m erreichen die zusätzlichen Beanspruchungen im Bereich der Brückenfugen rechnerisch so hohe Werte, dass das Risiko eines Schienenbruchs bei tiefen Temperaturen oder einer Gleisverwerfung bei heißen Tagen nach den heutigen Erkenntnissen auf ein unzulässiges Maß ansteigen kann. Deswegen wird die Gleis-Tragwerks-Interaktion bei langen Brücken zu einem maßgeblichen Entwurfskriterium, das die Wahl des Brückensystems sowie die Ausbildung des Oberbaus im Bereich der Brücke deutlich beeinflusst.

Die Effekte aus der Gleis-Tragwerks-Interaktion werden anhand eines Modells beschrieben und quantifiziert und im Rahmen eines Nachweises bewertet. Die Nachweise im deutschen als auch im europäischen Regelwerk sind nahezu identisch. Das verwendete Nachweisformat sowie die meisten Grundlagen für die Erstellung des Modells oder für die Ermittlung der Grenzwerte der zulässigen zusätzlichen Schienenbeanspruchungen und Verformungen wurden im Rahmen umfangreicher Untersuchungen in den 1980er Jahren definiert. Bis auf den Einsatz zeitgemäßer Berechnungswerkzeuge zur Berechnung der nichtlinearen Modelle hat sich seitdem im Umgang mit diesem Nachweis nur wenig geändert. Gleichwohl sind seitdem die Leistungsanforderungen an die Eisenbahninfrastruktur und an die eingesetzten Fahrzeuge deutlich gestiegen, die Feste Fahrbahn als Alternative zum Schotteroberbau wird vermehrt eingebaut und integrale Tragwerkskonzepte haben sich für den Bau von Talbrücken etabliert. Neben der Entwicklung des Systems „Eisenbahn“ selbst hat sich auch der Wissensstand durch Erfahrungen und Forschungstätigkeiten weiterentwickelt. Es liegen heute zudem sowohl hardware- als auch softwareseitig umfangreiche und leistungsfähige Möglichkeiten vor, um das Verhalten des Systems „Eisenbahn“ zu überwachen und zu analysieren.

Auf Basis dieser vorliegenden Möglichkeiten und, um den neuen Anforderungen gerecht zu werden sowie die aktualisierten Randbedingungen zu berücksichtigen, muss der Nachweis zwingend überholt werden. Es werden folgende wesentliche Aspekte erkannt, die zu behandeln sind:

- Validierung bzw. Anpassung der Modelle und Berechnungsmethoden zur Prognose der Effekte aus der Gleis-Tragwerks-Interaktion für die verschiedenen Oberbauarten
- Systembezogene Aktualisierung der Grenzwerte für die zulässigen zusätzlichen Schienenbeanspruchungen und Verformungen
- Aktualisierung des Nachweisformats
- Einführung von konstruktiven Lösungen zur Reduzierung der Effekte aus der Gleis-Tragwerks-Interaktion

Diese Aktualisierungen sind notwendig, um von einer derzeit pauschalen und fast empirischen Vorgehensweise auf eine systembezogene Betrachtungsweise zu übergehen, bei der mit geschärften Modellen eine vertrauenswürdigere Prognose der Einwirkungen möglich ist und somit die Sicherheit des Nachweises besser quantifiziert werden kann.

Diese Weiterentwicklungen sollen dazu führen, größere Freiheiten im Entwurf des Tragsystems bei langen Talbrücken zuzulassen und die Anzahl der teuren und instandhaltungsaufwendigen Schienenauszüge sowohl beim Neubau von Brücken als auch bei Oberbauinstandsetzungsmaßnahmen zu reduzieren.

1.2 Zielsetzung

Ziel dieser Arbeit ist ein Beitrag zur Aktualisierung des Nachweises der Gleis-Tragwerks-Interaktion. Der Fokus richtet sich auf die Validierung der für den Nachweis verwendeten Modelle zur Prognose der Effekte aus dem Langzeitverhalten basierend auf Messergebnissen an realen Objekten. Die Abgrenzung des Untersuchungsfeldes innerhalb des mannigfaltigen Themenkomplexes der Gleis-Tragwerks-Interaktion wird schematisch in Abbildung 2 dargestellt.

Die entstehenden zusätzlichen Schienenspannungen aus den Langzeitverformungen des Tragwerks bedingt durch die Temperaturvariation des Überbaus sowie durch Kriechen und Schwinden speziell bei Stahl- und Spannbetonbrücken stellen für den Nachweis der Schienenspannungen den quasi-ständigen Anteil der zusätzlichen Beanspruchung dar. Es zeigt sich, dass bei langen Brücken dieser Anteil

betragsmäßig im Vergleich zu den zusätzlichen Spannungen aus Verkehr deutlich dominiert. Die genaue Prognose dieses Anteils spielt deshalb eine wichtige Rolle für die Aktualisierung des Nachweises.

Um die Prognosemodelle für die rechnerische Ermittlung dieses Anteils zu schärfen, werden umfangreiche Langzeitmessungen am Tragwerk und am Gleis mehrerer Brücken herangezogen und das Verformungsverhalten der Brücke, die Reaktion des Gleises sowie ihr Zusammenhang analysiert.

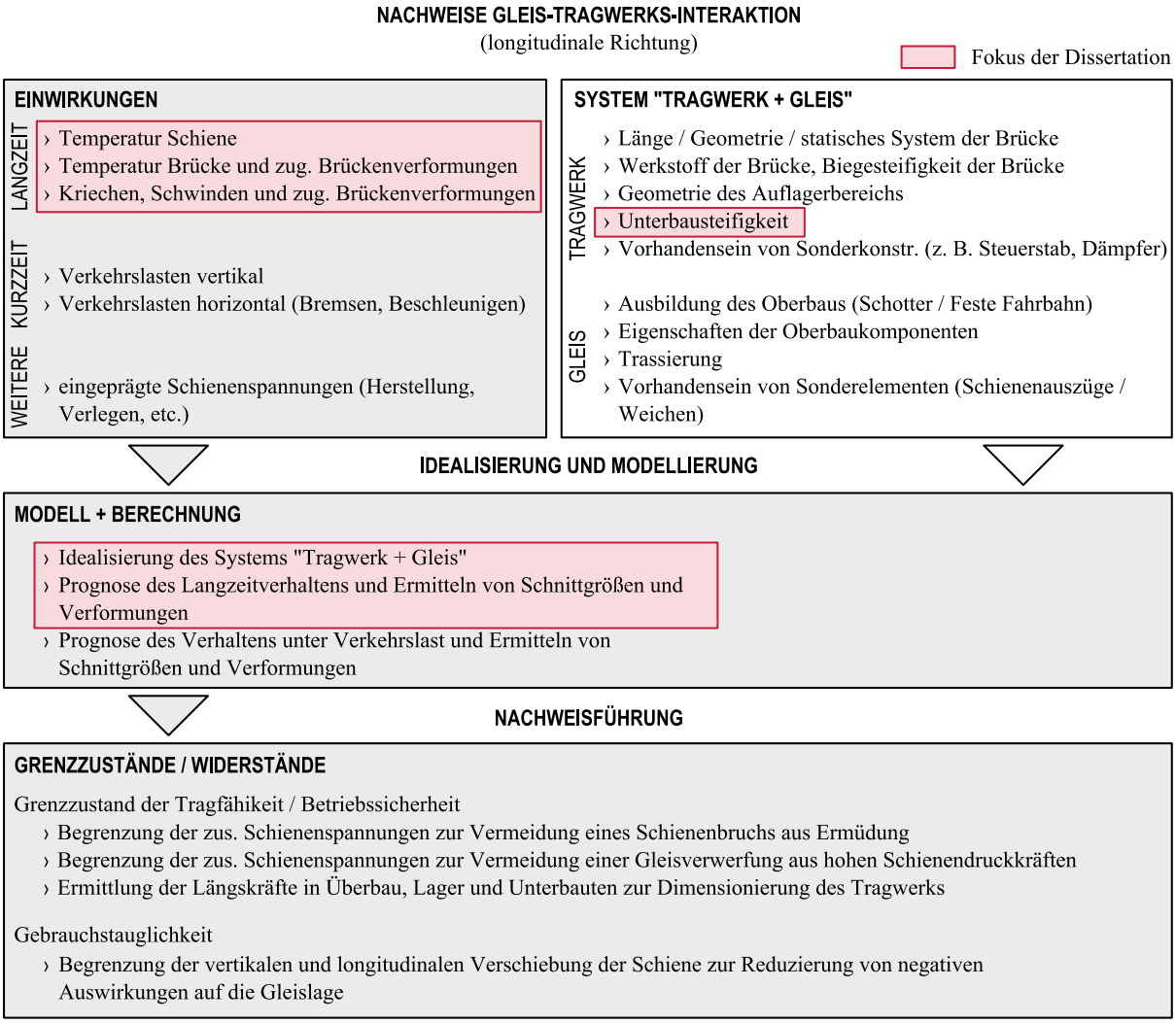


Abbildung 2: schematischer Ablauf des Nachweises für die Gleis-Tragwerks-Interaktion in longitudinale Richtung und Übersicht des Themenkomplexes

1.3 Gliederung der Arbeit

Um das Ziel der Arbeit zu erreichen, wurde das Thema in drei Blöcke unterteilt, in den die Publikationen dieser kumulativen Dissertation eingeordnet werden können (Abbildung 3).

Im ersten Block *State of the Art*, der aus zwei Publikationen besteht, wird eine umfangreiche Literaturrecherche durchgeführt, die mit einem Rückblick auf die historische Entwicklung des Eisenbahnoberbaus, die Verlegung des Oberbaus auf Brücken und den Umgang mit den Interaktionseffekten startet. Da die meisten noch heute verwendeten Modelle und Grenzwerte durch Forschungsaktivitäten in den 1980er Jahren entwickelt wurden, stellt diese vorangestellte Recherche eine wesentliche Grundlage für das Verständnis des bestehenden Nachweises und der heutigen Regelwerke dar. Die Idee der „zusätzlichen Schienenspannungen“ die den Nachweis prägen, wird vorgestellt und in den Kontext der globalen Schienenbeanspruchung gestellt. Weiterhin werden die

Grenzzustände, aus denen sich die Nachweismethodik ergibt, sowie die Hintergründe der im Regelwerk verankerten Spannungs- und Verformungsgrenzwerte vorgestellt. Schließlich werden das Modell und die Berechnungsmethodik sowie die dabei zu Grunde liegenden Annahmen vorgestellt, sodass die Ergebnisse der Berechnung richtig interpretiert werden können.
Der Block *State of the Art* gibt einen umfassenden Überblick über die Analyse der Gleis-Tragwerks-Interaktion sowie über den aktuellen Umgang mit dem Thema. Diese Darstellung des Status Quo ist eine wichtige Basis, um die Schwachstellen und die Reserven der aktuellen Vorgehensweise zu erkennen, zu bewerten und daraus Potentiale für eine Weiterentwicklung herauszuarbeiten.

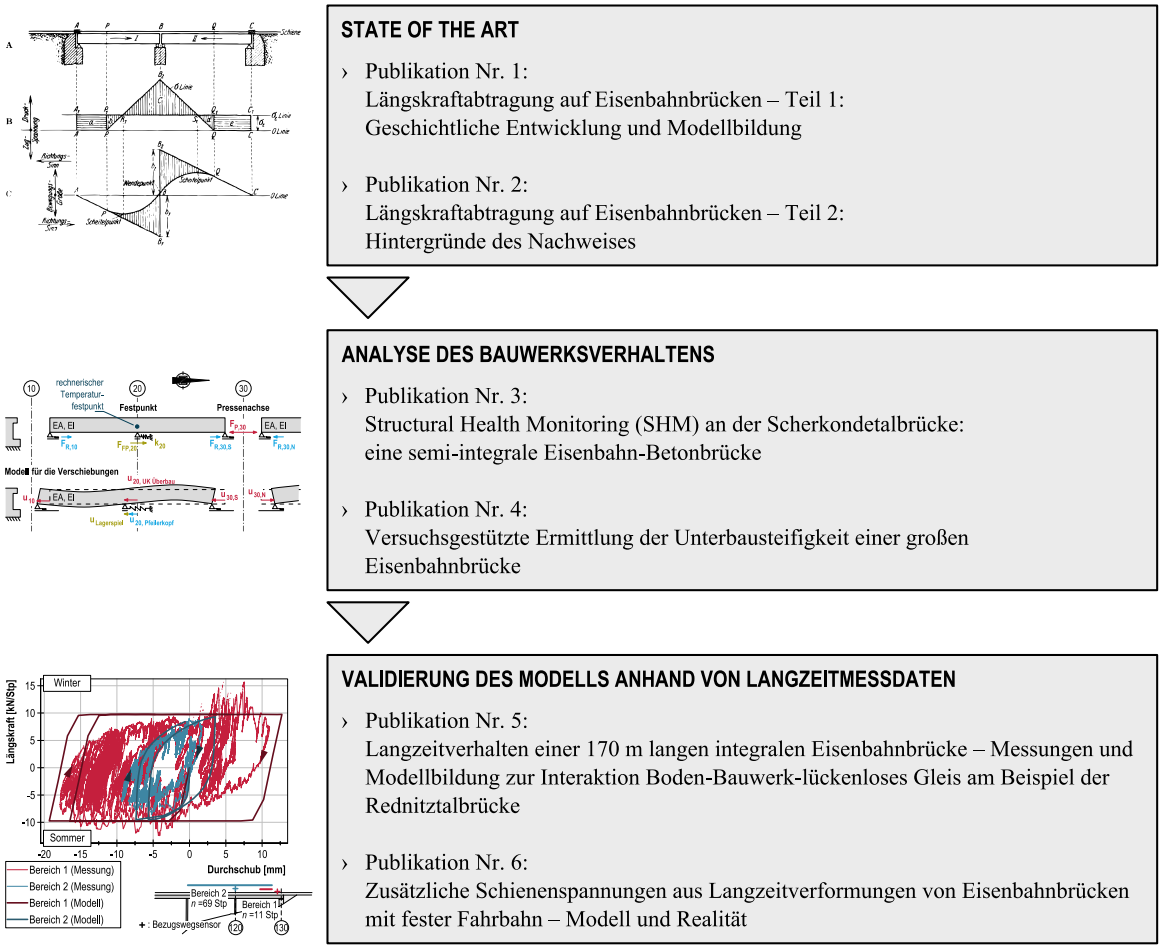


Abbildung 3: Übersicht der Gliederung der Arbeit und Zusammenhang zwischen den Publikationen

In dem zweiten Block *Analyse des Bauwerksverhaltens* werden in zwei Publikationen das Verformungsverhalten einer Betonbrücke aus Temperatur, Kriechen und Schwinden sowie die Unterbausteifigkeit der als längsfeste Punkte ausgebildeten Pfeiler einer Talbrücke messtechnisch charakterisiert. Diese beiden Eigenschaften sind neben der Geometrie der Brücke die wesentlichen Tragwerksparameter, die für die Längsverformungen des Überbaus und somit für die sich einstellenden Schienenspannungen und Schienenverformungen aus dem Langzeitverhalten der Gleis-Tragwerks-Interaktion relevant sind (s. a. [1]). Anhand der experimentellen Ergebnisse wird gezeigt, dass diese im Modell angesetzten Tragwerksparameter in der Realität deutlich von den Annahmen aus Materialkonstanten oder aus Teilmodellen abweichen können. Diese Informationen sind wichtig, um die Auswirkungen auf die Effekte der Gleis-Tragwerks-Interaktion einordnen zu können.

Im dritten und letzten Block *Validierung des Modells anhand von Langzeitmessdaten* werden wichtige Erkenntnisse zu den verwendeten Modellen und zur Prognose des Langzeitverhaltens gesammelt. In den zwei Publikationen (Abbildung 3) werden sowohl für den herkömmlichen Schotteroberbau als auch für

die Feste Fahrbahn wegweisende Erkenntnisse aus in situ Messungen auf die Modellebene übertragen. In beiden Fällen werden die Messkonzepte für die Erfassung der Tragwerksverformungen und der Oberbaureaktionen vorgestellt. Die Methodik der Datenplausibilisierung und -aufbereitung wird detailliert vorgestellt. Diese plausibilisierten und aufbereiteten Daten bilden eine abgesicherte Basis für die Auswertung und Bewertung der Ergebnisse. Durch das gewählte Sensorraster ist es ferner möglich, die Charakteristik des sich in situ einstellenden Längsverschiebewiderstandsgesetzes an verschiedenen Stellen über die Zeit zu erfassen. Dieser Parameter ist im Modell die maßgebende Oberbaueigenschaft, die die Größe der Schienenspannungen und -verschiebungen beeinflusst. Die neue Auswertemethodik ermöglicht erstmals eine direkte messtechnische Erfassung dieses Parameters auf der Brücke unter realen Randbedingungen. Damit können die Modellannahmen überprüft und mit den Ergebnissen von Längsverschiebewiderstandsversuchen im Labor verglichen werden, sodass die rechnerische Prognose für die Effekte aus der Gleis-Tragwerks-Interaktion aus dem Langzeitverhalten geschärft werden kann.

1.4 Einordnung des Themas in den Kontext der wissenschaftlichen Literatur

Das Thema der Gleis-Tragwerks-Interaktion ordnet sich in das breite Feld der Interaktion zwischen Fahrweg und Fahrzeug ein. Zugleich ist das Thema integraler Bestandteil des Entwurfs und der Bemessung von Brücken. Es verbindet somit die beiden Ingenieursdisziplinen Fahrwegtechnik und Brückenbau. Im Folgenden werden mehrere an die in der Arbeit gestellte Zielstellung tangierende Themen vorgestellt und das gewählte Thema in den Kontext der wissenschaftlichen und zum größten Teil aktuellen Literatur eingeordnet.

Thema „Monitoring und experimentell ermittelter Längsverschiebewiderstand“

Zielsetzung der Arbeit ist die Validierung der für den Nachweis verwendeten Modelle zur Prognose der Effekte aus dem Langzeitverhalten basierend auf Messergebnissen an realen Objekten. Dabei spielen das Monitoring von Brücke und Oberbau und die experimentell gestützte Ermittlung des maßgebenden Parameters „Längsverschiebewiderstand“ eine primäre Rolle.

In [2] *Zhang et al. (2015): Loading-history-based track–bridge interaction analysis with experimental fastener resistance* werden die Effekte aus der Gleis-Tragwerks-Interaktion rechnerisch auf Basis von experimentell ermittelten Längsverschiebewiderstandsgesetzten ermittelt. Die experimentellen Werte der Stützpunkte Typ „WJ-2“ stammen aus Laborversuchen, die ähnlich der in Europa gültigen Norm EN 13146-1 [3] geführt werden. Die Stützpunktkenngröße wird sowohl im unbelasteten als auch im belasteten (durch vertikale Auflast) Zustand ermittelt. Im Vergleich zur Arbeit von *Zhang et al. (2015)* werden in der vorliegenden Arbeit die sich tatsächlich einstellenden Längsverschiebewiderstände auf dem Bauwerk unter den realen zeitlichen, klimatischen und mechanischen Randbedingungen in situ messtechnisch erfasst und den Werten aus Laborversuchen gegenübergestellt. Dies ermöglicht eine kritische Bewertung der Verwendung von Laborergebnissen des Längsverschiebewiderstands als Eingangswert für die Modelle zur Berechnung der Effekte aus Gleis-Tragwerks-Interaktion. Weiterhin werden die sich einstellenden zusätzlichen Schienenspannungen und relativen Bewegungen zwischen Schiene und Brücke bzw. Widerlager direkt gemessen und den Modellergebnissen gegenübergestellt. Durch das umfangreiche Monitoring, das als Basis der eigenen Arbeit genutzt wird, ist ein direkter Bezug zu den realen Reaktionsgrößen im Gleis vorhanden, was die Bewertung der verwendeten Modelle ermöglicht.

Auch in [4] *Ryjáček et al. (2016): The rail-bridge interaction – recent advances with ERS fastening system for steel bridges* werden wie in [2] Labortests am System mit und ohne Auflast als Basis für eine numerische Untersuchung durchgeführt, allerdings hier an einem kontinuierlichen elastischen Schienenlagerungssystem (Embedded Rail System). Für diese Schienenlagerungssysteme werden

normenseitig keine Vorgaben gemacht, sodass solche experimentellen Untersuchungen eine primäre Grundlage für eine rechnerische Quantifizierung der Effekte der Gleis-Tragwerks-Interkation darstellen. Auch hier unterscheidet sich die vorliegende Arbeit durch eine Gegenüberstellung des sich in situ einstellenden Verhaltens mit dem Laborverhalten und durch eine detaillierte messtechnische Bewertung der tatsächlich auftretenden Schienenreaktionen am Tragwerk.

In [5] *Ryjáček et al. (2014): Long-term monitoring of steel railway bridge interaction with continuous welded rail* werden auf Basis eines Langzeit-Monitorings Rückschlüsse über den Längsverschiebewiderstand gezogen. Das untersuchte Tragwerk, eine mehrteilige Fachwerkbrücke, ist durch eine heterogene Verteilung der Oberbauarten gekennzeichnet. Herkömmlicher Schotteroberbau und direkte Schienenbefestigung werden hintereinander auf dem Tragwerk eingesetzt, wobei die bei der direkten Befestigung verwendeten Stützpunkte vergleichbar sind mit dem Stützpunktsystem auf der Festen Fahrbahn in Deutschland, das in der eigenen Arbeit untersucht wurde. Das Messkonzept sieht die Erfassung von Schienendehnungen und -temperaturen sowie von Lagerbewegungen vor. Neben der Darstellung der Schienenlängsspannungen über die Bauwerkslänge zu verschiedenen Zeitpunkten werden auch Kraftunterschiede in der Schiene und daraus gewonnene Steifigkeiten ermittelt. Daraus gelingt es den Autoren Aussagen zum Zusammenhang zwischen dieser Steifigkeit und der Temperatur und der Zeit zu treffen. Durch die Erstellung eines Modells konnten rechnerische Prognosen dieser Kraftdifferenz mit den gemessenen Werten verglichen werden und daraus Rückschlüsse über den anzusetzenden Längsverschiebewidertand gezogen werden. Die in *Ryjáček et al. (2014)* verfolgten Ziele werden auch in der eigenen Arbeit in den Publikationen Nr. 5 und 6 verfolgt. Die verwendete Auswertemethodik zur Ermittlung des Längsverschiebewiderstands basiert auf einem ähnlichen Ansatz. Im Unterschied zu *Ryjáček et al. (2014)* werden die Messdaten in der eigenen Arbeit wesentlich detaillierter aufbereitet und ausgewertet, sodass nicht nur Aussagen zu den absoluten Spannungen und zu dem Kraftgradient getroffen werden können, sondern auch zu den sich einstellenden zusätzlichen Schienenspannungen. Darüber hinaus werden auch in der Publikationen Nr. 5 und 6 die Relativbewegungen zwischen Schiene und Brücke direkt gemessen, sodass präzisere Aussagen zum Kraft-Verformungsverhalten des Schotters bzw. der Schienenstützpunkte getroffen werden können. Für den Längsverschiebewiderstand der Stützpunkte im Bereich mit direkter Befestigung werden in *Ryjáček et al. (2014)* Werte aus der Literatur angesetzt. Durch den Vergleich von Messdaten in situ und Versuchsdaten von gleichen Stützpunkten im Labor können in der eigenen Arbeit für die direkte Befestigung bzw. für die Feste Fahrbahn unmittelbare Vergleiche zwischen den Ergebnissen gezogen werden und die Übertragbarkeit von Laborergebnissen auf das reale System bewertet werden. Weiterhin kann durch die systematische und kontinuierliche Erfassung der Daten und die feingliedrigere Aufteilung der Sensoren in den Bereichen mit großen Verformungen, der Längsverschiebewiderstand bereichsweise ermittelt und in Abhängigkeit der einwirkenden Schienenverschiebung im jeweiligen Bereich ausgewertet werden. Die zwei Arbeiten ergänzen sich sehr gut.

In [6] *Kupfer (2004): Auswirkungen von Beschleunigungs- und Bremskräften auf die Längsbewegungen des Gleisrostes* werden neben den Ursachen der auf den Gleisrost einwirkenden Längskräfte auch Werte für den Längsverschiebewiderstand für Schotteroberbau und Feste Fahrbahn im unbelasteten und belasteten Zustand des Gleises ermittelt. Der Fokus der Arbeit von *Kupfer* begrenzt sich auf die rechnerische Prognose von Längsbewegungen des Gleisrostes infolge von Verkehrseinflüssen. Diese Bewegungen sind i. d. R. deutlich kleiner als die Längsverschiebungen, die sich im Bereich von Brücken infolge von Gleis-Tragwerks-Interaktion ergeben. Für diese großen und sich langsam einstellenden Bewegungen wurden in der vorliegenden Arbeit umfangreiche Messungen, sowohl im Labor als auch in situ durchgeführt und die verwendeten Modelle des Längsverschiebewiderstands zur Prognose von Schienenspannungen und -Verformungen validiert (Publikationen Nr. 5 und 6).
Kupfer stellt in seiner Arbeit verschiedene rechnerische Modelle zur Ermittlung der Längsbewegungen des Gleisrostes vor, insbesondere auch Modelle für den Übergang vom belasteten in den unbelasteten

Zustand des Gleisrostes. Diese Modelle sind detaillierter als die derzeit für die Berechnung der Effekte aus Gleis-Tragwerks Interaktion infolge Zugüberfahrt zu Grunde gelegte Modelle (siehe Publikation Nr. 1) und zeigen mögliche Verbesserungen.

In den 1980er Jahren wurden bereits umfangreiche Untersuchungen zum Verständnis der Gleis-Tragwerks Interaktion durchgeführt (siehe Publikation Nr. 1). In [7] *Eisenmann et al. (1983): Forschungsbericht über die Brems- und Schneidversuche am Oberbau der Amperbrücke* und [8] *Eisenmann et al. (1983): Langzeitmessungen an der Amperbrücke zur Ermittlung der Beanspruchung und des Verformungsverhalten des Oberbaues* werden Ergebnisse aus umfangreichen Messungen vorgestellt.
Das in der Publikation Nr. 4 vorgestellte Versuchskonzept zur Durchführung der Bremsversuche kann mit dem aus [7] verglichen werden, wobei die Versuche 1983 an einer Brücke mit Schotteroberbau durchgeführt wurden, die eigenen Versuche an einer Brücke mit Fester Fahrbahn. In der vorliegenden Arbeit wurden eine weiterführende Analyse der Messergebnisse durchgeführt und Rückschlüsse über die wirksame Unterbausteifigkeit beim Bremsversuch im Vergleich zum statischen Fall gezogen. Das bei den eigenen Projekten verwendete Messlayout zur Überwachung der Langzeitinteraktion zwischen Gleis und Tragwerk in den Publikationen Nr. 5 und 6 ist vergleichbar zu dem in [8]. Die eigenen Ergebnisse werden noch detaillierter analysiert, um Rückschlüsse über das Modell und den sich einstellenden Längsverschiebewiderstand zu ziehen. Darüber hinaus werden durch die parallele Überwachung des Langzeitverhaltens und die Triggerung von Zugüberfahrten wichtige Ergebnisse zum Einfluss des Verkehrs auf das sich über die Zeit einstellende Gleichgewicht im System Gleis-Tragwerk gewonnen.

In [9] *Klaus (2003): Längskraftabtragung bei Eisenbahnbrücken unter Temperatureinwirkung* wird eine ähnliche Zielstellung wie in der eigenen Arbeit verfolgt, nämlich die Verbesserung der Kenntnisse über die Gleis-Tragwerks-Interaktion für die thermischen Verformungen der Brücke, allerdings vorwiegend bezogen auf den Schotteroberbau. Dazu erfolgt in *Klaus (2003)* eine umfangreiche Literaturrecherche zur Entwicklung des lückenlosen Gleises und zur physikalischen Beschreibung der Kopplung zwischen Gleis und Tragwerk bei Schotteroberbau. Auf Basis der verschiedenen Einflussparameter werden Stoffmodelle zur Beschreibung der Kopplung und Berechnungsverfahren vorgeschlagen. Zum Schluss der Arbeit von *Klaus* erfolgt ein Vergleich der entwickelten Modelle mit Ergebnissen von in situ Messungen an Brücken der Hochgeschwindigkeitsstrecke Hannover – Würzburg. Die Arbeit von *Klaus* ist geprägt von einer theorie-orientierten Entwicklung der Modelle. Der Abgleich mit der Realität ist durch nicht-kontinuierliche Erfassung der Messdaten und durch den geringen Messumfang schwierig. Die eigene Arbeit ist im Vergleich dazu Messdaten-orientiert. Das in den Publikationen Nr. 3 bis 6 entwickelte systematische und systemübergreifende Messlayout und die dazugehörige Auswertemethodik ermöglichen einen hochwertigen Vergleich zwischen Modell und Realität. Die direkte Ermittlung des sich einstellenden Längsverschiebewiderstand und die Erfassung von nullpunktbezogenen Schienenreaktionen ermöglichen eine Validierung der Modelle und eine kritische Bewertung von theoretischen Modellen.

In den Publikationen von *Strauss et al.* [10], [11], [12] wird ebenfalls eine Monitoring-gestützte Bewertung der Gleis-Tragwerks-Interaktion an einem System mit Fester Fahrbahn vorgenommen. In [10] wird eine Beurteilung der Zuverlässigkeit für die Schienenspannungen auf Basis eines mittels Monitorings festgestellten Verhaltens vorgenommen. Die zugehörige Methodik wird vorgestellt. Der gemessene thermische Ausdehnungskoeffizient spielt eine wesentliche Rolle in der Beurteilung. In der Publikation Nr. 3 wird eine alternative Methodik zur Feststellung des sich einstellenden tragwerksspezifischen Ausdehnungskoeffizienten vorgestellt.
In [11] werden verschiedene grundsätzliche Modellierungsansätze aus der Literatur und ein Modell für die durchgeführte Untersuchung vorgestellt. Die Ergebnisse des Modells für verschiedene Temperaturen werden gezeigt und ein punktueller Vergleich der rechnerischen Ergebnisse mit ausgewählten

Messergebnissen vorgenommen. Der Einfluss der Ausgleichslänge und des Werts des Längsverschiebewiderstands wird im Rahmen einer Parameteranalyse untersucht.
In [12] wird eine alternative Methode zur Modellierung der Verbindungselemente zwischen Schiene und Brücke vorgestellt, die Elemente mit der Materialeigenschaft eines Verbundwerkstoffs einsetzt statt übliche nicht-lineare Federn. Diese Modelle wurden auf Basis von Versuchsdaten kalibriert, die aus Laborversuchen stammen, ein eindeutiger Vergleich der rechnerischen Prognosen mit den Monitoringdaten ist dem Artikel nicht zu entnehmen.
Die vorliegende Arbeit stützt sich wie auch in den 3 vorgestellten Artikeln von *Strauss* auf Monitoringergebnisse, die an einer Brücke mit lückenloser Schiene erfasst wurden. In der vorliegenden Arbeit wird ein vertiefter Einblick in die Aufbereitungsmethodik der Messdaten gegeben und ein transparenter und umfangreicher Vergleich zwischen rechnerischen Prognosen und Messwerten durchgeführt, woraus eine Validierung bzw. Anpassung der Modelle ermöglicht wird.

Thema „rechnerische Ermittlung der Effekte aus Gleis-Tragwerks-Interaktion“

Der Nachweis der Gleis-Tragwerks-Interaktion basiert auf einer nicht-linearen Berechnung. Dabei werden das Tragwerk, das Gleis sowie deren Kopplung modelliert und die verschiedenen Lastfälle aufgebracht. Viele Forschungsarbeiten und Untersuchungen der letzten Jahre beziehen sich auf das Ziel einer möglichst „genauen“ Simulation der Effekte aus Gleis-Tragwerks-Interaktion, insbesondere der Effekte, die aus dem Lastfall Verkehr stammen und auf die Optimierung der verwendeten Berechnungsverfahren. Die angestrebte Genauigkeit bezieht sich dabei nicht auf die Realitätsnähe der Ergebnisse, sondern vorerst auf eine theoriegetreue und stringente Berechnung der Effekte für die derzeit vorhandenen Modelle, insbesondere beim Übergang des unbelasteten in den belasteten Zustand des Gleises.

In [13] *Ruge et al. (2005): Schienenlängskräfte auf Brücken bei nichtlinearer Überlagerung der Lastfälle Temperatur, Tragwerksbiegung, Bremsen* wird der Einfluss der Reihenfolge der Lastfälle Temperatur – Tragwerksbiegung – Bremsen/Anfahren auf die Berechnung der Effekte aus der Gleis-Tragwerks-Interaktion gezeigt. Die Untersuchung zeigt, dass die Berücksichtigung der Vorgeschichte zu mitunter deutlichen Reduzierungen der berechneten zusätzlichen Schienenspannungen an den maßgebenden Stellen führt, verglichen zu einer linearen Summation der unabhängig voneinander ermittelten Ergebnisse.

In [14] und [15] zeigen *Ruge* und *Widarda*, dass die Art der Berücksichtigung des Wechsels der Koppelsteifigkeit zwischen Schiene und Brücke vom unbelasteten in den belasteten Zustand bei Zugüberfahrt eine bedeutsame Rolle für die Höhe der prognostizierten Schienenspannungen spielt. Weiterhin wurden Umlagerungseffekte durch den Steifigkeitswechsel und die Überfahrt auf vorhandene Spannungen aus den thermischen Brückenverformungen theoretisch untersucht. In der eigenen Arbeit wird in der Publikation Nr. 6 auf Basis von Messergebnissen und einer großen Anzahl an Überfahrten eine Bewertung dieser Effekte vorgenommen.

In [16] *Yang et al. (2016): Track–Bridge Interaction Analysis Using Interface Elements Adaptive to Various Loading Cases* wird eine numerische Methode vorgestellt, bei der der nichtlineare Längsverschiebewiderstand und seine Änderung bei Variation der vertikalen Auflast mittels Kopplungselementen abgebildet werden. Die Arbeitslinie der Elemente wurde auf Basis von detaillierten und umfangreichen experimentellen Untersuchungen an zwei Stützpunktarten (System mit elastischer Zwischenplatte: z. B. System 300-1 aus Publikation Nr. 6 und System mit elastischer Zwischenlage) ermittelt. Der Fokus liegt bei diesen Tests auf der Analyse des Verhaltens beim Übergang vom unbelasteten zum belasteten Zustand und umgekehrt sowie im belasteten Zustand mit einer konstant bleibenden Vertikalkraft.

Die Methode berücksichtigt sowohl die Last- und Verformungsgeschichte des Systems als auch die Effekte aus der vertikalen Belastung des Gleises und bietet somit Vorteile für sequenzielle Untersuchungen und reduziert den Aufwand insbesondere für Brücken mit vielen möglichen Laststellungen. Ferner stellt die vorgestellte Arbeit eine Grundlage für die Untersuchung der dynamischen Fahrzeug-Gleis-Tragwerks-Interaktion, z. B. zur detaillierten numerischen Analyse der in der Publikation Nr. 6 in Abschn. 5.4 vorgestellten Messergebnisse der Spannungen und Verformungen bei Zugüberfahrt dar.

In [17] *Dai et al. (2013): Applicability of small resistance fastener on long-span continuous bridges of high-speed railway* wird eine Parameterstudie durchgeführt, um den Einfluss der Reduktion des Längsverschiebewiderstands auf die Effekte der Gleis-Tragwerks-Interaktion zu untersuchen. Für die Berechnung der Effekte aus Verkehr wird eine transiente Analyse durchgeführt, bei der ein bewegliches Lastmodell über die Brücke simuliert wird. Für den Lastfall der vertikalen Verkehrslast wird entsprechend nicht nur eine Schienenspannungsverteilung zugehörig zu einer Position, sondern eine umhüllende Kurve für die Zugüberfahrt gegeben.

Die hier aufgeführten Quellen zeigen umfangreiche wissenschaftliche Untersuchungen zur Berechnung der Effekte der Gleis-Tragwerks-Interaktion meistens basierend auf den aktuellen und vereinfachten Modellen gemäß der gültigen Vorschriften (z. B. Richtlinie 804 [18] der DB AG oder Eurocode [19]). Auf Basis von komplexen Simulationen werden verschiedene Aspekte theoretisch beleuchtet. Die eigene Arbeit setzt vielmehr den Fokus auf eine grundsätzliche Validierung der verwendeten Modelle durch den Vergleich mit Messergebnissen und erlaubt eine Bewertung der theoretischen Effekte.

Thema „zulässige zusätzliche Schienenspannungen“

Derzeit werden die rechnerisch ermittelten zusätzlichen Schienenspannungen den normativ geregelten Grenzwerten von 72 bzw. 92 MPa gegenübergestellt. Der Hintergrund dieser Grenzwerte ist ausführlich in den Publikationen Nr. 1 und 2 aufgeführt. Diese Werte sind konservativ und wurden außerdem für konkrete Randbedingungen ermittelt. Eine Aktualisierung dieser Grenzwerte birgt erhebliches Potential, um größere Schienenspannungen zuzulassen. In der jungen Vergangenheit haben sich mehrere Arbeiten mit den zulässigen Schienenspannungen auseinandergesetzt.

In [20] *Freystein (2012): Untersuchungen zu den zulässigen zusätzlichen Schienenspannungen aus Interaktion Gleis/Brücke* wird ein maßgeblicher Beitrag zur Aktualisierung der Grenzwerte der zulässigen Schienenspannungen geleistet. Für die zulässigen Zugspannungen erfolgt für die Bestimmung des Grenzwerts ein Übergang vom bisher verwendeten Dauerfestigkeitsnachweis zu einem Betriebsfestigkeitsnachweis in Abhängigkeit der spezifischen Randbedingungen der betrachteten Strecke und der vorliegenden Oberbauform (Streckenbelastung, Oberbauart, Steifigkeitsverhältnisse). Weiterhin wurden Untersuchungen zur Verwerfungssicherheit des Schotteroberbaus für unterschiedliche Ausbildungen des Oberbaus durchgeführt und daraus Grenzwerte vorgeschlagen.

In den Untersuchungen von *Mensinger et al. (2017): Bruchmechanische Betrachtung von Schienenbrüchen ausgehend vom Schienenfuß* [21] wird ein bruchmechanischer Ansatz für die Beurteilung des Ermüdungsverhaltens der Schiene verfolgt, um daraus Rückschlüsse über die zulässigen Zugspannungen zu ziehen. Die grundlegenden Untersuchungen sollen eine Prognose des Ermüdungsverhaltens auf Basis von Versuchen an kleinen Proben ermöglichen, sodass eine versuchsaufwendige Ermittlung der Dauerfestigkeit mittels Gestaltfestigkeitsversuchen an ganzen Schienenproben entfallen kann.

Die eigene Arbeit setzt den Fokus auf die einwirkenden Schienenspannungen aus dem Langzeitverhalten, auf die Ermittlung der für den Nachweis der Gleis-Tragwerks-Interaktion maßgebenden Bauwerkseigenschaften und auf die rechnerischen Modelle zur Prognose der

Schienenspannungen (Publikationen 3 bis 6). Die oben erwähnten Arbeiten von *Freystein* und *Mensinger et al.* behandeln den ansetzbaren Schienenwiderstand. Eine übergeordnete Aktualisierung im Umgang mit der Gleis-Tragwerks-Interaktion bedarf der Kombination von abgesicherten Einwirkungen, von höheren Grenzwerten und ihrer Gegenüberstellung in einem aktualisierten Nachweisformat.

Thema „zusätzliche Schienenbeanspruchung aus Versätzen in der Bauwerksfuge“

Die eigene Arbeit setzt den Fokus auf die Schienenlängskräfte aus der longitudinalen Interaktion zwischen Gleis und Tragwerk. Im Bereich von Brückenfugen können zusätzliche Biegebeanspruchungen in der Schiene infolge von Lateral- oder Höhenversätzen sowie Verdrehungen der Fugenränder hervorgerufen werden. Insbesondere bei Fester Fahrbahn führen diese Zwangsbewegungen wegen der verhältnismäßig steifen Verbindung zwischen der Schiene und dem Tragwerk zu nicht vernachlässigbaren zusätzlichen Schienen- und Stützpunktbeanspruchungen.

In [22] *Vogel et al. (2018): Entwicklung neuer Nachweiskonzepte für vertikale Schienenstützpunktkräfte an Bauwerksfugen bei Fester Fahrbahn mithilfe von Grenzwertbetrachtungen* werden die auftretenden Stützpunktkräfte und Schienenbiegemomente infolge von Verdrehungen und vertikalen Versätzen in der Fuge untersucht. Die Arbeit zeigt einen Modellupdate vom derzeit üblichen linearen zu einem nichtlinearen Steifigkeitsansatz. Basierend auf einer Parameterstudie werden Nomogramme zur einfachen Bestimmung von zulässigen Brückenverformungen erstellt und das aktuell gültige Nachweisformat für die Stützpunktkräfte bewertet.

Die Arbeit [23] *Liu (2013): Einfluss der Schienenbefestigungskomponenten auf das laterale Verformungs- und Lastverteilungsverhalten der Schiene* widmet sich des Themas der Schienen- und Stützpunktbeanspruchung infolge von lateralen Kräften. Grundlage der Arbeit sind Versuche an den Stützpunkten zu Charakterisierung ihres Verformungsverhalten. Auf Basis der Messergebnisse wurde ein Rechenmodell zur Prognose der Schienen- und Stützpunktbeanspruchung erstellt, das ebenfalls zur Ermittlung der Effekte aus den Fugenbewegungen bei Brücken herangezogen werden kann.

In der eigenen Arbeit wurden die Effekte aus Fugenversätzen nicht behandelt. Die in den zwei oben genannten Arbeiten von *Vogel et al.* und von *Liu* ermöglichen aber eine rechnerische Ermittlung der zusätzlichen Schienenspannungen im Falle der Festen Fahrbahn, sodass diese Zusatzbeanspruchung im Zuge einer Nachweisaktualisierung berücksichtigt werden können.

Thema „Übergangs- und Diskontinuitätszone zwischen Hinterfüllung und Tragwerk“

Der Hinterfüllbereich von Brücken stellt eine Diskontinuität dar: durch die heterogene Materialverteilung im Unterbau der Hinterfüllung und den Übergang zum steifen Widerlager treten (1) große Variation der vertikalen Steifigkeit entlang der Schiene und (2) Differenzsetzungen auf. Weiterhin treten durch die Längsverschiebungen und Verdrehungen des Überbaus am Brückenende (3) zusätzliche Kräfte und Verformungen in der Schiene im unmittelbaren Übergangsbereich auf. Diese drei Diskontinuitäten beeinflussen das Verhalten des Systems Unterbau-Gleis-Fahrzeug und interagieren untereinander. In [24] *Paixão et al. (2014)* beispielsweise werden maßgeblich die zwei erst genannten Diskontinuitäten und deren Effekte auf die Interaktion Fahrzeug-Gleis untersucht und numerische Modelle auf Basis von Messungen validiert. In [25] *Wang et al. (2016)* wird der Degradationsmechanismus im Übergangsbereich erklärt und eine Methode vorgestellt, um die Setzungen beim Schotteroberbau im Hinterfüllbereich mit Hilfe eines iterativen Verfahrens, das ein 3D-Finite Element Modell der Übergangszone mit empirischen Setzungsmodellen kombiniert, zu prognostizieren.

In der vorliegenden Arbeit wird der Fokus auf die Interaktion Unterbau-Gleis im Bereich der Brückenfuge gelegt. Die zusätzlichen Längskräfte, die sowohl in der Schiene als auch im Unterbau bzw.

in der Brücke entstehen, können sich direkt auf die Gleisgeometrie (Verdrückungen oder Verwerfungen bei hohen Temperaturen, siehe Publikationen Nr. 1 und 2) und somit auf die Interaktion Fahrweg-Fahrzeug auswirken. Die zusätzlichen Kräfte und Verformungen können sich allerdings auch indirekt auf die Gleisgeometrie auswirken, in dem die vertikalen Bettungseigenschaften und die Quersteifigkeit des Gleisrostes durch die wiederholten Längsbewegungen der Schiene schlechter werden (durch Auflockerungen des Schottergefüges). Dieser Effekt kann sich im Bereich der Hinterfüllung mit den Diskontinuitäten (2) und (3) überlagern. Diese Diskontinuitäten wirken sich besonders auf das Fahrzeugverhalten bei Schotteroberbau aus. Bei fachgerechter Ausbildung ist die Feste Fahrbahn gegenüber diesen Effekten gutmütiger.

In der vorliegenden Arbeit werden die normativ geregelten Verformungskriterien, die beim Nachweis der Gleis-Tragwerks-Interaktion zur Vermeidung einer übermäßigen Beeinträchtigung der Gleislage einzuhalten sind, vorgestellt. Der Fokus der Arbeit richtet sich aber primär auf die Prognose der zusätzlichen Schienenspannungen und -verformungen aus der Gleis-Tragwerks-Interaktion. In der Publikation Nr. 5 wird der Übergangsbereich einer integralen Brücke hinsichtlich der Schienenspannungen und der Gleisrostbewegungen überwacht. Durch die integrale Ausbildung des Brückenendes interagieren Hinterfüllbereich, Brücke und Gleis unmittelbar miteinander. Dieser Interaktion wird auch im verwendete Modell Rechnung getragen, wobei die Effekte auf die vertikale und horizontale Gleislage nicht direkt untersucht werden, sondern nur die Erfahrungen hinsichtlich des Instandhaltungsbedarfs berichtet werden.

Über diese generelle Einordnung hinaus, werden verschiedene Literaturstellen direkt in den Publikationen einbezogen und zugeordnet.

2 Publikationen

Diese kumulative Dissertation umfasst sechs Artikel, die bereits in Fachzeitschriften veröffentlicht worden sind. Im Folgenden ist eine Liste der Publikationen zu entnehmen.

- Publikation Nr. 1:
  WENNER, M.; LIPPERT, P.; PLICA, S.; MARX, S. (2016): Längskraftabtragung auf Eisenbahnbrücken Teil 1: Geschichtliche Entwicklung und Modellbildung, in Bautechnik 93 (2016), Heft 2, S. 59 – 67,
- Publikation Nr. 2:
  WENNER, M.; LIPPERT, P.; PLICA, S.; MARX, S. (2016): Längskraftabtragung auf Eisenbahnbrücken Teil 2: Hintergründe des Nachweises, in Bautechnik 93 (2016), Heft 7, S. 470 – 481
- Publikation Nr. 3:
  MARX, S.; WENNER, M. (2015): Structural Health Monitoring (SHM) an der Scherkondetalbrücke: eine semi-integrale Eisenbahn-Betonbrücke, in Beton- und Stahlbetonbau 110 (2015) Spezial 2015, S. 2–8: Supplement: Erhaltung und Instandsetzung von Betonbauwerken – Beispiele aus Europa und der Welt
- Publikation Nr. 4:
  WENNER, M.; MEIER, T.; WEDEL, F.; MARX, S. (2019): Versuchsgestützte Ermittlung der Unterbausteifigkeit einer großen Eisenbahnbrücke, in Bautechnik 96 (2019), Heft 2, S. 99 – 111
- Publikation Nr. 5:
  WENNER, M.; SEIDL, G.; GARN, R.; MARX, S. (2019): Langzeitverhalten einer 170 m langen integralen Eisenbahnbrücke – Messungen und Modellbildung zur Interaktion Boden-Bauwerk-lückenloses Gleis am Beispiel der Rednitztalbrücke, in Bautechnik 96 (2019), Heft 2, S. 120 – 132
- Publikation Nr. 6:
  WENNER, M.; MARX, S.; KOCA, M. (2019): Zusätzliche Schienenspannungen aus Langzeitverformungen von Eisenbahnbrücken mit fester Fahrbahn – Modell und Realität, in Bautechnik 96 (2019), Heft 9, S. 674 – 695

Die individuellen Leistungsbeiträge des Autors werden in den folgenden Kapiteln hervorgehoben.

2.1 Publikation Nr. 1: Längskraftabtragung auf Eisenbahnbrücken Teil 1: Geschichtliche Entwicklung und Modellbildung

Hauptautor:	Wenner, M.
Koautoren:	Lippert, P.; Plica, S.; Marx, S.
Zeitschrift:	Bautechnik, Ernst & Sohn Verlag
Ausgabe:	Volume 93 (2016), Heft 2, Seiten 59 – 67
Veröffentlicht als	Aufsatz, peer-Review
DOI:	10.1002/bate.201500107

Der Hauptautor hat diesen Aufsatz federführend abgefasst. Die umfangreiche Literaturrecherche zur geschichtlichen Entwicklung sowie deren Zusammenfassung erfolgte durch den Hauptautor.
Ein Teil der Erfahrungen wurde auf Basis eines regen Austauschs mit den Koautoren zusammengetragen. Durch die Diskussionen mit den Koautoren wurden verschiedene Zusammenhänge und Erklärungen kritisch hinterfragt, was zur Schärfung der im Artikel vorgestellte Inhalte diente.

DOI: 10.1002 / bate.201500107

Marc Wenner*, Peter Lippert, Sebastian Plica, Steffen Marx

Längskraftabtragung auf Eisenbahnbrücken

Teil 1: Geschichtliche Entwicklung und Modellbildung

Beim Entwurf von Eisenbahnbrücken spielt die Wechselwirkung zwischen Gleis und Bauwerk eine maßgebende Rolle. Durch die lückenlose Verlegung der Schiene über längere Tragwerke führen Bewegungen des Überbaus infolge Temperatur, Langzeitverhalten des Betons sowie vertikaler und horizontaler Verkehrslasten zu einer zusätzlichen Beanspruchung der ohnehin schon stark belasteten Schiene. Zur Gewährleistung der Betriebssicherheit müssen daher die in der Schiene auftretenden Kräfte begrenzt werden. Das zu verwendende Rechenmodell sowie die zu führenden Nachweise und die dazugehörigen Grenzwerte sind europaweit im Eurocode EN 1991-2, Kapitel 6.5.4 geregelt. In Deutschland gilt zusätzlich die DB-Richtlinie 804.3401. In der praktischen Anwendung kommt es jedoch immer wieder zu Fragen hinsichtlich des Hintergrunds der Modellannahmen sowie der Herkunft der Grenzwerte und der fallbezogenen Anpassung derselben. Die aktuellen Regelungen sind geprägt durch eine lange historische Entwicklung, die vorrangig auf Untersuchungen in Deutschland basiert. Im folgenden Teil 1 des Beitrags sollen die Geschichte des lückenlosen Gleises und die Entwicklung der Betrachtung des Zusammenwirkens zwischen Schiene und Brücke vorgestellt werden. Zusätzlich werden das Modell und die Annahmen, auf denen es beruht, präsentiert. Im Teil 2 werden dann die Hintergründe des Nachweises und der zugehörigen, im Regelwerk verankerten Grenzwerte erläutert.

Keywords Längskraftabtragung; Gleis-Tragwerks-Interaktion; Schiene; Brücke; Stand der Technik; Berechnung; Nachweis; Schienenspannungen; Entwicklung, geschichtliche

Track-bridge-interaction – Part 1: historical development and model

In order to guarantee improved driving dynamics and comfort for railway passengers, it is common today to weld rails to a continuously track. However, viaducts constitute singularities in the railway substructure. Under thermal variations, creep, shrinkage, train passage and braking, the bridge structure deforms and leads to additional solicitation of the rail. The track-bridge interaction becomes a decisive criterion in railway bridge design. The forces in the rail must be limited in order to guarantee the safety of the traffic. The calculation model as well as the verification schema is regulated in the Eurocode EN 1991-2, chapter 6.5.4 and in Germany additionally in the Richtlinie 804. However, the backgrounds of the model assumptions and of the stress limits, which are necessary for the understanding of the calculations, are very poor documented. In the part 1 of this article, the history of the continuous welded rail and the development of the investigation of track-bridge interaction effects will be presented. Additionally, the model as well as the assumptions for the calculation will be presented. In the part 2, the backgrounds of the verification procedure and of its limits will be explained.

Keywords track-bridge-interaction; bridge; rail; state of the art; calculation; verification; rail stresses; background; history

1 Einleitung

Die Schiene ist in der Eisenbahninfrastruktur der bedeutendste Bestandteil des Oberbaus und erfüllt die Funktionen der Fahrbahn sowie der Führung. Sehr früh in der Entwicklung des Eisenbahnfahrwegs spielte das Bestreben nach einer kontinuierlichen Fahrbahn eine bedeutende Rolle. Mit der Einführung des lückenlosen Gleises war eine nahezu diskontinuitätsfreie Fahrbahnoberfläche gegeben und damit auch ein Meilenstein für die Zulassung immer höherer Geschwindigkeiten und Achslasten erreicht.

*) Corresponding author: wenner@ifma.uni-hannover.de
Submitted for review: 24 November 2015
Revised: 24 November 2015
Accepted for publication: 06 January 2016

Die Schiene erfährt als Schnittstelle zwischen Fahrzeug und Infrastruktur erhebliche Beanspruchungen. Brücken stellen für das lückenlose Gleis jedoch Singularitäten dar und verursachen wegen der Kopplung der durchgängig verschweißten Schiene mit dem sich verformenden Tragwerk zusätzliche Beanspruchungen in der Schiene, die sich dem ohnehin hohen Auslastungsniveau überlagern. Zusätzliche Kräfte in der Schiene und Verformungen im Gleis treten z. B. auf bei (Bild 1):

- Längsdehnungen des Überbaus infolge Temperatur, Kriechen und Schwinden
- Längsverschiebungen des Überbaus beim Bremsen oder Anfahren des Zugs, bedingt durch die Nachgiebigkeit der Unterbauten
- Überbauverdrehungen unter vertikaler Verkehrslast

Die Entscheidung, ob die Schiene lückenlos über die Brücke geführt werden kann oder durch den Einbau von

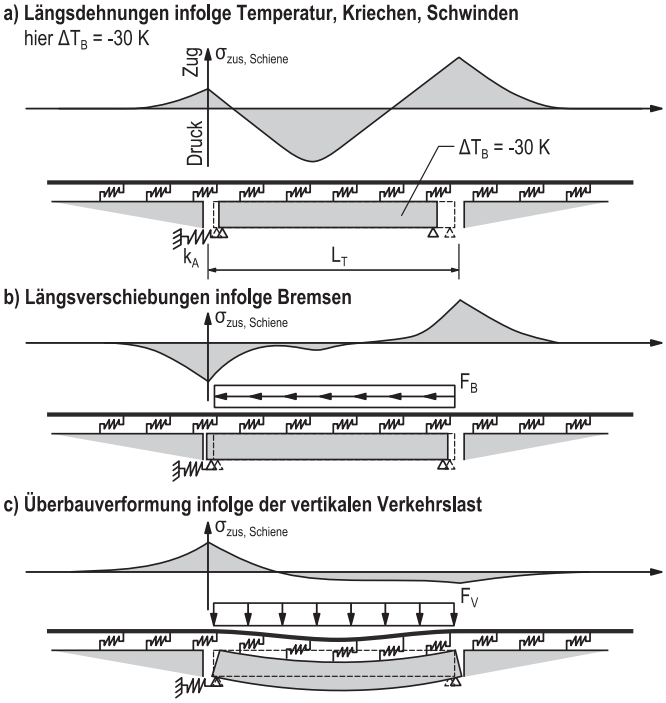


Bild 1 Zusätzliche Schienenlängsspannungen im lückenlosen Gleis im Bereich der Brücke: Beispiel eines Einfeldträgers
Additional stresses in the continuous welded rail on bridges: example of a one span girder

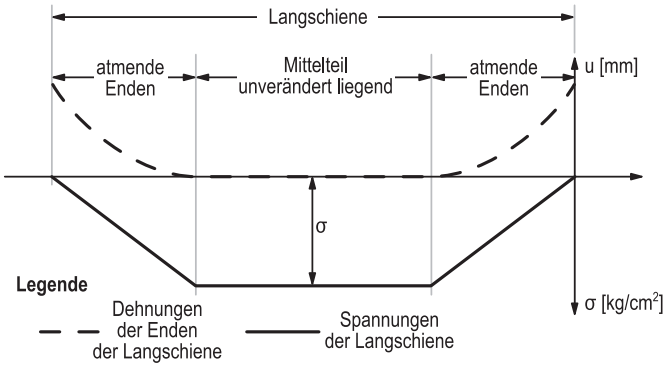


Bild 2 Dehnungen und Spannungen in der Langschiene (nachgezeichnet) [1]
Strain and stresses in the long welded rail

Schienenauszügen unterbrochen werden muss, ist von der Gegenüberstellung der auftretenden zusätzlichen Kräfte und Wege (Einwirkungen) mit den in der Oberbaukonstruktion vorhandenen Reserven (Widerstände) abhängig. Die heute in den Regelwerken verankerten Berechnungsmethoden, Nachweise und zulässigen Spannungen sowie Verformungen basieren zum größten Teil auf Untersuchungen der 1980er-Jahre und der davor entwickelten theoretischen Modelle. Der Stand des Regelwerks hat sich seither nur wenig geändert.

Sowohl auf nationaler als auch auf internationaler Ebene besteht Einigkeit, dass die Behandlung der Gleis-Tragwerks-Interaktion aktualisiert werden muss. Gleichzeitig sind die Hintergründe der derzeitigen Nachweiskriterien und zugehörigen Grenzwerte nur lückenhaft dokumentiert. Um die Voraussetzungen für die weitere Entwicklung der Nachweisführung für die Gleis-Tragwerks-Interaktion zu schaffen, sollen sowohl die historische Entwicklung und Modellbildung (Teil 1) als auch die Hintergründe des Nachweiskonzepts (Teil 2) in Form eines aktuellen Stands des Wissens dargestellt werden. In diesem Aufsatz werden diese Grundlagen zusammenfassend dokumentiert.

2 Historische Entwicklung

2.1 Vom Stoßlückengleis zum lückenlosen Gleis

Bis etwa 1930 war das *Stoßlückengleis* in Deutschland und der Welt die übliche Art, das Eisenbahngleis zu verlegen. Die Schienen, die werksseitig mit Regellängen von ca. 15 bis 18 m produziert wurden, wurden im Gleis verlegt und durch Schienenstöße, die die Wärmedehnung der Schienen ermöglichten, getrennt. Die Stöße waren aufgrund der Unstetigkeit in der Fahrbahnoberfläche durch die dynamische Beanspruchung einem ständigen Verschleiß unterworfen und führten zu einem erheblichen Instandhaltungsaufwand sowohl für das Gleis als auch für die Fahrzeuge.

Bei Straßenbahnen wurden bereits ab 1900 erstmals Schienen miteinander verschweißt. Bei der Eisenbahn galt aufgrund der geringeren Querstabilität des Gleises größere Vorsicht. Zunächst wagte man nicht, alle Schienenstöße zu verschweißen, sondern schweißte zunächst nur mehrere Schienen zusammen und trennte diese längeren Schienenabschnitte mit Stößen. Bis Mitte der 1920er-Jahre wurden viele Tastversuche in Deutschland und Frankreich mit dem *Langschienengleis* in Eisenbahngleisen durchgeführt [1]. In der Folge wurden in Deutschland ab 1928 die Schienen in Eisenbahngleisen grundsätzlich zu ca. 30 m langen Abschnitten verschweißt. Weitere Versuche mit längeren Abschnitten von 60 m wurden bis Anfang der 1930er-Jahre durchgeführt. Da sich mit zunehmender Schienenlänge am Stoß geringere Wärmeausdehnungen einstellten als erwartet (Bild 2), wurden immer längere Abschnitte hergestellt [2].

Als großes Problem galt es dennoch zu verhindern, dass die wegen der behinderten Wärmedehnung auftretenden Druckspannungen in der warmen Jahreszeit zu einer Verwerfung des Gleises führen. Der Erfolg der verschiedenen Versuche und der begleitenden theoretischen Untersuchungen sowie die Weiterentwicklung der Schweißverfahren veranlassten die Deutsche Bundesbahn im Jahre 1950 als erste Eisenbahnverwaltung weltweit dazu, Schienen konsequent zum *lückenlosen Gleis* zu verschweißen. Seit 1954 ist dies die Regelbauart in Deutschland. Erst die Entwicklung des lückenlosen Gleises ermöglichte die seitdem ständige Zunahme der Achslasten und der Geschwindigkeiten und die damit verbundene Förderung der Wettbewerbsfähigkeit der Eisenbahn. Mit der Ent-

wicklung der Festen Fahrbahn in den 1970er-Jahren wurde ein weiterer Meilenstein in der Erhöhung der Verfügbarkeit des Eisenbahnfahrwegs erreicht.

2.2 Interaktion zwischen Gleis und Tragwerk

Grundsätzlich stellen Brücken Störstellen für das Gleis dar. Am Übergang vom Damm zur Brücke steigt infolge der Reduzierung der Bettungshöhe oder gar des Entfalls der Bettungsschicht die vertikale Bettungssteifigkeit deutlich an. Hinzu kommt, dass die Schiene am Anfang des 20. Jh. gestoßen wird, was in Summe zu einer schlechten Fahrdynamik und zu ungünstigen Einwirkungen für den Brückenüberbau führt. Zur Minimierung der Anzahl an Schienenstößen und somit der Bauwerksbeanspruchungen war es 1925 schon üblich, die Schienen auf Brücken zu einem Langschienengleis zu verschweißen [3]. Eine erste theoretische Untersuchung des Zusammenwirkens von Brücke und geschweißter Schiene bei unterschiedlichen Bauteiltemperaturen ist auf das Jahr 1934 zurückzuführen [4] (Bild 3).

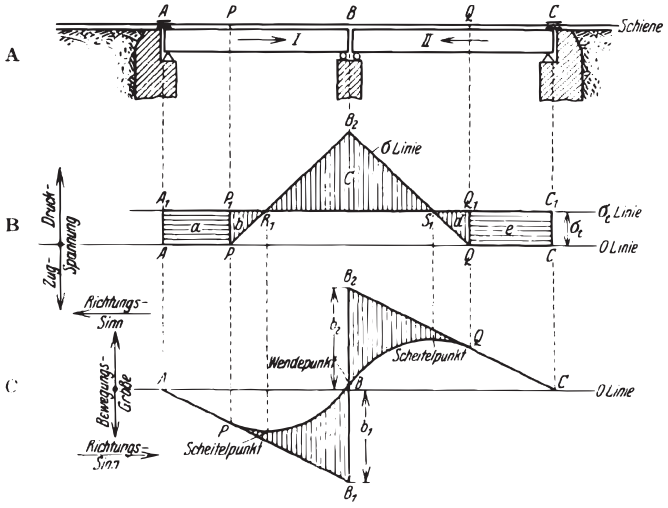


Bild 3 Verlauf der gerechneten Schienenspannungen und Schienenverschiebungen der geschweißten Schiene über einer zweiteiligen Brücke [4]
Distribution of the stresses and the displacement of the welded rail over a multiple span bridge

Die mit der Entwicklung des Langschienengleises verbundene Frage der zusätzlichen Kräfte in der Schiene gewann noch mehr an Bedeutung im Falle der Verlegung zusammengeschweißter Schienen über Brücken. Die bei kleinen Brücken und temperaturunempfindlichen Mauerwerksbrücken noch überschaubaren Effekte der Interaktion zwischen Gleis und Tragwerk nehmen mit größer werdender Brückenlänge deutlich zu. Wegen der zusätzlichen Kräfte im Bereich des beweglichen Brückenendes wurden 1928 entweder Schienenauszüge (grundsätzlich ab 75 m Brückenlänge) eingebaut oder das Gleis „gleitend“ auf der stählernen Brücke gelagert [2]. Sehr schnell stellte sich die Frage der Einsatzgrenzen von geschweißten Schienen im Bereich von Brücken: im Sommer nimmt die Verwerfungsgefahr zu, im Winter führt ein Schienenbruch zu einer Bruchlücke. Während eine Gleisverwerfung durch die konstruktive Ausbildung des Oberbaus sowie durch entsprechende Sicherheitsbeiwerte vermieden wird, wird durch die Klemmkraft in den Schienenbefestigungen die bei einem Schienenbruch entstehende Bruchlücke auf ein verträgliches Maß begrenzt. Durch den Einbau von Ausziehvorrichtungen können bei langen Brücken die Auswirkungen der Interaktion weitestgehend beseitigt werden, zum Preis des Einbaus einer weiteren Unstetigkeitsstelle in das Gleis. Die maximalen Überbaulängen, bei denen Schienenauszüge nicht erforderlich sind, beruhten meistens auf empirischen Werten, die je nach den Erfahrungen der jeweiligen Eisenbahnverwaltungen großen Diskrepanzen im internationalen Vergleich unterworfen waren und sind. Tab. 1 verdeutlicht die Unterschiede.

Bei der British Railway (BR) mussten 1977 grundsätzlich ab 20 m Bauwerkslänge Schienenauszüge eingebaut werden. Bei der Deutschen Reichsbahn (DR) oder bei der Staatsbahn der ehemaligen Tschechoslowakei (CSD) konnte das Gleis unabhängig von der Bauwerkslänge lückenlos über das Bauwerk geführt werden, wobei anzumerken ist, dass die maximalen Dehnlängen der Brücken recht gering waren. Bei der Deutschen Bundesbahn (DB) wurden die Grenzlängen bauartbezogen definiert. Trotz der erheblichen Unterschiede bei der Limitierung der Bauwerkslängen reichte diese länderbezogene und pragmatische Herangehensweise auch wegen der Seltenheit sehr langer Brücken zur damaligen Zeit aus.

Detailliertere Untersuchungen zu der Interaktionsproblematik in 1962 in Japan ermöglichten erstmals eine rechnerische Herangehensweise [6]. Auch in Frankreich (1964, [7]) und in den Niederlanden (1966, [8]) wurden theoretische Untersuchungen vorgenommen. Für die Lösung des Problems muss das nicht lineare Materialgesetz, das den Zusammenhang zwischen Kraft und Verschiebungen zwischen Schiene und Brücke beschreibt, berück-

Tab. 1 Auszug des Sachstands zu den Grenzlängen von Brücken für den Fall der Gleisverlegung auf Schotter bei verschiedenen europäischen Eisenbahnverwaltungen [5] (Stand 1977), k. B. = keine Beschränkung, f. U. = fallweise Untersuchung
Extract of the status to the maximal allowable of bridge length for ballasted track by several railway companies in Europe [5] (status of 1977), k. B. = no limitation, f. U. investigation case by case

	DB	DR	CSD	SBB	SNCF	ÖBB	BR
Stahlbrücken	60 m	k. B.	k. B.	25 m	100 m	f. U.	20 m
Betonbrücken	120 m	k. B.	k. B.	25 m	100 m	f. U.	20 m

sichtigt werden. Die Verwendung von analytischen und geschlossenen Lösungsverfahren stieß wegen der Nichtlinearität des Problems sehr schnell an ihre Grenzen. Angesichts der großen Diskrepanzen in der Herangehensweise bei den Bahngesellschaften und dem Mangel an systematischen Untersuchungen wurde auf internationaler Ebene vom Forschungs- und Versuchsamt des internationalen Eisenbahnverbandes im Jahre 1966 die Fragestellung ORE D 101 „Brems- und Anfahrkräfte auf Brücken“ ins Leben gerufen. Im Jahr 1974 wurde das Problem der Wechselwirkung zwischen Gleisen und Brücken ebenfalls in das Arbeitsprogramm des Sachverständigenausschusses übernommen. Die komplexe Analyse der Gleis-Tragwerks-Interaktion wurde sowohl theoretisch als auch messtechnisch hinterlegt. Eine abschließende Festlegung für die Bestimmung der zusätzlichen Schienenkräfte konnte nicht erreicht werden, die Untersuchungen haben aber richtungsweisende Erkenntnisse für spätere Arbeiten gebracht.

Die Planung der Schnellfahrstrecken Hannover–Würzburg und Mannheim–Stuttgart markiert in Deutschland den Anfang der Ära des Hochgeschwindigkeitsverkehrs. Um die technischen und wirtschaftlichen Möglichkeiten des schienengebundenen Hochgeschwindigkeitsverkehrs zu prüfen, wurde vom Bundesministerium für Forschung und Technologie (BMFT) 1968 das Rad/Schiene-Forschungsprogramm gegründet. Im Rahmen des im Jahre 1975 eingerichteten Unterprojekts „R/S-Brücken“ wurden umfangreiche Untersuchungen zu den Anforderungen an Brücken für den Hochgeschwindigkeitsverkehr begonnen.

Neben der Untersuchung zum Vertikal- und Horizontalverhalten sowie zur Ausbildung der Fahrbahn auf Brücken war ein weiterer Schwerpunkt der Nachweis der Längskraftabtragung auf hohen und langen Brücken, die bei Hochgeschwindigkeitsstrecken trassierungsbedingt erforderlich sind.

Die im Thema Nr. 61 des Vorhabens „R/S-Brücken“ durchgeführten Untersuchungen können wie folgt zusammengefasst werden [9]:

- Entwicklung eines Berechnungsverfahrens für nicht lineare Probleme
- Versuche zum Längsverschiebewiderstandsgesetz und Idealisierung
- Durchführung von Bremsversuchen und Definition der anzusetzenden Bremskräfte
- Ermittlung der Spannungsreserve in der Schiene

Da es zu diesem Zeitpunkt nur wenige „Werkzeuge“ gab, mit denen die auftretenden sowie aufnehmbaren Kräfte berechnet werden konnten, mussten grundlegende theoretische Untersuchungen und ein umfangreiches Versuchsprogramm aufgestellt werden. Viele der Hintergründe des heutigen Regelwerks sowie die Entwicklung der Festen Fahrbahn oder der Rahmenplanung Talbrücken sind den Ergebnissen dieses Forschungsvorhabens zu verdanken.

Im Rahmen des Projekts „R/S-Brücken“ konnten jedoch nicht alle Fragen beantwortet werden. Mit der Entwicklung der Computertechnik und der Finite-Elemente-Berechnung gelang es in der zweiten Hälfte der 1980er-Jahre, komplexere Tragsysteme mit nicht linearen Kopplungsbedingungen zwischen Gleis und Tragwerk zu berechnen [10, 11].

Mit der Inbetriebnahme der Strecken Hannover–Würzburg und Mannheim–Stuttgart Anfang der 1990er-Jahre wurden umfangreiche Messungen an den Ingenieurbauwerken durchgeführt. Die teilweise erheblichen Differenzen, die sich zwischen gemessenen und rechnerisch prognostizierten Bremsreaktionen bei Bremsversuchen zeigten, führten zu einer genaueren Untersuchung der Längskraftabtragung für den Lastfall Bremsen [12]. Messungen der Schienenspannungen, Schienen- sowie Überbautemperaturen, die an fünf Talbrücken über mehrere Jahre geführt wurden, gaben wichtige Informationen über das tatsächliche Langzeitverhalten des Gleises auf Brücken [13].

Im Rahmen der im Jahre 1991 genehmigten Frage D202 des ERRI mit dem Projekttitel „Verbesserung der Kenntnis der Kräfte im lückenlosen Gleis“ wurde die Thematik des lückenlosen Gleises auf internationaler Ebene überarbeitet und bis zu einem relativ hohen Standard entwickelt. Die Arbeit zur Interaktion mit dem Bauwerk beschränkte sich jedoch auf die Entwicklung der Software CWERRI, die die Beschreibung der Gleisverhaltens in Längsrichtung u. a. im Bereich von Brücken ermöglicht, sowie auf die Überarbeitung des UIC Merkblatts 774-3 (2001), auf dem der Eurocode hinsichtlich der Frage der Gleis-Tragwerks-Interaktion basiert.

Arbeiten der TU Dresden beschäftigten sich in jüngerer Zeit mit Detailuntersuchungen zu der nicht linearen Überlagerung der Lastfälle Temperatur, Tragwerksbiegung und Bremsen [14] sowie zu den auftretenden Schienenlängskräften bei Zugüberfahrt [15]. Zuletzt führte Freystein in [16] weiterführende Untersuchungen anhand der Bauteilversuche aus den 1980er-Jahren durch, um die Grenzwerte der zulässigen zusätzlichen Schienenzugspannungen nicht basierend auf einem Dauerfestigkeitsnachweis, sondern anhand eines realitätsnäheren Betriebsfestigkeitsnachweises zu ermitteln.

3 Modellbildung zur Untersuchung der Interaktion zwischen Gleis und Tragwerk

3.1 Effekte aus der Gleis-Tragwerks-Interaktion: eine Einwirkung unter vielen

Das Zusammenwirken von Gleis und Tragwerk führt sowohl zu einer zusätzlichen Beanspruchung des Oberbaus im Vergleich zur Verlegung auf dem Damm als auch zu einer zusätzlichen Beanspruchung des Bauwerks. Letztere kann und muss im Zuge der Dimensionierung der Unter- und Überbauten berücksichtigt werden. Der Ober-

Schienenspannungserzeugende Einwirkungen | Spannungsverteilung über die Schienenhöhe (schematisch)

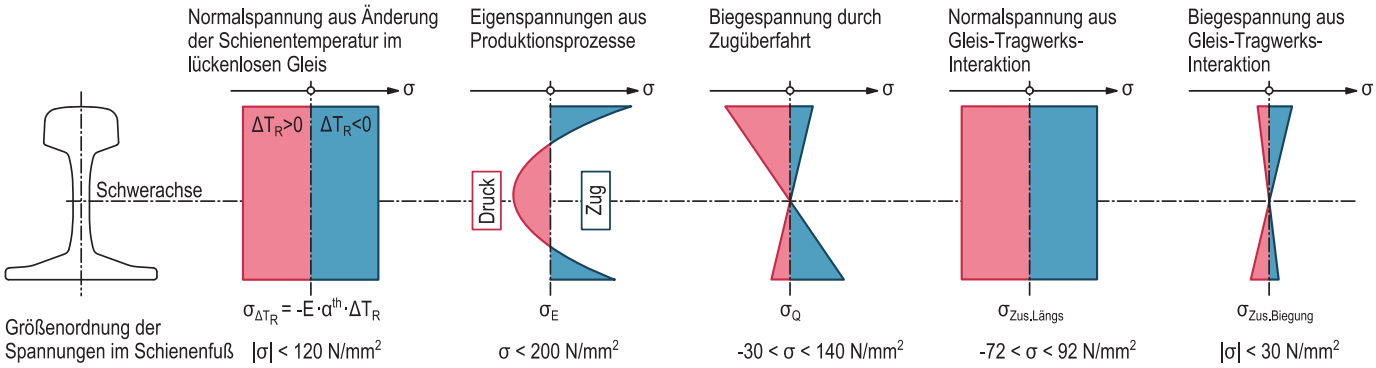


Bild 4 Schienenspannungserzeugende Einwirkungen im Bereich von Brücken
Actions leading to rail stresses in the area of bridges

bau ist jedoch von der Geometrie und von den Widerstandscharakteristiken weitestgehend vorgegeben. Ziel des Brückenentwurfs ist es also, die Integrität des Oberbaus sicherzustellen. Im Wesentlichen soll vermieden werden, dass exzessive Zugkräfte zu Schienenbrüchen und zu große Längsdruckkräfte zu einem Verwerfen des Schottergleises führen.

Die Beanspruchung des Oberbaus durch die Gleis-Tragwerks-Interaktion ist jedoch nur eine von mehreren Einwirkungen, die zu Kräften bzw. Spannungen in der Schiene führen (Bild 4):

- Änderung der Schienentemperatur (Rail) ΔT_R, Temperaturunterschied zwischen der vorhandenen Schienentemperatur und der Verspanntemperatur (bei der DB: 23 °C ± 3 K)
- Eigenspannungen durch Produktionsprozesse σ_E (Abkühlung des unregelmäßigen Querschnitts und Rollrichten der Schiene)
- Beanspruchung der Schiene durch die Zugüberfahrt σ_Q (entsprechend der Theorie von ZIMMERMANN)
- Zusätzliche Längskräfte aus Gleis-Tragwerks-Interaktion $\sigma_{Zus.Längs}$ (Längsverschiebungen des Bauwerks)
- Zusätzliche Biegespannungen aus Gleis-Tragwerks-Interaktion $\sigma_{Zus.Biegung}$ (Verdrehungen und Versätze im Bereich von Bauwerksfugen)
- Weitere Effekte (Schienenwandern etc.)

Die auftretende Gesamtbeanspruchung der Schiene muss so beschränkt werden, dass folgende Versagenszustände vermieden werden (weitere Erklärungen siehe Teil 2):

- *Schienenbruch:* die lokalen Zugspannungen im Schienenquerschnitt müssen so begrenzt werden, dass ein Ermüdungsbruch ausgehend von der höchst beanspruchten Stelle und die daraus resultierende Bruchlücke vermieden wird
- *Gleisverwerfung:* die Längsdruckkraft in den Schienen muss so beschränkt werden, dass ein Stabilitätsversagen des im Schotter verlegten Gleisrostes vermieden wird

Die Gegenüberstellung dieser Einwirkungen zum Oberbauwiderstand ist grafisch in Bild 5 aufbereitet. Durch

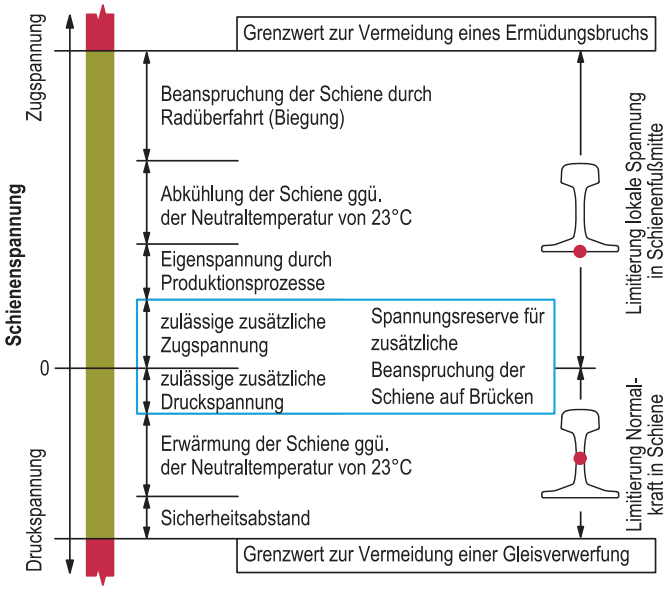


Bild 5 Vergleich Einwirkung/Widerstand für beide Versagenszustände und Ermittlung des freien Spannungsanteils im Fall des Schotteroberbaus
Comparison between actions and resistance of the rail and determination of the allowable additional rail stresses for ballasted track

den vorgegebenen Widerstand und die hohe Ausnutzung der Schiene durch herstellungs- und temperaturbedingte Spannungen sowie durch die Beanspruchung aus dem Betrieb bleibt eine relativ kleine Spannungsreserve für die zusätzliche Beanspruchung der Schiene auf der Brücke übrig. Diese Spannungsreserve wird als „freier Spannungsanteil“ oder als „zulässige zusätzliche Schienenspannung“ bezeichnet.

Alle anderen Anteile sind implizit in dieser Spannungsreserve für die Brücke enthalten, unterliegen jedoch ebenso wie die festgelegten Widerstandsgrenzen gegen Ermüdungsbruch und Verwerfung erheblichen Streuungen und basieren teilweise auf vielen Annahmen. Die Ermittlung des freien Spannungsanteils reagiert deshalb sehr empfindlich auf Änderungen der einzelnen Parameter, sodass die in der Norm angegebenen Werte vielmehr als Richtwerte im Entwurfsprozess, denn als richtige Grenzwerte

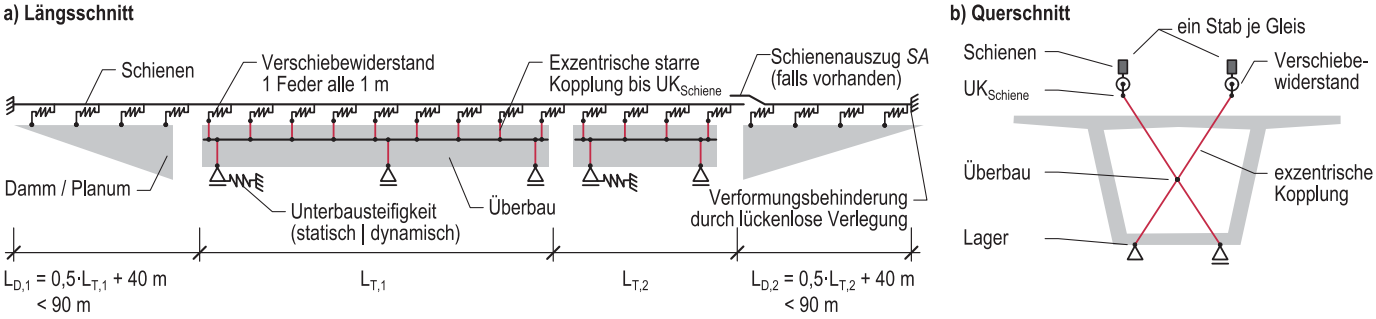


Bild 6 Modellierung des Systems Brücke/Gleis zur Berechnung der Interaktionseffekte am Beispiel einer zweigleisigen Brücke mit zwei Überbauten
Model of the track/bridge system for the calculation of additional forces

im Sinne eines strikten Nachweises zu verstehen sind. Die gegenwärtige Praxis zeigt jedoch, dass dieses Verständnis in der Praxis nicht vorhanden ist. Üblicherweise wird versucht, mit immer komplexeren Berechnungsmodellen den Nachweis der zulässigen zusätzlichen Schienenspannungen zu perfektionieren und auf die dritte Kommastelle exakt zu führen.

3.2 Modell und Interpretation der daraus stammenden Ergebnisse

Für die Berechnung der Effekte aus der Gleis-Tragwerks-Interaktion muss ein Modell des Systems aus Oberbau, Brücke und Übergangsbereich zum Damm erzeugt werden. Zur Berücksichtigung der Nichtlinearität des Systems und der maßgebenden Eigenschaften des Bauwerks und des Oberbaus wird das in Bild 6 prinzipiell dargestellte Modell in Anlehnung an die gültigen Regelwerke (Eurocode und Richtlinie 804) verwendet.

Folgende Lastfälle müssen betrachtet und (vorzugsweise) nicht linear überlagert werden:

(1) Temperaturänderung des Überbaus ΔT_B: konstanter und linearer Temperaturanteil
(2) Temperaturänderung der Schiene ΔT_R (Falls ein Schienenauszug vorhanden ist)
(3) Kriech- und Schwindverformungen des Überbaus ab dem Zeitpunkt der Herstellung des lückenlosen Gleises
(4) Durchbiegung des Überbaus aus vertikaler Verkehrslast
(5) Längsverschiebungen des Überbaus infolge Bremsen und Anfahren
(6) Setzungen oder temperaturbedingte Verformung der Unterbauten

Basierend auf diesem Modell können die zusätzlichen Beanspruchungen der Schiene auf der Brücke berechnet werden. Gleichzeitig werden die Lagerkräfte und die zusätzliche Beanspruchung des Überbaus, die bei der Bemessung des Tragwerks zwingend zu berücksichtigen sind, ermittelt.

Im Fall der lückenlosen Verlegung der Schiene über die gesamte Brückenlänge sowie die angrenzenden Bereiche bis ca. 100 m hinter den Widerlagern gelten die im Regelwerk genannten Grenzwerte der zulässigen zusätzlichen Schienendruckspannung von –72 N/mm^2 für Schotteroberbau bzw. –92 N/mm^2 für Feste Fahrbahn und 92 N/mm^2 für Schienenzugspannungen. Die gleichmäßige Änderung der Schienentemperatur, die im Fall der lückenlosen Schiene zu keinen Interaktionseffekten führt, kann vereinfacht zu $\sigma_{\Delta TR} = -E \cdot \alpha^{th} \cdot \Delta T_R$ berechnet werden und ist implizit in den Grenzwerten inbegriffen (Bild 5). Die explizite Berechnung des Lastfalls (2) kann entfallen.

Wird jedoch ein Schienenauszug vorgesehen, führt die Änderung der Schienentemperatur zu einer Verschiebung der Schiene und damit zu Interaktionseffekten mit dem Bauwerk, die im Nachweis zu berücksichtigen sind. Der Lastfall (2) muss dann in der Berechnung angesetzt und der freie Spannungsanteil um den Betrag $\sigma_{\Delta TR} = -E \cdot \alpha^{th} \cdot \Delta T_R$ erhöht werden. Für einen Schienenstahl mit E = 210 000 N/mm^2 und $\alpha^{th} = 1{,}15 \cdot 10^{-5}$ 1/K sowie bei Annahme einer maximalen Temperaturänderung der Schiene gegenüber der Verspanntemperatur von ± 50 K (siehe auch Teil 2 des Beitrags) beträgt $\sigma_{\Delta TR}$ = 120 N/mm^2. Es ergeben sich für diesen Fall folgende Grenzwerte:

– Druckspannungen (Schotteroberbau): –192 N/mm^2
– Druckspannungen (Feste Fahrbahn): –212 N/mm^2
– Zugspannungen: +212 N/mm^2

Wegen der impliziten Berücksichtigung des Spannungsanteils aus Schienentemperaturänderung im Falle des lückenlosen Gleises auf der Brücke muss auch auf die Interpretation der am Modell errechneten Schienenspannungen geachtet werden. Es ist davon auszugehen, dass Bauwerks- und Schienentemperaturen gleichsinnig verlaufen. Niedrige Bauwerks- und extrem hohe Schienentemperaturen bzw. hohe Bauwerks- und extrem niedrige Schienentemperaturen werden nicht gleichzeitig auftreten. Im Eurocode [17] gilt sogar die Einschränkung $|\Delta T_B - \Delta T_R| \leq 20$ K, die vorerst als sinnvoller Ansatz angesehen werden kann. Bei der Berechnung des Lastfalls „Abkühlung des Überbaus“ $\Delta T_B < 0$ beispielsweise sind deshalb nur die Zugspannungen über den Bauwerksfugen im Sinne der Begrenzung der zusätzlichen Schienenspannungen relevant, da diese die Zugspannungen aus der Abkühlung der Schiene $\Delta T_R < 0$ erhöhen. Die auftre-

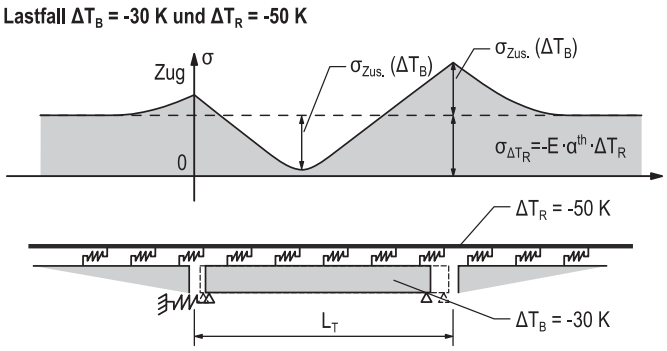


Bild 7 Spannungszustand in der Schiene über die Brückenlänge für die gleichzeitige Abkühlung der Schiene und der Brücke
Stress state in the rail over the bridge length for simultaneous cooling down of rail and bridge

tenden zusätzlichen Druckspannungen in Feldmitte führen dagegen tatsächlich zu einer „Entlastung" der Schiene (Bild 7).

Da die Schiene im Bereich der Bauwerksfugen ebenfalls bei den Lastfällen (3), (4) und (5) die maßgebenden Beanspruchungen erfährt, kann festgehalten werden, dass die Untersuchung der zusätzlichen Schienenspannungen auf die Fugenbereiche beschränkt werden kann.

3.3 Verschiebewiderstand

Die Kenntnis des Verschiebewiderstands des Gleises in Längsrichtung ist von entscheidender Bedeutung für die rechnerische Ermittlung der Wechselwirkung zwischen Gleis und Brücke. Es wird dabei zwischen der Festen Fahrbahn, bei der die Verschiebung der Schiene in der Schienenbefestigung den Widerstand des Gleises gegen Längskräfte kennzeichnet, und dem Schotteroberbau, bei dem die Verschiebung der Schwelle in der Schotterbettung zu berücksichtigen ist, unterschieden. In den Regelwerken werden die Begriffe *Durchschubwiderstand* für die Feste Fahrbahn und den gefrorenen Schotteroberbau sowie *Längsverschiebewiderstand* für den Schotteroberbau verwendet. Diese beiden Widerstände, die das Last-Verschiebungs-Gesetz des Gleises charakterisieren, sind nicht lineare Materialgesetze, die je nach Instandhaltungszustand, Witterung, Vorhandensein sowie Häufigkeit einer vertikalen Belastung starken Schwankungen unterliegen [18]. In den aktuellen Regelwerken wird dieses Gesetz durch eine bilineare Arbeitslinie idealisiert (Bild 8). Basis für diese Approximation sind Versuchsergebnisse. Zur Ermittlung des Längsverschiebewiderstands wurde ein 10 m langes Gleisstück von den benachbarten Anschlussbereichen gelöst und die Längsverschiebungen sowie die Schienendehnungen unter aufgebrachter Längskraft gemessen (Laborversuche [20] sowie Versuche im Betriebsgleis im Bahnhof Gohfeld, Juli 1980 gem. [18]). Zur Ermittlung des Durchschubwiderstands wurden Laborversuche des Stützpunkts zugrunde gelegt, die leider nicht dokumentiert sind. Die Ergebnisse der Versuche sowie die daraus abgeleiteten idealisierte Rechenmodelle sind in Bild 8 zusammengefasst.

Die heute bei der Berechnung der Gleis-Tragwerks-Interaktion verwendeten Materialgesetze basieren auf Versuchsergebnissen der 1980er-Jahre. Die Ergebnisse beziehen sich auf einen bestimmten Oberbautyp, und die Grundlagen wurden im Fall des Durchschubwiderstands mangels Untersuchungen am belasteten Stützpunkt geschätzt.

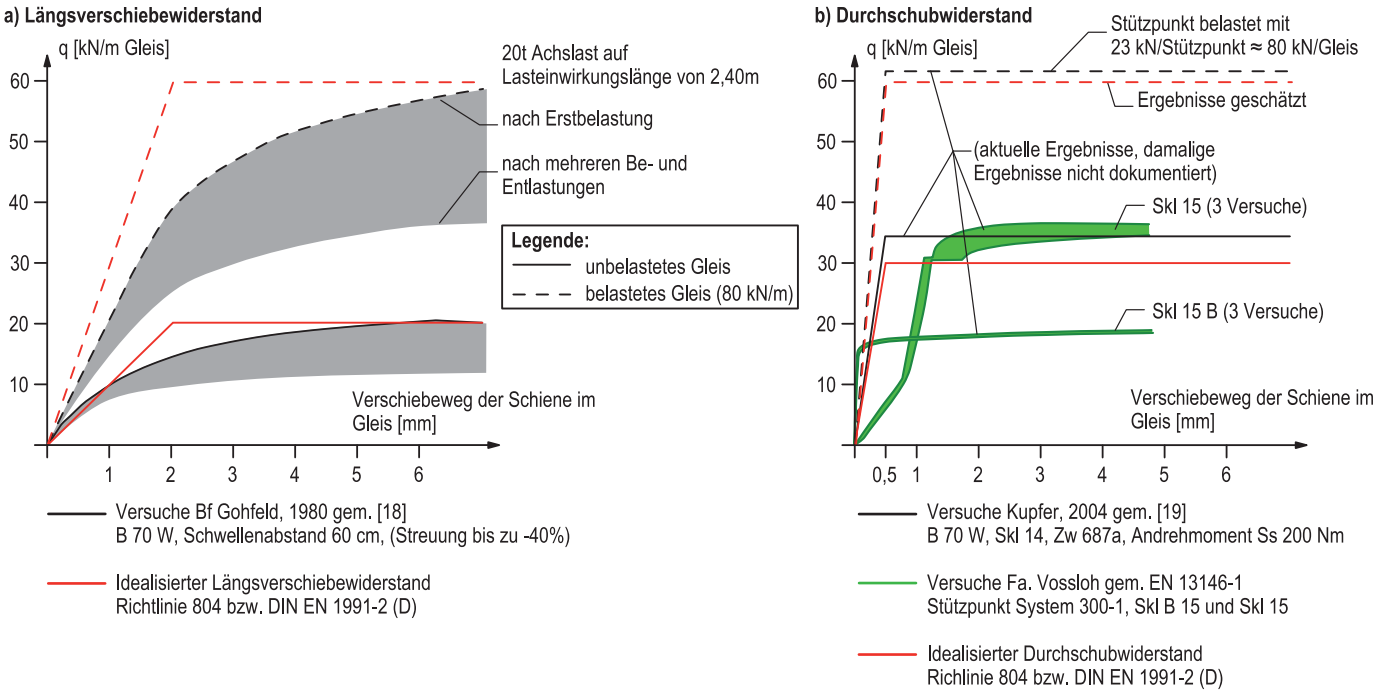


Bild 8 Gemessene und idealisierte Verschiebewiderstände, basierend auf [18]
Measured and idealized longitudinal load/displacement behavior of the track, based on results in [18]

Im Falle des Schotteroberbaus hat sich die in Bild 8 festgestellte Tendenz der Abnahme des Längsverschiebewiderstands unter zyklischer Belastung durch Langzeitmessungen an einer langen Talbrücke bestätigt [13]. Die beste Übereinstimmung zwischen den gemessenen und den berechneten Schienenspannungen für Langzeiteinwirkungen ergab sich bei einer plastischen Grenze von 10 kN/m Gleis bei 3 mm. Im Fall der Festen Fahrbahn lässt sich feststellen, dass die eingebaute Zwischenlage (Zw) oder Spannklemme (Skl 14 oder Skl B 15) einen wesentlichen Einfluss auf das Materialgesetz hat [19]. Die in Bild 8 dargestellten Ergebnisse für eine Skl 14 und eine Zw 687a zeigen, dass die derzeit verwendeten Modellannahmen für diese Stützpunktkonstellation gut zutreffen. Für die Skl B 15 in Kombination mit dem Stützpunkt System 300-1, der in der Regel bei FF auf Brücken eingesetzt wird, ist ersichtlich, dass der im Labor ermittelte Durchschubwiderstand deutlich geringer als der Normwert ist. Aktuelle Messungen an langen Talbrücken zeigen jedoch, dass die Rechenannahmen mit 30 kN/m Gleis durchaus erreicht werden können.

Eine Aktualisierung dieser maßgebenden Kenngrößen, gekoppelt mit der Überprüfung der tatsächlich eintretenden Schienenkräfte an realen Brückenobjekten – sowohl bei Schotteroberbau als auch bei Fester Fahrbahn –, ist zwingend erforderlich, um eine Verbesserung der rechnerischen Prognose der Effekte aus der Gleis-Tragwerks-Interaktion zu ermöglichen.

4 Zusammenfassung

Die heute übliche Verlegung der Schiene als lückenloses Gleis ist das Ergebnis einer langen Entwicklung. Die dadurch möglichen höheren Geschwindigkeiten erforderten eine Anpassung der Trassierung mit größeren Bogenhalbmessern sowie geringeren Steigungen, sodass häufiger Brücken großer Länge erforderlich wurden. Die bisherige empirische, auf Praxiserfahrung beruhende Vorgehensweise zur Bestimmung der Notwendigkeit von Schienenauszügen stieß bei Bauwerken großer Länge an ihre Grenzen. Neue Kenntnisse zu den tatsächlich auftretenden Beanspruchungen im Gleis und in der Brücke, zu den zur Verfügung stehenden Widerstandsgrößen, sowie zu rechnerischen Lösungswegen mussten gewonnen werden, um die Betriebssicherheit auf langen Brücken mit durchgehend geschweißter Schiene weiter gewährleisten zu können. In ganz Europa und besonders in Deutschland im Rahmen des Forschungsvorhabens „R/S-Brücken“ in den 1980er-Jahren wurde die Basis der noch heute in den Regelwerken verankerten Rechenmodelle, Nachweiskonzepte, Grenzwerte sowie Rechenannahmen geschaffen.

Wie in Abschn. 3 des Teils 1 dieses Beitrags gezeigt, ist der historische Rückblick zwingend erforderlich, um das Modell richtig zu verwenden und die Ergebnisse der zusätzlichen Beanspruchungen interpretieren zu können. Im Teil 2 werden darüber hinaus die Hintergründe des Nachweiskonzepts und der Grenzwerte, gegen die die Schienenspannungen und Weggrößen nachgewiesen werden, vorgestellt. Der Inhalt dieser zwei Teile soll dem Leser einen kompakt zusammengefassten Zugang zu den Hintergründen dieses für Eisenbahnbrücken wichtigen Nachweises verschaffen. Weiterhin soll dieser Bericht über den Stand der Technik die Möglichkeit geben, Wege zur Weiterentwicklung dieses teils veralteten Berechnungs- und Nachweisschemas zu erkennen, mit dem Ziel, längere Brücken mit lückenlosem Gleis zu bauen und mehr Freiraum beim Brückenentwurf zu schaffen.

Dank

Dieser Artikel entstand im Rahmen eines Forschungsvorhabens, das von der DB Netz AG, Großprojekt VDE 8 finanziert wird. Dem Fördergeber wird für die Unterstützung gedankt.

Literatur

[1] Birmann, F.: *Das lückenlose Gleis.* Die Bundesbahn (1954), S. 907–924.
[2] Saller, H.: *Der Eisenbahnoberbau im Deutschen Reich.* Berlin: Verlag der Verkehrswissenschaftlichen Lehrmittelgesellschaft bei der Deutschen Reichsbahn, 1928.
[3] Bloss, A.: *Der Oberbau auf Brücken*. Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens, 1925, S. 120–124.
[4] Wattmann, D.: *Schienenschweißung auf Brücken*. Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 89 (1934), H. 20, S. 377–384.
[5] European Rail Research Institute: *ERRI D101/RP10. Brems- und Anfahrkräfte auf Brücken und Wechselwirkung zwischen Gleisen und Brücken. Umfrage über die Verlegung von durchgehend geschweißten Schienen auf Brücken*. European Rail Research Institute. Utrecht, 1977.
[6] Fukuzawa, Y; Onishi, A.: *A Very long rail laid on bridge*. Quarterly Report of RTRI 3 (1962), H. 1, S. 26–31.
[7] Janin, G.: *Influence des ouvrages d'art sur le comportement des longs rails soudés*. SNCF-Direction de l'equipement-VRE, R 1200-64-14, Comportement der la voie dans son ensemble sous l'action d'efforts connus, décembre 1964.
[8] Deenik, J.; Eisses, J.: *Schienenbefestigung im Gleis ohne Schotter*. Eisenbahningenieur 17 (1966), H. 8, S. 209–216.
[9] Sonntag, P.: *Schlussbericht (technischer Teil) zum Forschungsvorhaben „Erforschung der Probleme des Brückenbaus für das Rad/Schiene-System bei der Grenzgeschwindigkeit“*. TV 7514, 1981.
[10] Heppding, H.: *Zur Längskraftabtragung in langen und hohen Eisenbahnbrücken*. Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt, Fachbereich konstruktiver Ingenieurbau, 1986.
[11] Dietermann, H.; Van, M.; van Dam, A.; Esveld, C.: *Longitudinal forces in railroad structures*. Rail Engineering International Edition (1990) H. 1, S. 15–19.

[12] Toth, J.: *Längskraftabtragung auf Eisenbahnbrücken mit durchgehendem Gleis für den Lastfall Bremsen.* Dissertation, TU Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, 1999.
[13] Klaus, M.: *Längskraftabtragung bei Eisenbahnbrücken unter Temperatureinwirkung*. Dissertation, Universität Hannover, Institut für Massivbau, 2003.
[14] Ruge, P.; Birk, C.; Muncke, M.; Schmälzlin, G.: *Schienenlängskräfte auf Brücken bei nichtlinearer Überlagerung der Lastfälle Temperatur, Tragwerksbiegung, Bremsen*. Bautechnik 82 (2005), H. 11, S. 818–825,
[15] Widarda, R.: *Longitudinal forces in continuously welded rails due to nonlinear track-bridge interaction for loading sequences*. Dissertation, TU Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, 2009.
[16] Freystein, H.: *Untersuchungen zu den zulässigen zusätzlichen Schienenspannungen aus Interaktion Gleis/Brücke*. Dissertation, TU Berlin, Institut für Bauingenieurwesen, 2012.
[17] DIN EN 1991-2:2010-12: *Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*. DIN, Beuth Verlag.
[18] Gerlich, K.; Pahnke, U.: *Abtragung der Längskräfte im Eisenbahnbrückenbau*. AET 37 (1982), S. 19–30.
[19] Kupfer, R.: *Auswirkung von Beschleunigungs- und Bremskräften auf die Längsbewegungen des Gleisrostes.* Dissertation, TU München, Lehrstuhl und Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen, 2004.
[20] Eisenmann, J.; Duwe, B.: *Forschungsbericht über die Ermittlung des Längsverschiebewiderstrandes des Gleisrostes.* Bericht Nr. 805, TU München, Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen, 20.11.1977.

Autoren
Dipl.-Ing. Marc Wenner
Leibniz Universität Hannover
Institut für Massivbau
Appelstraße 9A
30167 Hannover
wenner@ifma.uni-hannover.de

Dr.-Ing. Peter Lippert
DB Netz AG
Technik- und Anlagenmanagement Fahrweg
Richelstraße 3
80634 München
peter.lippert@deutschebahn.com

Dr.-Ing. Sebastian Plica
Dr. Plica Ingenieure
Gunzenlehstr. 24
80689 München
sebastian.plica@dr-plica-ingenieure.de

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx
Leibniz Universität Hannover
Institut für Massivbau
Appelstraße 9A
30167 Hannover
marx@ifma.uni-hannover.de

2.2 Publikation Nr. 2: Längskraftabtragung auf Eisenbahnbrücken Teil 2: Hintergründe des Nachweises

Hauptautor:	Wenner, M.
Koautoren:	Lippert, P.; Plica, S.; Marx, S.
Zeitschrift:	Bautechnik, Ernst & Sohn Verlag
Ausgabe:	Volume 93 (2016), Heft 7, Seiten 470 – 481
Veröffentlicht als	Aufsatz, peer-Review
DOI:	10.1002/bate.201600034

Der Hauptautor hat diesen Aufsatz federführend abgefasst. Die umfangreiche Literaturrecherche zur Herausarbeitung der Hintergründe des aktuellen Nachweises sowie die kompakte und nachvollziehbare Zusammenfassung der Ergebnisse erfolgte durch den Hauptautor.
Die meisten Grundlagen des Nachweises sind auf deutsche Forschungs- und Entwicklungsarbeiten der 1980er Jahre zurückzuführen, die zum größten Teil unveröffentlicht sind. Der Zugang zu vielen Unterlagen erfolgte im Ergebnis zu einem regen Austausch mit den Koautoren, auch im Zuge der gemeinsamen Arbeit innerhalb der CEN „Task Group on Track-Bridge Interaction“, in der die Autoren zur Erstellung des Technical Reports *CEN/TR 17231: 2018 08* maßgeblich beteiligt waren.
Der Artikel beinhaltet neben der Zusammentragung von Literaturergebnissen auch deren Interpretation. Die im Artikel vorgenommenen Auslegungen der im aktuellen Regelwerk verankerten Grenzwerte und Methoden (z. B. Umgang mit den Eigenspannungen im Gestaltfestigkeitsnachweis oder mit dem pauschalen Abzug von 20 MPa bei der zulässigen zusätzlichen Zugspannung) wurden kritisch mit den Koautoren auf Basis Ihrer Erfahrungen und spezifischer Berechnungen diskutiert.

DOI: 10.1002 / bate.201600034

Marc Wenner*, Peter Lippert, Sebastian Plica, Steffen Marx

Längskraftabtragung auf Eisenbahnbrücken

Teil 2: Hintergründe des Nachweises

Im Eisenbahnbrückenbau wird der Entwurf des Tragsystems sehr stark von der Gleis-Tragwerks-Interaktion geprägt. Im Teil 1 des vorliegenden Beitrags (Heft 2/2016) wurde die historische Entwicklung der Betrachtungsweise des Zusammenwirkens von Gleis und Tragwerk zusammengefasst. Weiterhin wurden die Grundsätze der Modellbildung zur Berechnung der Interaktionseffekte sowie die Interpretation der Berechnungsergebnisse vorgestellt. Im Teil 2 des Beitrags soll näher auf die Nachweisführung und insbesondere auf die Hintergründe der im Regelwerk verankerten Grenzwerte für die Kräfte und Verformungen im Gleis eingegangen werden. Es wird ersichtlich, dass die meisten im aktuellen europäischen Regelwerk gültigen Grenzwerte aus Untersuchungen der 1980er-Jahre stammen. Eine Überprüfung und gegebenenfalls Anpassung ist dringend erforderlich. Eine Weiterentwicklung der Nachweisführung kann jedoch nur dann erfolgen, wenn die bisher bewährten Ansätze nachvollzogen und beurteilt werden können. Basierend auf einer umfangreichen Recherche wird in diesem Beitrag der Status quo beschrieben und Ansätze für die notwendigen Forschungsarbeiten zusammengetragen.

Keywords Längskraftabtragung; Schiene; Brücke; Stand der Technik; Nachweis; Schienenspannungen; Hintergründe; Entwicklung, geschichtliche

Track-bridge-interaction – Part 2: backgrounds of the verification method

Track-bridge-interaction has a major influence on the structural design of railway bridges. In the first part of this paper (see Vol. 93 (2016), No. 2) a brief overview describing the historical development of the consideration of the interaction effects has been given. Furthermore, basic principles of the calculation model as well as recommendations on how to deal with the results of the calculation has been presented. The aim of the second part of this article is to show the backgrounds of the verification scheme and especially to explain where the limit values for the additional rail stresses and deformations come from. It becomes apparent, that most rules contained in national and international codes are based on investigations carried out in the 1980s. An actualisation and further development of the codes is necessary, but can only be achieved if the well-proven methods and limits used so far are well understood. This part of the article describes the actual status quo based on a literature research and gives outlines for future research needs.

Keywords track-bridge-interaction; rail; state of the art; calculation; verification; rail stresses; background; history

1 Der heutige Nachweis der Längskraftabtragung auf Brücken

Die Berechnung der Längskraftabtragung auf Brücken ist im Eurocode EN 1991-2 Kapitel 6.5.4 geregelt. Alternativ zu den Abschnitten zu den Berechnungsverfahren (DIN EN 1991-2, 6.5.4.6) sowie den Entwurfskriterien (DIN EN 1991-2, 6.5.4.5) darf in Deutschland die Richtlinie 804.3401 angewandt werden.

Die Effekte der Gleis-Tragwerks-Interaktion infolge von längs gerichteten Einwirkungen sind erst für längere Bauwerke von Bedeutung. Deshalb ist das anzuwendende Nachweisformat in der Richtlinie 804 stufenmäßig für die unterschiedlichen Brückenlängen geregelt:

- *Stufe 1:* Brücken mit einer Überbaulänge bis 30 m können schwimmend gelagert werden. Es ist kein gesonderter Nachweis für die Schiene hinsichtlich der Längskraftabtragung durchzuführen.
- *Stufe 2:* Für einteilige Brücken mit Schotterfahrbahn mit einer Ausgleichslänge von bis zu 60 m für Stahl- und 90 m für Verbund- und Massivbrücken kann die Längskraftabtragung vereinfacht nachgewiesen werden. Anhand der Unterbausteifigkeit und der Verformungen des Überbaus unter Verkehrslasten kann geprüft werden, ob das Gleis lückenlos über die Brücke geführt werden kann. Weiterhin können die auf die Unterbauten wirkenden Längskräfte aus der Interaktion mit dem Gleis vereinfacht bestimmt werden.
- *Stufe 3:* Für alle Bauwerke, die länger als die oben genannten Grenzwerte sind, oder bei denen die Bedingungen für das vereinfachte Verfahren nicht erfüllt sind, muss eine genauere Berechnung basierend auf den im Regelwerk vorgegebenen Modellvorgaben durchgeführt werden.

Falls das Zusammenwirken von Gleis und Tragwerk gemäß Stufe 3 genauer untersucht werden muss, sind folgende Berechnungen und Nachweise durchzuführen:

- Zusätzliche Schienenlängsspannungen infolge von Temperatureinwirkungen, vertikalen Verkehrslasten und Bremsen/Anfahren

*) Corresponding author: wenner@ifma.uni-hannover.de
Submitted for review: 26 April 2016
Revised: 03 June 2016
Accepted for publication: 06 June 2016

- Relativ- bzw. Absolutbewegungen der Schiene an den Bauwerksfugen infolge Bremsen/Anfahren
- Brückenlängsverschiebung am Überbauende infolge von Bremsen/Anfahren und vertikalen Verkehrslasten
- Höhendifferenz am Überbauende infolge der vertikalen Verkehrslasten
- Zusätzliche Beanspruchung der Lager und Unterbauten infolge von Temperatureinwirkungen, vertikalen Verkehrslasten und Bremsen/Anfahren

Das zu verwendende Modell, die zu berücksichtigenden Lastfälle sowie die Besonderheiten bei der Interpretation der rechnerischen Ergebnisse wurden bereits im Abschn. 3 des Teils 1 dieses Beitrags vorgestellt. Die Methodik zur Ermittlung der Reaktionen von Gleis und Tragwerk ist weitestgehend klar definiert und einleuchtend. Für die Superposition der einzelnen Lastfälle und den Einfluss der Nichtlinearität des Systems wird auf [1] verwiesen.

Die zulässigen Werte für die Schienenspannungen und Verformungen von Gleis und Tragwerk sind im Regelwerk hingegen als feste Werte für bestimmte Bauarten des Schotteroberbaus und der Festen Fahrbahn angegeben. Die Hintergründe dieser Werte, die in Deutschland und europaweit gleich sind, sollen in diesem Teil des Beitrags erklärt werden, um eine Nachweisführung für andere Oberbauformen zu ermöglichen und das Regelwerk dementsprechend fortzuschreiben.

2 Hintergrund der Spannungs- und Verschiebungsgrenzwerte

2.1 Grenzzustände des Nachweises

Die Schiene dient sowohl als Fahrbahn und Spurführung als auch als Träger, sodass die Sicherstellung ihrer Integrität von wesentlicher Bedeutung für eine sichere Betriebsführung ist. Im Allgemeinen ist für die Schiene gem. [2] ein Spannungsnachweis als Dauerfestigkeitsnachweis sowohl im Schienenfuß (Teil 1 der Oberbauberechnung) als auch im Schienenkopf (Teil 2 der Oberbauberechnung) zu erbringen. Durch die Beschränkung der Biegezugspannung in Schienenfußmitte auf die zulässige Dauerbiegezugspannung soll das Auftreten von Schienenbrüchen ausgehend vom Schienenfuß verhindert werden. Im Schienenkopf hingegen sollen die Schubspannungen (in Querrichtung der Schiene [3, 4]) unter der Fahroberfläche an der Kontaktpaarung Rad–Schiene so beschränkt werden, dass Schienenbrüche ausgehend vom Schienenkopf vermieden werden. Bei Verlegung des Gleises im Schotteroberbau muss zusätzlich sichergestellt werden, dass die kritische Schienenlängskraft, bei deren Überschreitung eine Gleisverwerfung entsteht, nicht erreicht wird.

Der Einbau von schweren Schienenprofilen, die Wahl geeigneter Materialfestigkeiten und -härten und eine regelmäßige Schienenbearbeitung reduzieren die aus Ermüdungserscheinungen bedingte Ausfallwahrscheinlichkeit der Schiene auf ein Minimum, sodass im Regelfall der Verschleiß in Form des Materialabtrags am Schienenkopf die Liegedauer der Schiene bestimmt. Die Verwendung eines schweren Oberbaus (in Deutschland Schiene Typ 60E2 und Schwellen B70, B90 oder B07), die Einstellung der geeigneten Verspanntemperatur bei der Herstellung des lückenlosen Gleises und die Einhaltung konstruktiver Randbedingungen (Radius, Mindestschotterbettdicke, Vor-Kopf-Schotter, ggf. Sicherungskappen) schließen Verwerfungen auf der freien Strecke aus.

Im Bereich von Brücken erfährt die Schiene zusätzliche Beanspruchungen, die sich zur ohnehin schon hohen Auslastung des Bauteils addieren. Vorrangiges Ziel des Nachweises der Längskraftabtragung ist daher die Gewährleistung einer sicheren Aufnahme dieser zusätzlichen Beanspruchungen durch den Oberbau. Die zusätzlichen Schienenlängskräfte im Bereich von Brücken erhöhen weder die Schubspannungen in Schienenkopfquerrichtung, noch scheinen sie die Entwicklung von Rollkontaktermüdungserscheinungen und von weiteren Fehlern am Schienenkopf zu begünstigen. Sie führen jedoch zu einer Verringerung der zulässigen Schienenlängskraft zur Vermeidung von Gleisverwerfungen und zu einer geringeren zulässigen Dauerbiegezugspannung für den Dauerfestigkeitsnachweis im Schienenfuß. Diese zwei Grenzzustände sind bestimmend für die Schiene im Bereich der Brückenfugen, sodass die Auswirkungen der Gleis-Tragwerks-Interaktion auf die Beanspruchung des Gleises begrenzt werden müssen. Die Hintergründe der in den Regelwerken verankerten Grenzwerte werden in den Abschn. 2.2–2.4 vorgestellt.

Ein weiteres Ziel des Nachweises ist die Ermittlung der von den festen Lagern zu übertragenden Längskräfte, die durch die Kopplung des Bauwerks mit der Schiene hervorgerufen werden. Dabei geht es neben dem Nachweis der Lager auch um eine ausreichende Dimensionierung der Unterbauten.

Neben den Auswirkungen der längs gerichteten Einwirkungen auf das Gleis führen insbesondere bei der Festen Fahrbahn Brückenbewegungen quer zur Gleisachse (sog. Lateral- und Höhenversatz) zu zusätzlichen Schienen- und Stützpunktbeanspruchungen (siehe DS 804, Anlage 29 [5] und AKFF [6]), die aber in DIN EN 1991-2 nicht behandelt werden.

2.2 Begrenzung der Druckspannungen

Beim Schotteroberbau können große Längsdruckkräfte in der Schiene zu einer Verwerfung des Gleisrosts führen. In Versuchen wurde das reale Verhalten untersucht (Bild 1), um eine sichere Auslegung des Oberbaus zu gewährleisten. Die Verwerfung äußert sich in einem plötzlichen, seitlichen Ausknicken des Gleisrosts. Eine vertikale Verwerfung wird durch Verwendung des schweren Oberbaus ausgeschlossen [7]. Der Verwerfungswiderstand ist von der Oberbauform, den Trassierungsrandbedingun-

(Bild: Prüfamt für Bau und Landverkehrswegen der TU München, Auszug aus einem Video)

Bild 1 Verwerfungsversuche im ÜBf Rohrbach, Zustand nach Erreichen der kritischen Schienentemperatur, Strecke Hannover–Würzburg, 1987
Buckling experiment in a passing station of the line Hannover–Würzburg, state after reaching the critical rail temperature

gen, dem Oberbauzustand, dem Stabilisierungsgrad des Schotters sowie maßgeblich von der auftretenden Längsdruckkraft in den Schienen abhängig.

In Deutschland wird die Gleisstabilität nach der von Meier/Grunewald entwickelten Theorie beurteilt [8]. Bei dieser deterministischen Herangehensweise wird für die gewählte Oberbauform die für eine Gleisverwerfung kritische Gleisdruckkraft $F_{R,Krit}$ berechnet. Historisch hat sich die Berechnung der dazugehörigen kritischen Schienentemperaturerhöhung $\Delta T_{R,Krit}$ mit $F_{R,Krit} = E_R \cdot A_R \cdot \alpha_R^{th} \cdot \Delta T_{R,Krit}$ etabliert. Zur Vermeidung von Gleisverwerfungen wird der Oberbau konstruktiv so ausgelegt, dass $\Delta T_{R,Krit}$ die maximale Temperaturerhöhung im Gleis $\Delta T_{R,max}$ zuzüglich eines empirisch erfassten, geschwindigkeitsabhängigen Sicherheitszuschlags $\Delta T_{R,Sich}$ nicht unterschreitet.

$$\Delta T_{R,Krit} > \Delta T_{R,max} + \Delta T_{R,Sich} \tag{1}$$

Die kritische Temperaturerhöhung $\Delta T_{R,Krit}$ ergibt sich nach den vereinfachten Formeln von Meier für das gerade Gleis ($R > 800$ m) [8, 9]. Dafür wird die Form der Biegelinie in Anlehnung an die tatsächliche in situ auftretende Verwerfungswelle vorgegeben [10] (Bild 2).

$$\Delta T_{R,Krit} = \sqrt{\frac{8{,}7 \cdot I_{Ersatz} \cdot w}{\alpha_R^{th\,2} \cdot A_R^{\,2} \cdot E_R \cdot f}} \tag{2}$$

in [K] für das gerade Gleis

- E_R und α_R^{th} sind die Materialcharakteristiken und A_R die Fläche der beiden Schienenquerschnitte eines Gleises
- I_{Ersatz} ist das Ersatzträgheitsmoment des Gleisrosts in mm^4
- w ist der anzusetzende dynamische Wert des Querverschiebewiderstands, der sich unter dem Zug wegen der Abhebewelle einstellt in N/mm
- f ist der Gleisrichtungsfehler in mm

Im Bereich von Brückenfugen entstehen im Sommer zusätzliche Längsdruckkräfte im lückenlosen Gleis aus der Gleis-Tragwerks-Interaktion, die so begrenzt werden müssen, dass unter Beibehaltung der Sicherheitsabstände die kritische Gleisdruckkraft nicht erreicht wird. Auch hier wird die Begrenzung in einer zulässigen Temperaturänderung $\Delta T_{R,B}$ ausgedrückt.

$$\Delta T_{R,Krit} > \Delta T_{R,max} + \Delta T_{R,Sich} + \Delta T_{R,B} \tag{3}$$

Der heute im Regelwerk verankerte Grenzwert vom 72 N/mm^2 ist auf die Arbeiten im Zuge des Forschungsvorhabens „R/S-Brücken, Thema Nr.61“ [11] zurückzuführen. Die Grundlage bildet der schwere Oberbau (UIC60-1667-B70W) auf Schnellfahrstrecken in Radien $R > 1500$ m. Im Bericht [12] wurden entsprechend Tab. 1 zwei Fälle unterschieden:

Tab. 1 Berechnung der Lagestabilität des Gleises für die Oberbauform UIC60 – 1667 – B70W für zwei Stabilisierungszustände gem. [12] (1979)
Calculation of the buckling stability for two conditions of ballast compaction

Parameter	Stabilisiertes Gleis	Unstabilisiertes Gleis (nach Oberbauarbeiten)
E_R, α_R^{th}, F_R	$E_R = 210\,000$ N/mm^2, $\alpha_R^{th} = 1{,}15 \cdot 10^{-5}$ 1/K, $A_R = 2 \cdot 7\,648$ mm^2 (Neuzustand)	
I_{Ersatz}	2 200 cm^4 (gem. Bericht TUM Nr. 583)	
w	2/3 · 14,1 = 9,4 N/mm (Faktor 2/3 aus Abhebewelle bei $v > 160$ km/h)	0,8 · 7,05 = 5,64 N/mm (Faktor 0,8 aus Abhebewelle bei $v < 160$ km/h)
f	15 mm (Schnellfahrstrecke, gute Gleisunterhaltung), setzt voraus, dass die Gleislage durch die Bewegungen über der Bauwerksfuge nicht beeinträchtigt wird.	
$\Delta T_{R,Krit}$	135 K	105 K
$\Delta T_{R,max}$	50 K (bezogen auf die Verspanntemperatur: 23 °C ± 3K bei der DB)	
$\Delta T_{R,Sich}$	50 K	25 K (ermäßigte Fahrgeschwindigkeit)
$\Delta T_{R,B}$	35 K	30 K (maßgebend)

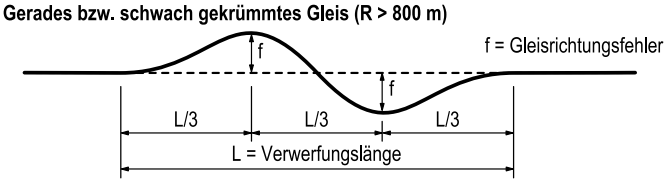


Bild 2 Vorgegebene Biegelinie in der Berechnung nach MEIER als doppelte Sinuskurve bei geradem und schwach gekrümmtem Gleis [9]
Predetermined deformation figure of the track for the calculation according MEIER for a straight track

Rechnet man die zulässige Temperaturänderung $\Delta T_{R,B} = 30$ K in eine zulässige Gleisdruckkraft bzw. Schienendruckspannung um, ergibt sich der Wert von $E_R \cdot \alpha_R^{th} \cdot \Delta T_{R,B} = 72$ N/mm^2, der für die Beanspruchung aus der Interaktion zur Verfügung steht. Es wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass diese Begrenzung nicht als Spannungsnachweis zu verstehen ist, sondern als Begrenzung der Gleisdruckkraft. Dieser Wert von 72 N/mm^2 ist im deutschen wie im internationalen Regelwerk verankert [13, 14].

Die Theorie von MEIER wurde in den 1980er-Jahren von CHATKEO anhand von Versuchen kalibriert [8, 15] (Bild 1), was zu einer Korrektur des Ersatzträgheitsmoments des Gleisrosts (heute wird mit einer Ersatzsteifigkeit von 1 400 cm^4 für die vollverspannte B70W60-Zw687 gerechnet) und zur Einführung des angenommenen fiktiven Gleisrichtungsfehlers führte [10, 16]. Weiterhin wurden die anzusetzenden Sicherheitsabstände präziser definiert. Damit einhergehend ändert sich auch die Berechnung der zulässigen zusätzlichen Gleisdruckkraft. Trotz Anpassung der Eingangswerte bleiben für die zusätzliche Schienendruckspannung auf Brücken 72 N/mm^2 gültig.

In der jüngsten Vergangenheit wurde im Zuge der Einführung der linearen Wirbelstrombremse mit dem ICE 3 die Gleisstabilität für die zusätzliche Erwärmung der Schiene beurteilt [9]. Dafür wurde eine wahrscheinlichkeitstheoretische Untersuchung durchgeführt. FREYSTEIN untersuchte in [16] für verschiedene Oberbauarten und Geschwindigkeiten die zulässigen zusätzlichen Schienendruckkräfte im Sinne eines klassischen, deterministischen (nach MEIER/CHATKEO) und eines semiprobabilistischen Nachweises. Diese neuen Erkenntnisse bestätigen, dass der Grenzwert von 72 N/mm^2 im Bereich von Brücken für den schweren Oberbau, der nach der 804.3401 Abs. 4 [14] vorausgesetzt wird, ausreichend ist.

Die Anwendung dieses Grenzwerts setzt jedoch voraus, dass die Qualität des Schottergefüges und des damit einhergehenden Querverschiebewiderstands nicht durch übermäßige Dekonsolidierungen herabgesetzt wird. Am Brückenübergang müssen deshalb neben den Schienendruckkräften auch die Verformungen von Brücke und Gleis limitiert (siehe Abschn. 2.4) und die Ausbildung der seitlichen Schotterbegrenzung über dem Widerlager fortgeführt werden.

Es lassen sich grundsätzlich höhere zusätzliche Gleisdruckkräfte erreichen, wenn Breitschwellen (z. B. BBS), Zwillingsschwellen (z. B. ZSX), Y-Schwellen oder Sicherungskappen eingesetzt werden [16]. Der Einsatz von untypischen Gleiskomponenten ist jedoch im Sinne eines standardisierten Oberbaus auf Einzelfälle zu beschränken. Im Gegensatz dazu sinken die Werte der zulässigen zusätzlichen Gleisdruckkraft beim Einsatz von kleineren Schienenprofilen (54E4 oder kleiner) [16]. Grundsätzlich ist die regelwerksverantwortliche Stelle der DB einzuschalten, sobald vom schweren Oberbau abgewichen wird.

Die unterschiedlichen Bauweisen der Festen Fahrbahn besitzen im Vergleich zum Schotteroberbau teils eine deutlich höhere Ersatzsteifigkeit, teils durch das höhere Eigengewicht und die Art der Konstruktion einen höheren Querverschiebewiderstand. Nach Ansicht der Autoren liegt der im Regelwerk festgelegte Grenzwert von 92 N/mm^2 für die derzeit üblichen Bauarten der Festen Fahrbahn auf der sicheren Seite. Der Nachweis der zulässigen zusätzlichen Schienenzugspannungen ist in den meisten Fällen maßgebend. Es ist im Einzelfall zu prüfen, ob der Nachweis der zulässigen zusätzlichen Schienendruckspannungen aufgrund der bauartbedingten Steifigkeit und Unverschieblichkeit der Festen Fahrbahn entbehrlich ist.

2.3 Begrenzung der Zugspannungen

Schienenbrüche sind fast ausschließlich auf Ermüdungsprozesse zurückzuführen. In Schienenfußmitte überlagern sich die durch Radüberfahrt hervorgerufenen zyklischen Biegezugbeanspruchungen ungünstig mit Zugeigenspannungen aus dem Herstellungsprozess. Diese Stelle ist hinsichtlich der Ermüdungsbruchgefahr als maßgebend zu betrachten. Durch theoretische und experimentelle Untersuchungen an der Technischen Hochschule München in den 1960er-Jahren wurde die Frage der Biegezugbeanspruchung des Schienenfußes sowie der Beanspruchung des Schienenkopfs statistisch abgesichert [3, 4]. Damit konnte unter Berücksichtigung der geometrischen und der Bettungsrandbedingungen sowie der auftretenden Spannungen im lückenlosen Gleis aus Temperatur und Eigenspannungen die zulässige Achslast durch einen Dauerfestigkeitsnachweis ermittelt werden. Der Tatsache, dass mit höher werdender Mittelspannung die ertragbare Schwingbreite abnimmt, wurde durch Verwendung eines Dauerfestigkeitsschaubilds nach SMITH Rechnung getragen (Bild 3).

Basierend auf diesen Erkenntnissen wurde die Oberbauberechnung Stand 1977 herausgegeben. Bis 1977 war jedoch die Frage der Reserven für die zusätzliche Belastung bei Brücken nicht geklärt. Die bisherige empirische Herangehensweise zur Begrenzung der Effekte aus Gleis-Tragwerks-Interaktion sollte im Rahmen des Vorhabens „R/S-Brücke, Thema Nr. 61“ durch eine wissenschaftliche Herleitung der Spannungsreserven für den Einsatz auf Neubaustrecken ersetzt werden.

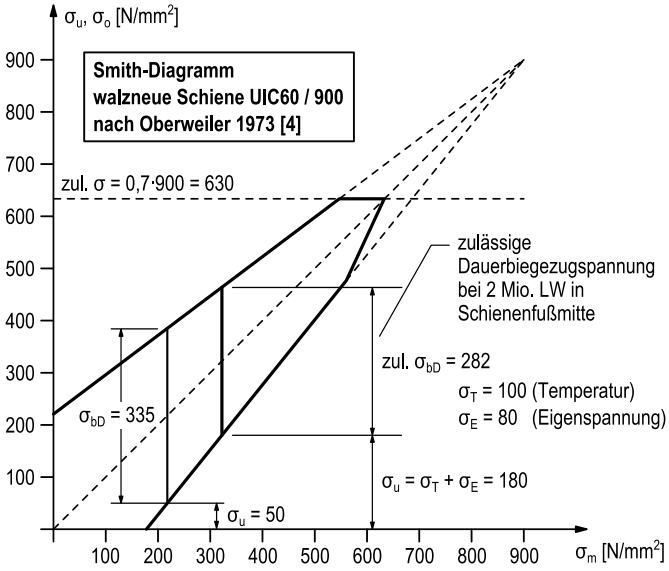


Bild 3 Smith-Diagramm für eine walzneue Schiene UIC60 gem. [4], der Wert von 282 N/mm² bildet die Grundlage der zulässigen Dauerbiegezugspannung in Schienenfußmitte gem. der Oberbauberechnung Stand 1977
Smith-diagram for a new rail UIC60, the value of 282 N/mm² is the stress limit according to Oberbauberechnung 1977

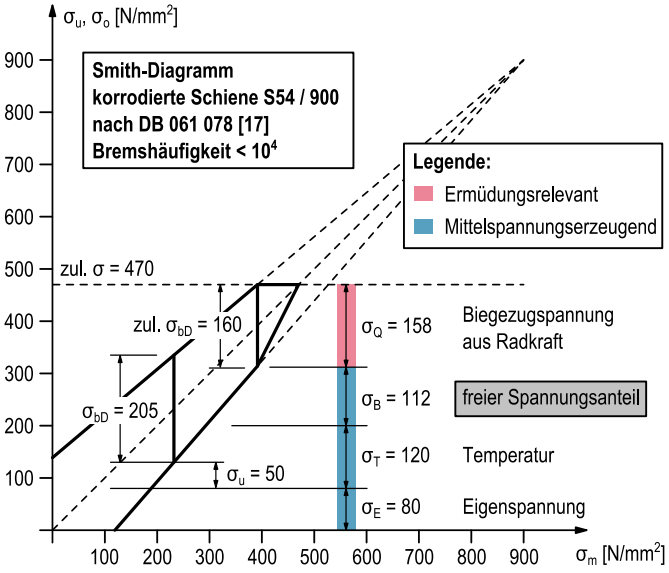


Bild 4 Dauerfestigkeitsschaubild nach SMITH zur Ermittlung der zulässigen zusätzlichen Schienenspannung (freier Spannungsanteil) nach [17]
Smith-diagram for the determination of the allowable additional tensile stress in the rail foot due to track-bridge interaction

2.3.1 Hintergrund der zulässigen zusätzlichen Zugspannung von 112 N/mm²

Der für das Gleis auf der freien Strecke bestehende Dauerfestigkeitsnachweis wurde zur Ermittlung der zulässigen zusätzlichen Schienenspannungen auf Brücken zwischen 1977 und 1980 anhand neuer Forschungsergebnisse ergänzt und weiterentwickelt. Das zugrunde gelegte Dauerfestigkeitsschaubild ist Bild 4 zu entnehmen.

Im Folgenden sollen die verschiedenen Eingangsgrößen in Bild 4 erklärt werden.

Materialkennwerte: Gestaltfestigkeit und Streckgrenze

Beim mittelspannungsabhängigen Dauerfestigkeitsnachweis wird der ermüdungswirksame Spannungswechsel bei vorgegebener Mittelspannung einer ertragbaren Dauerbiegezugspannung gegenübergestellt. Letztere wurde im Zuge von Gestaltfestigkeitsversuchen experimentell bestimmt. Die Gestaltfestigkeit wird durch Biegeschwellversuche an ganzen Schienenstücken ermittelt, wodurch die Einflüsse aus der Form, den Oberflächeneigenschaften und der Bearbeitung (insbesondere die Eigenspannungen) direkt miterfasst werden. Grundlage für die Bestimmung der Spannungsreserve auf Brücken und für Bild 4 sind Versuchsergebnisse an stark korrodierten, sowohl befahrenen als auch unbefahrenen Schienen S54/900 (maximale Rautiefe ca. 500 µm) [18]. Bei diesen Schienen wurde bei einer Unterspannung am Schienenfuß von $\sigma_u = 50$ N/mm² bei 2 Mio. Lastwechsel eine Gestaltfestigkeit von $2 \cdot \sigma_a = \sigma_{bD} = 205$ N/mm² ermittelt. Die Gestaltfestigkeit wurde als untere Begrenzungslinie im Wöhler-Diagramm nach DIN 50 100 ausgewertet (Bild 5). Dadurch wird im Vergleich zum Treppenstufenverfahren, bei welchem ein Mittelwert bestimmt wird, eine auf der sicheren Seite liegende Annahme getroffen. Die Gestaltfestigkeit für höhere Unterspannungen wurde anhand einer linearen Funktion extrapoliert. Auch diese Annahme für die Form des Diagramms liegt auf der sicheren Seite. Nach Versuchen aus den 1970er-Jahren an Schienen [19] ist das Diagramm „bauchiger“ als die lineare Annahme, sodass bei höheren Unterspannungen größere Werte der Gestaltfestigkeit ansetzbar sind. Untersuchungen an Schienen des Profils UIC60/900 in den 1980er-Jahren [20] zeigen, dass für dieses Profil höhere Gestaltfestigkeitswerte bei den korrodierten Neuschienen im Vergleich zum Wert von 205 N/mm² für Schienen S54 ansetzbar sind.

Die Aussagen des Smith-Diagramms gelten i. d. R. für Beanspruchungen innerhalb des elastischen Bereichs, sodass das Diagramm in Bild 4 in Höhe der Streckgrenze abgeschnitten wird. Auf Basis einer großen Zahl von Zugversuchen in den 1970er-Jahren wurde für die Streckgrenze ein Mittelwert von $\sigma_{S,M} = 525$ N/mm² und ein unterer Quantilwert $\sigma_{S,5\,\%}$ von 470 N/mm², der im Diagramm zugrunde gelegt wird, ermittelt. Die 0,2%-Dehngrenze des Schienenstahls R260 liegt heute etwas höher bei $\sigma_{S,M} = 600$ N/mm² (Bild 6). Inwieweit die Definition der Streckgrenze als maximale Oberspannung sinnvoll ist, darf infrage gestellt werden. Durch das Erreichen der Streckgrenze am Schienenfuß werden lokal Eigenspannungen abgebaut, sodass lokal die tatsächlich wirksame Mittelspannung herabgesetzt wird. Aktuelle Gestaltfestigkeitsuntersuchungen an Schienen bei Unterspannungen von $\sigma_u = 250$ N/mm² bestätigen auch, dass die dauerfest erreichte Oberspannung deutlich über der Streckgrenze liegt.

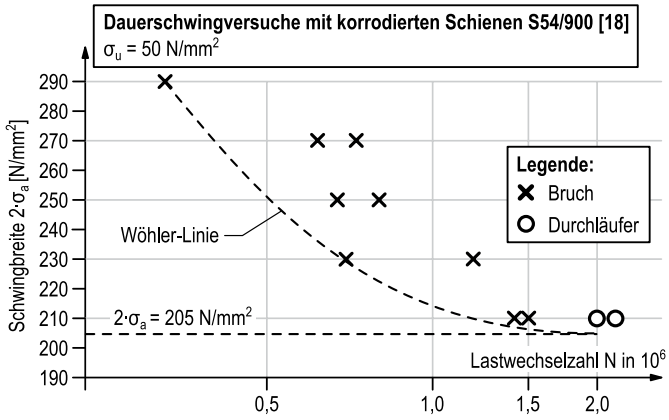


Bild 5 Zusammenfassung der Ergebnisse der Dauerschwingversuche aus [18], Ermittlung der Dauerfestigkeit als untere Hüllkurve
Summary of fatigue tests on corroded rail S54/900 from [18], determination of fatigue strength as a lower boundary curve

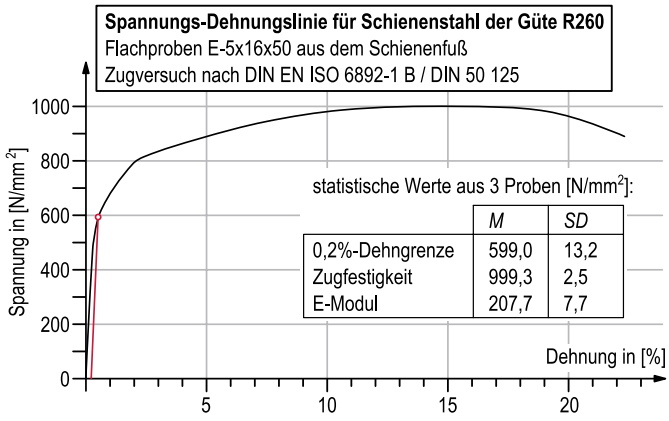


Bild 6 Spannungs-Dehnungs-Linie und Materialkennwerte für den Schienenstahl der Güte R260, eigene Untersuchungen
Stress-strain-diagram and material parameters for rail steel R260

Ständige Einwirkungen: Eigenspannungen

Durch den Herstellprozess von Schienen wird ein Eigenspannungszustand im Querschnitt eingeprägt. Diese Eigenspannungen entstehen im Wesentlichen durch die ungleichmäßige Abkühlung des Schienenquerschnitts auf dem Abkühlbett sowie durch das Rollrichten. Die im unbelasteten Zustand der Schiene vorhandenen Zugeigenspannungen im Schienenfuß werden mit den anderen in der Schiene hervorgerufenen Spannungen überlagert und führen zu einer Erhöhung des Mittelspannungsniveaus im Betrieb. Die Art ihrer Berücksichtigung im Smith-Diagramm ist aber in der Literatur sehr unterschiedlich erklärt und kontrovers diskutiert. Für die Ermittlung der Streckgrenze werden ausgeschnittene, eigenspannungsfreie Proben eingesetzt, für die Ermittlung der Gestaltfestigkeit werden dagegen eigenspannungsbelastete Proben zugrunde gelegt, sodass die Streuung der Eigenspannungen für die geprüfte Charge im Wert der Gestaltfestigkeit enthalten ist. Der im Diagramm berücksichtigte Wert für die Eigenspannungen wird mal als die bei der experimentellen Ermittlung der zulässigen Biegezugspannung nicht erfasste Streuung der Zugeigenspannungen [12, 21] erklärt, mal als die absolute Zugeigenspannung in der

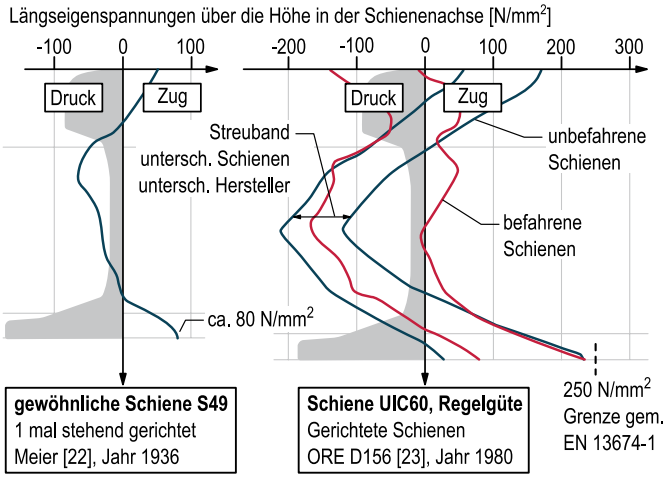


Bild 7 Verteilung und Größe der Eigenspannungen über die Schienenhöhe für die Schiene S49 und UIC60 gem. [22, 23]
Distribution of the longitudinal residual stresses for the rails S49 and UIC60

Probe [2]. Mal wird der Eigenspannungsanteil im Diagramm entsprechend Bild 4 sowohl in der Unterspannung der Versuchsergebnisse (Eingangswert) als auch in der Unterspannung des Bemessungsniveaus (Ablesewert), mal nur in der Unterspannung des Bemessungsniveaus berücksichtigt (siehe Bild 3). In allen Fällen aber wird von einem Wert von 80 N/mm² ausgegangen. Dieser Wert stimmt sehr gut mit den in der Literatur angegebenen Werten für eine Schiene S49 überein [22] (Bild 7). Untersuchungen aus den 1980er-Jahren an neuen und verwendeten naturharten Schienen UIC60 [23] zeigen jedoch deutlich größere Werte und erhebliche Streuungen (Bild 7). Gemäß EN 13674-1 dürfen die Eigenspannungen den Wert von 250 N/mm² in Schienenfußmitte nicht übersteigen. Aktuelle eigene Untersuchungen an Schienen 60E2 der Regelgüte R260 [24] zeigen in Schienenfußmitte eine Zugeigenspannung im Mittel von $\sigma_{E,M} = 133$ N/mm² und eine Standardabweichung von 27 N/mm². Die unterschiedlichen Herstellungsprozesse zwischen den Herstellern führen zu einer großen Bandbreite an möglichen Eigenspannungen. Mit der Entwicklung der Fertigungsprozesse werden tendenziell Schienen mit geringeren Eigenspannungen produziert. Beispielsweise weisen kopfgehärtete Schienen eines Schienenherstellers wegen des Verzichts auf das Rollrichten und das Optimieren der Wärmebehandlungsverfahren sogar Eigenspannungen < 50 N/mm² in Schienenfußmitte auf.

Die in Bild 4 und Bild 5 zugrunde gelegte Methode hinsichtlich der Berücksichtigung der Eigenspannungen wird von den Autoren nur unter der Voraussetzung als zutreffend befunden, dass es sich bei den 80 N/mm² um den oberen Quantilwert der Eigenspannung handelt und die nachzuweisende Schiene ähnliche Eigenschaften wie die aus dem Ermüdungsversuch besitzt. Unter diesen Voraussetzungen wird der Spannungsvergleich im Diagramm auf „absolutem“ Niveau geführt. Diese Deutung steht jedoch im Widerspruch zu der nach EN 13674-1 maximal zulässigen Eigenspannung in Schienenfußmitte von 250 N/mm². Eine Möglichkeit zur Berücksichtigung

schwankender Eigenspannungen bestünde darin, die Streuung der Eigenspannung gegenüber den getesteten Probekörpern als Sicherheitselement zu betrachten, das beim Nachweis der Schiene wie in Bild 3 dargestellt zur Unterspannung der nachzuweisenden Schiene hinzuzuzählen wäre. Die Größe der Streuung müsste anhand von Prüfungen ermittelt werden.

Quasi-ständige Einwirkungen: Spannungen aus Änderung der Schienentemperatur

Ändert sich die Schienentemperatur gegenüber der Verspanntemperatur, tritt beim idealen lückenlosen Gleis die Zwangsspannung $\sigma_{\Delta TR} = -E_R \cdot \alpha_R^{th} \cdot \Delta T_R$ auf. Im Rahmen des Dauerfestigkeitsnachweises wird von einer dauerhaft vorhandenen maximalen Zugspannung bei tiefen Temperaturen ausgegangen. Bei einer in Deutschland angesetzten Tiefsttemperatur von –25 °C und einem Verspanntemperaturbereich von 23 °C ± 3K entsteht eine maximale Abkühlung von 23 + 3 – (–25) = 51 ≈ 50 K. Es ergibt sich bei Ansatz von $E = 210\,000$ N/mm² und $\alpha_R^{th} = 1{,}15 \cdot 10^{-5}$ 1/K eine anzusetzende, über den Querschnitt gleich verteilte Zugspannung von $\sigma_{\Delta TR} = 120$ N/mm².

Ermüdungsrelevante Einwirkungen: Spannungen aus Radüberfahrt

Die Spannungsschwingbreiten aus dem Eisenbahnverkehr sind für die Schiene ermüdungswirksam und müssen auch im Bereich der Brücke dauerfest aufgenommen werden. Im Smith-Diagramm (Bild 4) wird die maximale Schienenfußspannung unter der maßgebenden Radlast der ertragbaren Dauerbiegezugspannung gegenübergestellt. Die Schienenfußspannung wird auf Grundlage des vereinfachten Modells des gebetteten Balkens nach Zimmermann berechnet. Dabei wird der Querschwellenoberbau gedanklich in einen Längsschwellenoberbau mit der Biegesteifigkeit der Schiene $E_R \cdot I_R$ und einer gedachten Breite b transformiert, der durchgängig mit einer Bettungszahl C elastisch gebettet ist (Bild 8).

Es ergibt sich unmittelbar unter dem Rad ($x/L = 0$ und $\mu = 1$) die Spannung

$$\sigma_{Rad} = \frac{M}{W_{UIC60}} = \frac{Q_{wirksam} \cdot L}{4 \cdot W_{UIC60}}; L = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_R \cdot I_R}{b \cdot C}} \qquad (4)$$

Die Ermittlung der Biegespannung erfolgte auf Grundlage der damaligen gültigen Oberbauberechnung (Stand 1977). Für den Oberbau UIC60-1667-B70W-60 auf gutem Untergrund wird zugrunde gelegt: $E_R = 210\,000$ N/mm², $I_R = 3\,055$ cm⁴ und $W_{R,Fuß} = 377$cm³ für die walzneue UIC60, $A_{Schw} = 5\,700$ cm² für die B70, $a = 600$ mm und $C = 0{,}10$ N/mm³. Es ergibt sich als Grundwert für den Langschwellenoberbau die elastische Länge $L = 857$ mm. Die Berechnung wurde sowohl für leichte und schnelle Züge als auch für schwere und langsamere Züge durchgeführt, wobei die Kombination aus einer Achsfahrmasse

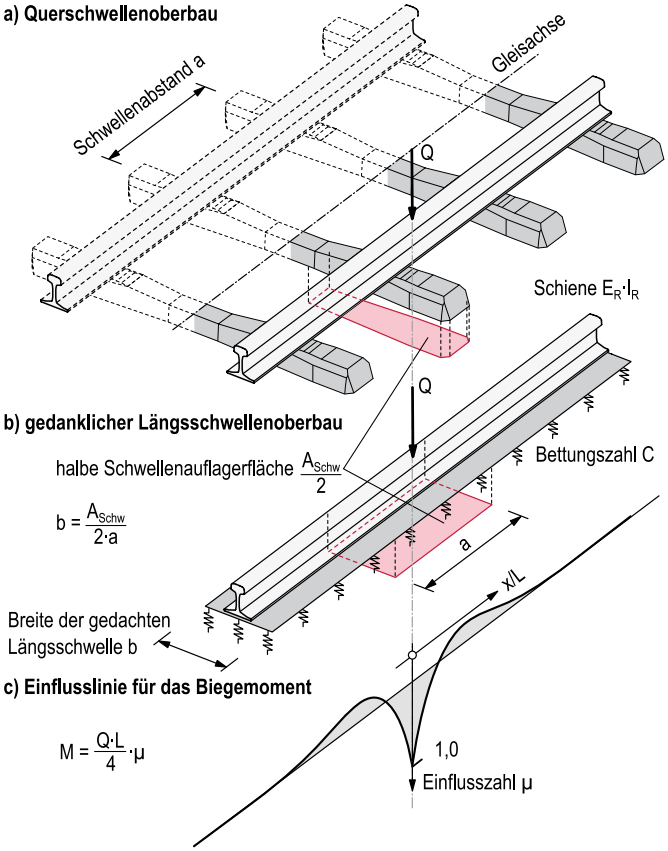


Bild 8 Modell nach Zimmermann: Transformation des Querschwellenoberbaus in einen äquivalenten Längsschwellenoberbau
Model according to Zimmermann: transformation of the transversely sleepered in a longitudinally sleepered track

von 21,0 t bei einer Geschwindigkeit von 200 km/h maßgebend ist. Zur Ermittlung der wirksamen Radkraft wird der Einfluss der Radkraftverlagerung (z. B. Bogenfahrt oder ungleichmäßig beladene Waggons) durch den Zusatz ΔQ und der Einfluss aus der Fahrdynamik durch den Beiwert $\bar{s}$ wie folgt berücksichtigt.

$$Q_{wirksam} = \left(Q + \Delta Q\right) \cdot \left(1 + 3 \cdot \bar{s}\right) \; mit \; \bar{s} = n \cdot \varphi \qquad (5)$$

Dabei wird über den Beiwert n der Einfluss des Oberbauzustands und über φ der Einfluss der Zuggeschwindigkeit berücksichtigt. Für die Begrenzung der zusätzlichen Schienenzugspannungen auf Hochgeschwindigkeitsstrecken im Rahmen des Vorhabens „R/S-Brücken“ wurde ΔQ zu $0{,}2 \cdot Q$ und ein guter Oberbauzustand ($n = 0{,}2$) gewählt. Der Beiwert $\bar{s}$ ergibt sich entsprechend Bild 9 zu $0{,}2 \cdot 2 = 0{,}4$.

Unter diesen Annahmen ergibt sich eine wirksame Radkraft von 277,2 kN und eine maximale Biegezugspannung am Schienenfuß von $\sigma_Q = 158$ N/mm². Im Laufe der 1980er-Jahre wurden durch Messungen weitere Erfahrungen gewonnen, die zu deutlichen Änderungen bei der Berechnung der wirksamen Radkraft geführt haben (Bild 9). Es muss aber ebenfalls festgestellt werden, dass die mit der Gl. (4) ermittelte Spannung die maximale Biegezugspannung darstellt, nicht jedoch die anzusetzende Spannungsschwingbreite, die die Effekte der Abhebewelle mit berücksichtigt (Bild 8) [16]. Auch vor diesem Hin-

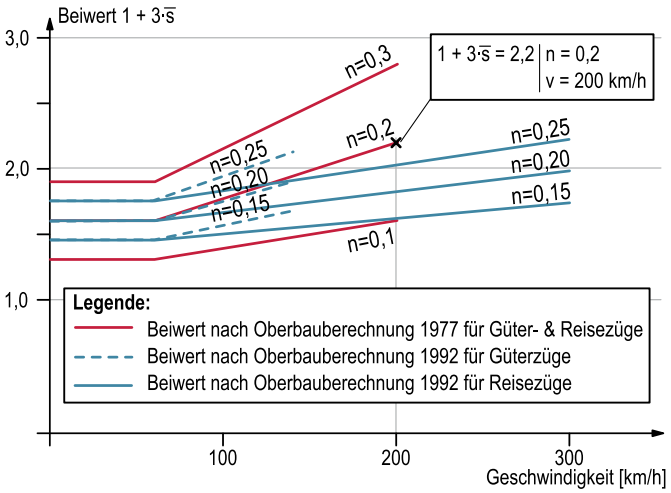


Bild 9 Vergleich der Beiwerte zur Berücksichtigung des Einflusses aus Fahrdynamik nach Oberbauberechnung Stand 1977 und 1992
Comparison of the coefficient for the consideration of the driving dynamic according the track calculation guidelines from 1977 and 1992

tergrund wurde in [16] das übliche Nachweisverfahren als Dauerfestigkeitsnachweis revidiert.

Spannungsreserve für den Anteil aus der Gleis-Tragwerks-Interaktion

Die zusätzliche Spannung aus der Gleis-Tragwerks-Interaktion σ_B kann wie folgt aufgegliedert werden (siehe auch Teil 1 des Beitrags): $\sigma_B = \sigma_{BT} + \sigma_{BD} + \sigma_{BV}$

σ_{BT} ist die zusätzliche Spannung aus Temperaturänderung der Brücke

σ_{BD} ist die zusätzliche Spannung aus der Durchbiegung/Endtangentenverdrehung der Brücke

σ_{BV} ist die zusätzliche Spannung aus der Längsverschiebung des Tragwerkes infolge Bremsen/Anfahren

Die vorhandene Spannungsreserve für σ_B resultiert aus der Konstruktion und Auswertung des Smith-Diagramms. Ursprünglich wurde in [17] unterschieden, ob es sich beim Lastfall Bremsen um unplanmäßige Halterucke (σ_{BV} als Unterspannung) oder um betrieblich bedingte Bremsungen auf dem Bauwerk (σ_{BV} als ermüdungsrelevanter Spannungswechsel) handelt. Da sich die meisten Bauwerke auf der freien Strecke befinden, wurde eine Bremshäufigkeit < 10^4 einheitlich angesetzt, sodass die drei Anteile σ_{BT}, σ_{BD} und σ_{BV} als Unterspannung im Smith-Diagramm angesetzt werden. Da sich auch bei häufigerem Bremsen die Spannungswechsel aus dem Bremsruck lediglich mit dem statischen Anteil aus der Biegezugspannung aus Radlast des zum Stehen kommenden Zugs überlagern können, bleibt die dynamische Radlast i. d. R. als ermüdungswirksame Spannungsänderung maßgebend. Nach Ansicht der Autoren ist daher die Aufnahme dieser häufigen Bremsbeanspruchungen durch die Betrachtung der zusätzlichen Spannungen σ_{BV} als Unterspannung im Dauerfestigkeitsschaubild abgesichert. Entsprechend Bild 4 ergibt sich anhand der zuvor erläuterten Parameter eine Spannungsreserve von 112 N/mm². Dieser für den Schotteroberbau geltende Wert wurde für die Feste Fahrbahn übernommen.

2.3.2 Übergang zur Oberbauberechnung 1992 und zum Grenzwert von 92 N/mm²

Zur Berechnung der Beanspruchung der Schienen auf Brücken muss die Nichtlinearität des Längsverschiebewiderstandsgesetzes berücksichtigt werden (siehe auch Teil 1 des Beitrags). Anfangs der 1980er-Jahre war man in der Lage, die Effekte aus reinen Längsverschiebungen anhand von eindimensionalen Modellen zu berechnen. Werkzeuge zur Berechnung der Effekte infolge der Tragwerksdurchbiegung waren jedoch selten. Um eine komplexe Betrachtung im Einzelfall zu vermeiden, wurde der Anteil σ_{BD} pauschal mit 20 N/mm² berücksichtigt und von der Spannungsreserve abgezogen [25], wobei dieser Wert laut [2] für die Einfeldträger mit L = 44 m gem. der „Rahmenplanung Talbrücken“ der DB AG gilt. Es ergibt sich daher eine verbleibende Spannungsreserve von 112 – 20 = 92 N/mm² für die Anteile σ_{BT} und σ_{BV}. Aktuelle Nachrechnungen der Autoren haben diese Vorgehensweise bestätigt.

Die Oberbauberechnung der DB wurde 1992 durch eine neue Ausgabe aktualisiert. Die zusätzliche Beanspruchung der Schiene im Bereich von Brücken findet in dieser Ausgabe Eingang. Gegenüber dem bisherigen Diagramm (Bild 4) wird die Gestaltfestigkeit von korrodierten Schienen UIC60/900 gem. [20] zugrunde gelegt, und die für den Dauerfestigkeitsnachweis anzusetzende Spannung aus der Temperaturänderung des lückenlosen Gleises wird zu 100 N/mm² (ΔT_R = 42 K) gesetzt (Bild 10). Die zulässige zusätzliche Schienenspannung ergibt sich hier jedoch nicht aus der Konstruktion des Diagramms. Die Reserve von 92 N/mm² wird pauschal übernommen, wobei der Anteil σ_{BV} durch die zulässige Biegezugfestigkeit der Schiene abgedeckt wird [2] (Bild 10).

In den aktuellen deutschen sowie europäischen Regelwerken für Brücken (Ril 804, Eurocode) sowie im international angewendeten Leitfaden der UIC [26] ist der Grenzwert für Zugspannung von 92 N/mm² verankert. Der Lastfall „vertikale Verkehrslasten“ und der dazugehörige Anteil σ_{BD} muss jedoch im Vergleich zu [2] explizit berechnet werden. Diese stufenweise Änderung der Grenzwerte und der zu berücksichtigenden Lastfälle führte dazu, dass die logische Herleitung des Grenzwerts nicht mehr möglich war und Letzterer heute immer noch als pauschale Grenze gesehen wird.

2.3.3 Diskussion

Der Grenzwert von 112 N/mm² bzw. 92 N/mm² kann für die Schiene S54/900 aus den Versuchen in [18] ge-

schlossen nachvollzogen werden. Im Vergleich zu den 1980er-Jahren haben sich die Materialeigenschaften der derzeit eingebauten Schienen verbessert, die modernen Herstellprozesse führen zu anderen Eigenspannungszuständen im Querschnitt, die Lasten und die auftretenden Spannungskollektive aus dem Betrieb können besser und genauer eingeschätzt werden. Weiterhin bestehen heute andere Nachweisverfahren, die eine Beurteilung der Ermüdungsschädigung der Schiene ermöglichen und der Sicherheitsphilosophie der aktuellen Regelwerke entsprechen. Die Arbeit von Freystein [16] stellt einen wichtigen Schritt hin zur Aktualisierung der Grenzwerte dar. Anhand dieser Ergebnisse kann gem. [16] die Spannungsreserve für die meisten Oberbauarten mit Schiene 60E2 auf Schotter und für die Feste Fahrbahn auf 112 N/mm^2 erhöht werden, vorausgesetzt der Anteil σ_{BD} wird explizit berechnet. Diese Anpassung ist auch für die nächste Aktualisierung des Eurocodes vorgeschlagen worden.

Eine weitere fallbezogene Erhöhung der Grenzwerte setzt u. a. die Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit der aktuellen Schienen sowie die Ermittlung des Einflusses der Verteilung und Höhe der Eigenspannungen auf Letztere voraus. Dazu werden zurzeit umfangreiche versuchstechnische Untersuchungen durchgeführt. Weiterhin werden die Schienenhersteller gem. der neuen Auflage des DBS 918 254-1 [27] aufgefordert, für ihre Produkte sowohl Gestaltfestigkeitsprüfungen als auch Eigenspannungsermittlungen durchzuführen. Diese Informationen ermöglichen perspektivisch die Herleitung allgemein gültiger Angaben zum Schienenwiderstand.

2.4 Verformungsnachweise

2.4.1 Brücken mit Schienenauszügen an beiden Überbauenden

Bei Unterbrechung des Schienenstrangs an beiden Überbauenden durch Schienenauszüge trägt die Schiene bei der Abtragung von Längskräften nicht bei. Die Schiene stellt kein begrenzendes Element beim Entwurf des Tragwerks dar. Um trotzdem eine Mindeststeifigkeit des Bauwerks in Längsrichtung zu gewährleisten, wird die Absolutverschiebung des Überbaus bei Anfahr- und Bremslastfällen auf 30 mm begrenzt. Dieser Wert, der sowohl für den Schotteroberbau als auch für die Feste Fahrbahn gilt, wurde empirisch ermittelt. Der Eurocode erlaubt bei Schotterbetttrennung über der Fuge bzw. bei Fester Fahrbahn größere Bewegungen als 30 mm. Die damit einhergehende kleinere Längssteifigkeit und die größeren zu berücksichtigenden Lagerwege werden jedoch von den Autoren als nicht zielführend erachtet.

2.4.2 Brücken mit Schotteroberbau

Die Verwerfungssicherheit wird beim Schotteroberbau durch die Begrenzung der Gleisdruckkraft gewährleistet. Die Berechnung setzt jedoch eine gute Gleislage voraus.

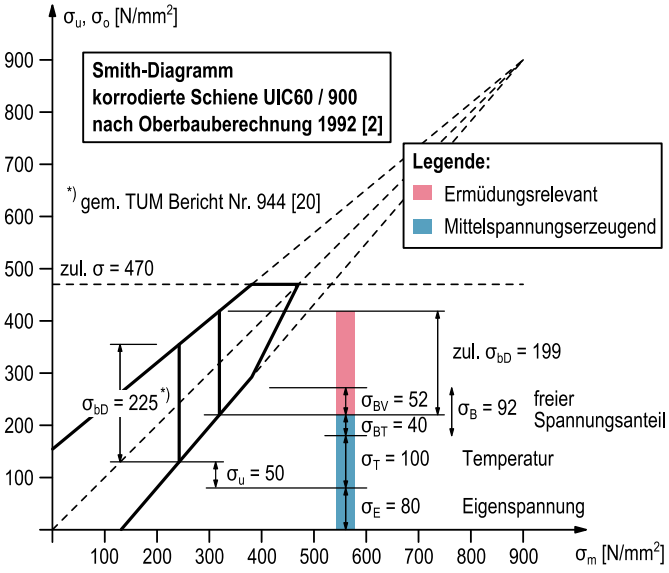


Bild 10 Smith-Diagramm aus der Oberbauberechnung 1992 [2]
Smith-diagram for the rail UIC60/900 according the track calculation guideline 1992

Bei durchgehendem Gleis über einer Bauwerksfuge führen Verschiebungen des Überbaus zu Relativverschiebungen zwischen der Schiene und dem Untergrund. Im Vergleich zu langsamen Bewegungen (z. B. aus Temperaturänderung des Tragwerks) führen schnelle Relativbewegungen zwischen Gleisrost und Schotter zu einer Störung des Schottergerüsts (sog. Dekonsolidierung), die sowohl den Quer- als auch den Längsverschiebewiderstand vermindern. Versuche zeigten, dass bereits bei Relativverschiebungen von mehr als 4 mm sichtbare Auflockerungen des Schotterbetts festzustellen waren [25]. Um dauerhaft einen ausreichenden Querverschiebewiderstand für die Gewährleistung der Gleisverwerfungssicherheit ansetzen zu können, müssen die Relativbewegungen zwischen im Schotter verlegten Schienen und Tragwerk bzw. Planum infolge Bremsen und Anfahren auf 4 mm begrenzt werden. Den gleichen Zweck verfolgen auch die Verformungsnachweise an den Überbauenden entsprechend [14] 804.3101 Abs. 2 und 804.3401 Abs. 8(9), wobei der Nachweis der relativen Längsverschiebung zwischen Schiene und Untergrund für Schotteroberbau i. d. R. maßgebend ist.

Gem. dem Eurocode EN 1992-2 [13] und dem UIC Merkblatt 774-3 [26] gibt es für durchgehend verschweißte Schienen ohne Schienenauszug oder mit Schienenauszug an einem Überbauende das zusätzliche Kriterium, dass die absoluten Verschiebungen des Tragwerks infolge Bremsen und Anfahren auf 5 mm begrenzt werden müssen. In Deutschland gilt nur der Nachweis der Relativverschiebungen [14].

2.4.3 Brücken mit Fester Fahrbahn

Bei Fester Fahrbahn unterscheiden sich langsame Längsbewegungen hinsichtlich der Auswirkungen auf die Kom-

ponenten des Gleises kaum von longitudinalen Bewegungen infolge Bremsen oder Anfahren. Aus diesem Grund entfällt gem. [6] der Nachweis der Relativbewegungen. Durch die Beschränkung der zusätzlichen Schienenspannungen wird eine ausreichend hohe Längssteifigkeit des Tragwerks implizit gefordert.

Wegen der im Vergleich zum Schotteroberbau steiferen Verbindung zwischen Schiene und Bauwerk führen bei Fester Fahrbahn die vertikalen und horizontal quer gerichteten Differenzbewegungen an den Überbaufugen zu zusätzlichen Beanspruchungen der Schienenstützpunkte und der Schienen. Die Biegesteifigkeit der Überbauten und die damit einhergehenden Endverdrehung im Bereich der Fuge, die Geometrie des Überbauendes (Überstand der letzten Stützpunkte, Abstand zwischen Schiene und Lager, Längsneigung) sowie die konstruktive Ausbildung des Fugenbereichs (Lagersteifigkeit) sollten so gewählt werden, dass möglichst die herkömmlichen Stützpunkte ausreichen. Bei größeren zu erwartenden Verformungen können Sonderstützpunkte (sog. Brückenstützpunkte) und ggf. Fahrbahnüberbrückungskonstruktionen (FÜK, z. B. Ausgleichsplatten) zur Gewährleistung der Verträglichkeit eingebaut werden. Der Nachweis der Stützpunktkräfte ist bei Fester Fahrbahn zu führen, im Moment sind lediglich in der DS804 [5], Anlage 29 Ansätze zur Berechnung der Stützpunktkräfte im Bereich von Brückenfugen enthalten. Die Ermittlung von zulässigen Werten für die Endtangentenverdrehung, den Höhen- und Lateralversatz ist derzeit Gegenstand der Forschung und der Regelwerksfortschreibung.

2.4.4 Begrenzung der Bruchlücke

Schienenbrüche können als Konsequenz von Ermüdungsschäden auftreten. Bei tiefen Temperaturen führt dann die Zugkraft in der Schiene zu einem Öffnen der Bruchlücke, deren Größe maßgeblich vom Längsverschiebewiderstand des Gleises abhängig ist: je geringer dieser Widerstand, desto größer die sog. Atmungslänge der Schiene und desto größer die Lücke (Bild 11). In Deutschland sind gem. [28] Bruchlücken bis 90 mm zulässig.

Auf der freien Strecke ist die Größe der Bruchlücke sowohl bei Schotteroberbau als auch bei Fester Fahrbahn durch den Einsatz von geeigneten Schienenbefestigungen und Schwellen und durch Einhaltung konstruktiver Anforderungen auf ein zulässiges Maß (< 60 mm) begrenzt. Auf Brücken nimmt jedoch die Größe der Lücke wegen der zusätzlichen Bewegung der Brücke im Vergleich zur freien Strecke zu (Bild 11). Wenn der gewählte Oberbau im Bereich der Brücke den Anforderungen der Regelwerke (schwerer Oberbau bei Schotterfahrbahnen und Mindest-Durchschubwiderstand bei Fester Fahrbahn) entspricht und die sonstigen Nachweise der Schienenspannungen und Verschiebungen eingehalten sind, ist auch im Bereich der Brücke die Bruchlücke eingehalten. Sobald davon abgewichen wird, z. B. durch Einsatz von Stütz-

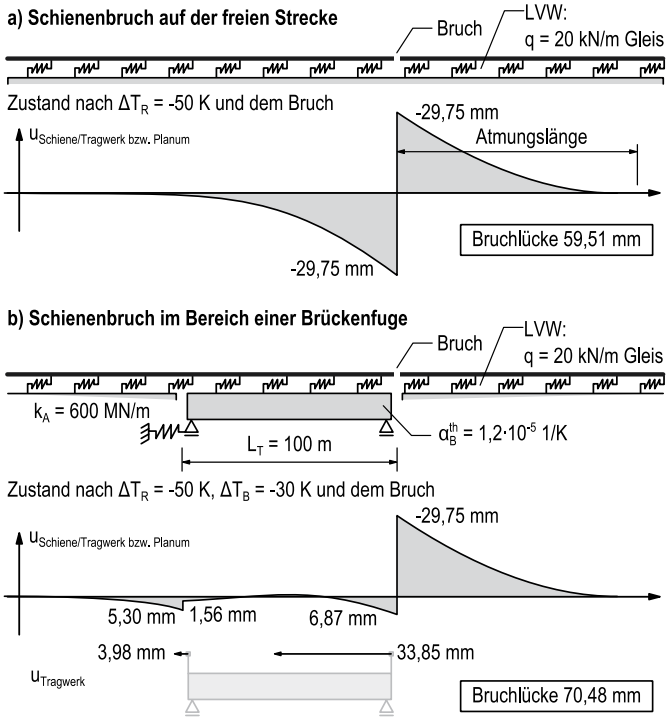


Bild 11 Vergleich der Bruchlückenöffnung auf der freien Strecke und über einer Brückenfuge (Beispielberechnung)
Comparison of the gap width for the track at grade and on a bridge joint (example)

punkten mit geringerem Durchschubwiderstand bei Fester Fahrbahn, muss die Bruchlücke explizit berechnet und nachgewiesen werden. Es wird dafür empfohlen, das Bauwerk und die Schiene entsprechend den Vorgaben aus Teil 1 zu modellieren, wobei für ein Gleis die beiden Schienen separat abgebildet werden müssen. Zur Berechnung der maximalen Bruchlücke werden zunächst die Schienen um 50 K und das Bauwerk um 30 K abgekühlt. Die Einwirkungen aus dem Verkehr werden nicht berücksichtigt. Im Modell kann dann der Bruch an einer Schiene über einer Bauwerksfuge simuliert und über eine anschließende nichtlineare Berechnung die Größe der Bruchlücke ermittelt werden.

3 Zusammenfassung, Ausblick

Die Gleis-Tragwerks-Interaktion ist ein besonderes Themenfeld im Eisenbahnbrückenbau, dessen Bearbeitung sowohl Wissen der Fachgebiete Oberbau als auch Ingenieurbau voraussetzt. Mit den zwei Teilen dieses Beitrags kann sich der planende Ingenieur einen Überblick über die geschichtliche Entwicklung, die Modellannahmen, das Nachweiskonzept sowie über die Hintergründe der in der Norm befindlichen Grenzwerte verschaffen. Aus dieser detaillierten Zusammenstellung wird auch ersichtlich, dass die Art, die Effekte der Interaktion nachweistechnisch zu behandeln sowie die zugrunde gelegten Widerstandswerte für die Oberbaukomponenten veraltet sind. Das Nachweiskonzept wie es heute im Regelwerk steht, führt zwar zu einer sicheren Bemessung der Schiene im Brückenbereich, eine Optimierung des Nachweises könn-

te jedoch in vielen Fällen vorhandene Reserven ausnutzen. Bei großen Bauwerken im Zuge von Neubaustrecken für den Hochgeschwindigkeitsverkehr könnten somit von Beginn an längere Tragwerke ohne nachteilige Schienenauszüge entworfen werden. Bei Bestandsbrücken mit Schienenauszügen könnte im Zuge von Instandhaltungsarbeiten die Kontinuität der Schienen wiederhergestellt werden. Dafür ist der Wissensstand durch Forschung zu aktualisieren.

In erster Linie müssen die derzeitigen Modelle, die zur Bestimmung der auftretenden Schienenspannungen eingesetzt werden, überprüft bzw. angepasst werden. Für Brücken mit Fester Fahrbahn werden derzeit an der Leibniz Universität Hannover die tatsächlichen Einwirkungsgrößen und die Langzeit- sowie Kurzzeitentwicklung der Schienenspannungen messtechnisch überwacht, sodass über eine Verallgemeinerung die tatsächliche Beanspruchung der Schiene im Bauwerksbereich besser prognostiziert werden kann. In einem weiteren Schritt ist der Ermüdungswiderstand von heutigen Schienen zu bestimmen. Die Prüfmethodik muss dabei unter Berücksichtigung der Charakteristiken der Schienenbeanspruchung auf Brücken ausgelegt werden. Im Anschluss kann mit diesen verbesserten Kenntnissen der Nachweis für die heutigen und zukünftigen Randbedingungen angepasst und auf die heutige Sicherheitsphilosophie zugeschnitten werden. Weiterhin können auch konstruktive Lösungswege dazu beitragen, die Verträglichkeit zwischen Gleis und Tragwerk zu verbessern.

Dank

Dieser Artikel entstand im Rahmen eines Forschungsvorhabens, das von der DB Netz AG, Großprojekt VDE 8 finanziert wird. Dem Fördergeber wird für die Unterstützung gedankt.

Literatur

[1] Ruge, P.; Birk, C.; Muncke, M.; Schmälzlin, G.: *Schienenlängskräfte auf Brücken bei nichtlinearer Überlagerung der Lastfälle Temperatur, Tragwerksbiegung, Bremsen*. Bautechnik 82 (2005), H. 11, S. 818–825.

[2] Bundesbahn-Zentralamt München: *Oberbauberechnung*. Ausgabe 1992.

[3] Eisenmann, J.: *Die Schiene als Träger und Fahrbahn – theoretische Grundlagen und praktische Beispiele*. Fastenrath, F. (Hg.), Die Eisenbahnschiene, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 1977.

[4] Oberweiler, G.: *Ein Beitrag zur theoretischen Untersuchung und experimentellen Prüfung von Eisenbahnschienen*. Dissertation, Technische Hochschule München, Institut für Bau von Landverkehrswege, 1973.

[5] DB Netz AG: *DS 804 – Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke.* Stand 25.09.2000.

[6] DB Netz AG: *Anforderungskatalog zum Bau der Festen Fahrbahn.* 4. überarbeitete Auflage, Kapitel 6: Feste Fahrbahn auf Brücken, Stand 2002.

[7] Eisenmann, J.: *Vertikale Verwerfung eines Gleisrostes*. Der Eisenbahningenieur 46 (1995), H. 5, S. 294–196.

[8] Meier, H.: *Ein vereinfachtes Verfahren zur theoretischen Untersuchung der Gleisverwerfung*. Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 20 (1937), S. 369–381.

[9] Eisenmann, J.: *Gleisstabilität von HGV Strecken unter Berücksichtigung der linearen Wirbelstrombremse*. Der Eisenbahningenieur 53 (2002), H. 5, S. 12–18.

[10] Kaess, G.; Mattner, L.: *Gleisverwerfungsversuche zur Verifizierung einer erweiterten Lagestabilitätstheorie*. ETR – Eisenbahntechnische Rundschau 38 (1989), H. 3, S. 151–155.

[11] Wenner, M.; Lippert, P.; Plica, S.; Marx, S.: *Längskraftabtragung auf Eisenbahnbrücken – Teil 1 Geschichtliche Entwicklung und Modellbildung*. Bautechnik 93 (2016), Heft 7, H. 2, S. 59–67.

[12] Kaess, G.; Haase: Vorhaben „R/S-Brücken – Thema Nr. 61, *Zulässige Schienenspannungen der Schiene UIC60 auf Brücken.* Dokument DB 061 057, 05.03.1979, unveröffentlicht.

[13] DIN EN 1991-2:2010-12: *Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*. DIN, Beuth Verlag.

[14] DB Netz AG: *Richtlinie 804 – Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke planen, bauen und instand halten.* Stand 01.01.2013.

[15] Chatkeo, Y.: *Die Stabilität des Eisenbahngleises im Bogen mit engen Halbmessern bei hohen Axialdruckkräften*. Dissertation, Technische Universität München, Lehrstuhl und Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen, 1985.

[16] Freystein, H.: *Untersuchungen zu den zulässigen zusätzlichen Schienenspannungen aus Interaktion Gleis/Brücke*. Dissertation, Heftreihe des Instituts für Bauingenieurwesen der Technischen Universität Berlin, 2012.

[17] Sonntag, P.: Vorhaben „R/S-Brücken – Thema Nr. 61, *Längskräfte auf Brücken, zulässige Schienenspannungen.* Dokument DB 061 078, 23.12.1980, unveröffentlicht.

[18] Eisenmann, J.; Leykauf, G.: *Forschungsbericht Dauerschwingversuche an korrodierten Schienen S54/900.* Bericht Nr. 849 vom 22.9.1978, Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen, Technische Universität München.

[19] Eisenmann, J.; Oberweiler, G.; Schweitzer, R.; Heller, W.: *Untersuchung zur Gestaltfestigkeit der schienen und Folgerungen für die Praxis*. ETR – Eisenbahntechnische Rundschau (1974), H. 3, S.122–126.

[20] Eisenmann, J.; Leykauf, G.: *Forschungsbericht Dauerschwingversuche an korrodierten Schienen UIC60/900.* Bericht Nr. 944 vom 9.12.1980, Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen, Technische Universität München.

[21] Eisenmann, J.: *Beanspruchung der Schiene als Träger*. ETR – Eisenbahntechnische Rundschau (1969), H. 8, S. 306–312.

[22] Meier, H.: *Eigenspannungen in Eisenbahnschienen*. Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 91 (1936), H. 15, S. 320–329.

[23] European Rail Research Institute: ERRI D 202/RP 12: *Verbesserung der Kenntnis der Kräfte im lückenlose Gleis (einschließlich Weichen)*: Schlußbericht. Utrecht, April 1999.

[24] Wenner, M.: *Eigenspannungsmessungen mittels Schnittmethode an Schienen 60E2/R260.* Leibniz Universität Hannover, Institut für Massivbau, März 2016, unveröffentlicht.

[25] Gerlich, K.; Pahnke, U.: *Abtragung der Längskräfte im Eisenbahnbrückenbau.* AET – Archiv für Eisenbahntechnik 37 (1982), S. 19–30.
[26] UIC – Union Internationale des Chemins der fer: *Interaktion Gleis/Brücke, Empfehlungen für die Berechnung.* UIC-Kodex 774-3, 2. Ausgabe, August 2001.
[27] DB Netz AG: *Bahnstandard Technische Lieferbedingungen Schienen Teil 1 DBS 918 254-1.* Januar 2014.
[28] DB Netz AG: *Richtlinie 820 – Grundlagen des Oberbaus.* Stand 2008.

Autoren
Dipl.-Ing. Marc Wenner
Leibniz Universität Hannover
Institut für Massivbau
Appelstraße 9A
30167 Hannover
wenner@ifma.uni-hannover.de

Dr.-Ing. Peter Lippert
DB Netz AG
Technik- und Anlagenmanagement Fahrweg
Richelstraße 3
80634 München
peter.lippert@deutschebahn.com

Dr.-Ing. Sebastian Plica
Dr. Plica Ingenieure
Gunzenlehstr. 24
80689 München
sebastian.plica@dr-plica-ingenieure.de

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx
Leibniz Universität Hannover
Institut für Massivbau
Appelstraße 9A
30167 Hannover
marx@ifma.uni-hannover.de

2.3 Publikation Nr. 3: Structural Health Monitoring (SHM) an der Scherkondetalbrücke: eine semi-integrale Eisenbahn-Betonbrücke

Erstautor:	Marx, S.
Koautor:	Wenner, M.
Zeitschrift:	Beton- und Stahlbetonbau, Ernst & Sohn Verlag
Ausgabe:	Volume 110 (2015), Issue S2 Supplement: Erhaltung und Instandsetzung von Betonbauwerken – Beispiele aus Europa und der Welt, Seiten 2 – 8
Veröffentlicht als	Bericht / Fachthema
DOI:	10.1002/best.201500501

Der Erstautor hat die vorgestellte Messung an der Scherkondetalbrücke konzipiert und hat die Auswertungen fachlich begleitet.
Der Koautor hat den Aufsatz abgefasst. Der Koautor hat die vorgestellten Datenauswertungen, numerische Vergleichsberechnungen sowie Bewertungen durchgeführt.

DOI: 10.1002/best.201500501

Steffen Marx, Marc Wenner

Structural Health Monitoring (SHM) an der Scherkondetalbrücke: eine semi-integrale Eisenbahn-Betonbrücke

Semi-integrale Brücken sind durch die monolithische Verbindung zwischen dem Überbau und den Pfeilern gekennzeichnet. Dadurch beteiligt sich jedes Element des Tragwerks am Abtrag der Verkehrslasten. Gleichzeitig treten durch Temperaturänderungen, Kriechen, Schwinden oder Setzungen große Zwangskräfte auf. Diese Kräfte müssen beim Entwurf der Brücke besonders berücksichtigt werden und sollten durch eine vorteilhafte Verteilung der Steifigkeiten, insbesondere in den Unterbauten, reduziert werden. Der Bau von semi-integralen Brücken im Rahmen von langen Viadukten ist auch im internationalen Maßstab ein Novum. Um die Risiken im Zusammenhang mit diesem Bauwerkstyp, der noch nicht endgültig normativ geregelt ist, zu reduzieren und um Erfahrungen über die Berechnungsannahmen zu gewinnen, wurde vom Eisenbahnbundesamt eine umfassende Überwachung der Brücken gefordert. In der vorliegenden Untersuchung werden einige Ergebnisse der Langzeitmessungen an der Scherkondetalbrücke vorgestellt.

Structural Health Monitoring of the Scherkondetalbrücke: a semi integral concrete railway bridge

Semi integral bridges are characterized by the monolithic connection between the superstructure and the piers. Thereby every element of the structure participates to the transfer of forces due to traffic loads. Simultaneously, high constraining forces due to thermal variation, creep, shrinkage or settlements appears. These forces have to be accurately taken into account when designing the bridge and should be reduced through an advantageous distribution of the stiffness, especially in the substructure. The construction of semi integral bridges in the case of long viaducts is an innovation, also on international scale. In order to limit the risks associated with this non-definitively regulated type of structure and in order to collect experience about the calculation assumptions, the authorities required an extensive monitoring of the bridges. In this paper, a few results of the long-term measurements on the Scherkondetalbrücke will be presented.

1 Einleitung

Auf der Hochgeschwindigkeitsstrecke der Deutschen Bahn AG zwischen Erfurt und Leipzig sind lange Eisenbahnviadukte erstmals in Deutschland als semi-integrale Bauwerke entworfen und ausgeführt worden. Dieser Brückentyp ist bei dynamischer Anregung sehr stabil und aufgrund der Redundanz des Bauwerks sehr robust gegen Überbelastungen. Im Vergleich zu konventionellen Eisenbahnbrücken können semi-integrale Brücken viel schlanker ausgeführt werden und bieten den Planern beim ästhetischen Entwurf eine beachtliche Freiheit.

Durch die Einsparung von Lagern und Fugen erfordern semi-integrale Brücken geringere Kosten im Unterhalt und bieten eine längere Lebensdauer. Die Zuverlässigkeit solcher Brücken und ihre Lebensdauer zeigt sich beispielsweise an der Gmündertobelbrücke (Bild 1) und an mehreren anderen Brücken aus der Anfangszeit des Stahlbeton- und Spannbetonbaus.

Fehlende Anpassungsmöglichkeiten bei eintretenden Setzungen und die hohen Zwangskräfte durch Temperaturänderungen, Kriechen und Schwinden sind jedoch ein Nachteil von semi-integralen Brücken. Diese Besonderheiten müssen in einer sehr frühen Phase des Entwurfprozesses äußerst sorgfältig berücksichtigt werden, um ein robustes und langlebiges Bauwerk zu erhalten.

Erfahrungen in Bemessung und Konstruktion von langen semi-integralen Brücken fehlen und Leitlinien werden gerade erst erstellt. Außerdem sind die verwendeten Berechnungsannahmen derzeitig für semi-integrale Brücken wegen der Vielzahl an Parametern, wie Bodensteifigkeit oder Materialeigenschaften, äußerst komplex. Um die getroffenen Berechnungsannahmen zu bestätigen und Erfahrungswerte zum Verhalten von semi-integralen Brücken zu gewinnen, hat das Eisenbahnbundesamt ein Monitoring mehrerer Brücken auf der Hochgeschwindigkeitseisenbahnstrecke Erfurt–Leipzig gefordert. Das Monitoring umfasst sowohl das langfristige Verhalten als auch das Verhalten unter Hochgeschwindigkeitsverkehr. In der vorliegenden Studie werden die Ergebnisse des langfristigen Monitorings der Scherkondetalbrücke über einen Zeitraum von fünf Jahren vorgestellt.

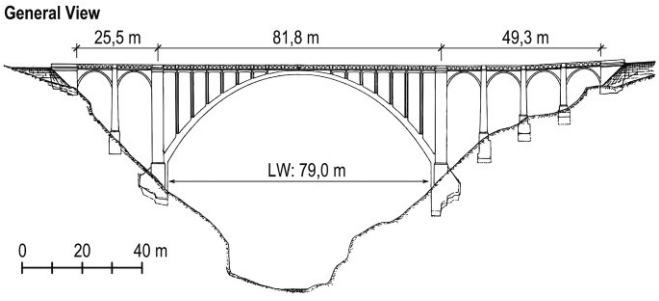


Bild 1 Gmündertobelbrücke, errichtet 1908. (aus [1])
Gmündertobelbrücke, build 1908

 © Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin.

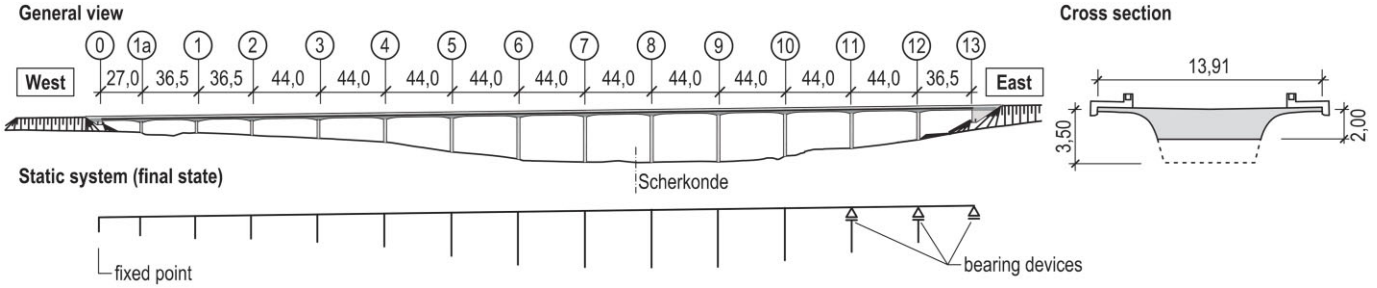


Bild 2 Gesamtansicht der Scherkondetalbrücke und statisches System
General view of the Scherkondetalbrücke and static system

2 Die Scherkondetalbrücke

2.1 Das Bauwerk

Die Hochgeschwindigkeitsstrecke der Deutschen Bahn AG zwischen Erfurt und Leipzig überquert das Tal der Scherkonde in der Nähe von Krautheim, etwa 15 km nördlich von Weimar. Zur Überbrückung des 35 m tiefen Tals musste ein 576,5 m langer Viadukt gebaut werden.

In den letzten Jahrzehnten sind die meisten Hochgeschwindigkeitseisenbahnbrücken in Deutschland gemäß der Rahmenplanung Talbrücke als einfach gelagerte Kastenträgerbrücken mit Spannweiten von 44 m gebaut worden. Im Fall der Scherkondetalbrücke wurde ein alternativer Entwurf gewählt und die in Bild 2 dargestellte semi-integrale Brücke wurde realisiert. Das gewählte Tragwerk mit seinen äußerst schlanken Pfeilern und dem gevouteten Überbau ermöglicht eine sehr viel bessere Integration des Viadukts in die Landschaft (Bild 3). Darüber hinaus konnten die Kosten für den Unterhalt stark reduziert werden, indem die Anzahl der Lager auf ein Mindestmaß begrenzt wurde. Das Widerlager in Achse 0 und die Pfeiler in Achse 1a bis 10 sind monolithisch an den Überbau angeschlossen. In den Achsen 11, 12 und 13 mussten wegen der hohen Zwangskräfte, die mit zunehmendem Abstand zum Festpunkt größer werden, Lager eingebaut werden.

2.2 Die Bautechnologie

Durch die monolithische Verbindung von Pfeiler und Überbau zu einem integralen System werden an den Pfeilerköpfen zwischen Achse 0 und Achse 10 enorme Zwangskräfte in Verbindung mit Längsverschiebungen eingeleitet. Diese Verschiebungen werden zur Hälfte durch Verformungen aufgrund von Vorspannung, Kriechen und Schwinden und zur Hälfte durch Verformungen aufgrund von Temperaturänderungen erzeugt. Vorspannung, Kriechen und Schwinden führen ausschließlich zu einer Verkürzung des Trägers, die sich zum Großteil in den ersten Monaten nach dem Betonieren einstellt. Im Fall der Scherkondetalbrücke konnten die Auswirkungen dieser unidirektionalen Verschiebungen durch einen klugen Bauablauf reduziert und die Abmessungen der Pfeiler optimiert werden.

Bild 3 Aufnahme der Scherkondetalbrücke (Foto: Ludolf Krontal)
Photograph of the Scherkondetalbrücke

Indem der Festpunkt des Tragwerks während des Baus provisorisch in Achse 13 gelegt wurde und indem der Träger abschnittsweise von Ost nach West ausgeführt wurde (Bild 2), wurde die Verkürzung des Trägers durch die Baufolge in eine negative Verformung der Pfeiler umgewandelt. Nach dem Betonieren des letzten Feldes wurde der Festpunkt in Achse 0 verlagert, wodurch sich die Verformungen in die andere Richtung umgekehrt haben. Dadurch konnten die Zwangskräfte, der Vorspannung, Kriechen und Schwinden geschuldet sind, fast vollkommen beseitigt werden.

3 Monitoring-Konzept

3.1 Veranlassung und Hintergrund der Messung

Mit dem Bau mehrerer semi-integraler Brücken zwischen Erfurt und Leipzig ist im Netz der DB AG ein völlig neues Entwurfskonzept für Eisenbahnbrücken realisiert worden. Während der Ausführungsplanung sind viele Untersuchungen durchgeführt worden, wobei eine Vielzahl unterschiedlicher Parameter und ihre Auswirkungen auf die Beanspruchung des Tragwerks berücksichtigt wurden. Zusätzlich wurde ein Monitoring angefordert, hauptsächlich um das tatsächliche Verhalten des Tragwerks zu bestimmen und um die Ergebnisse mit den rechnerischen Prognosen zu vergleichen. Bei der Erarbeitung des Monitoringkonzepts wurden zwei Hauptziele verfolgt:

(1) Messung der Längsverformungen des Überbaus
(2) Messung der Querschnittskrümmung im Pfeilerkopf

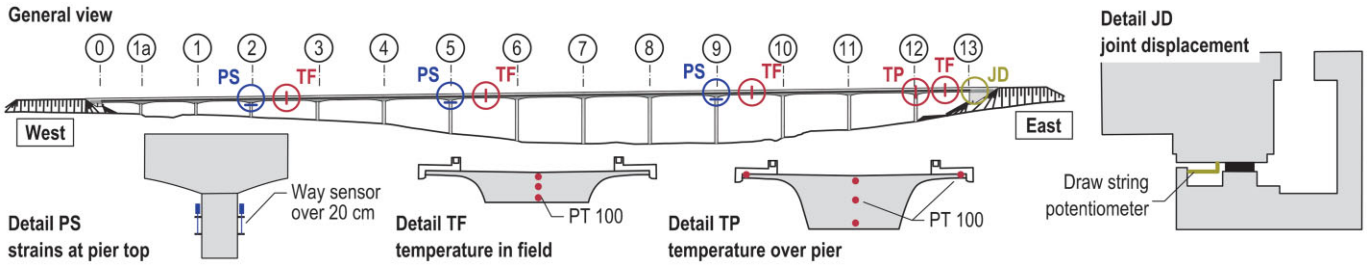


Bild 4 Konzept für das Monitoring an der Scherkondetalbrücke
Concept for the monitoring at the Scherkondetalbrücke

3.2 Konzeption und Ausführung der Langzeitmessungen

Das langfristige Verhalten sowohl des Überbaus als auch der Pfeiler wird hauptsächlich von den Temperaturänderungen und den zeitverzögerten Betondehnungen des Überbaus beeinflusst. Um den Einfluss der Temperatur auf die Tragwerksverformung ermitteln zu können, wurde die Temperatur an fünf Abschnitten entlang des Überbaus gemessen (Bild 4). Die Temperatursensoren PT100 sind bereits vor dem Betonieren in den Schalungen installiert worden, damit die Temperaturentwicklung bereits vor dem Betonieren aufgezeichnet werden konnte. Die Sensoren sind über Höhe und Breite des Querschnitts verteilt (Bild 4), so dass das Temperaturprofil im massiven Querschnitt angenähert und die durchschnittliche Temperatur berechnet werden kann.

In Achse 13 wird die Verschiebung der Fuge zwischen Überbau und Widerlager mit einem Seilzugpotentiometer gemessen (Bild 4). Geodätischen Messungen zufolge sind die Verschiebungen in der Festpunktachse 0 vernachlässigbar; die gemessenen Fugenverschiebungen entsprechen also exakt der Längenänderung des Überbaus.

Um die Beanspruchung im Pfeilerkopf zu erfassen, sind sowohl auf den westlichen als auch auf den östlichen Seiten der Pfeiler Sensoren installiert worden. Die Messungen werden in Achse 2, 5 und 9 durchgeführt, um Daten für unterschiedliche Pfeilerlängen, Querschnittsbreiten und Abstände zum Festpunkt zu sammeln. Die Verformungen werden auf der Oberfläche des Pfeilers, etwa 2 m unter der Unterkante des Überbaus mit einem Wegsensor gemessen, der die relative Verschiebung zwischen zwei Punkten in einem Abstand von 20 cm zueinander aufzeichnet (vgl. Bilder 4 und 5). Um unerwünschte Temperatureinflüsse auszugleichen, wird der Abstand zwischen den Winkeln mit einem Invarstab überbrückt.

Die Sensoren wurden begleitend zum Bau der Brücke installiert. Mit ersten Messungen konnte bereits vor der monolithischen Verbindung von Pfeilern und Überbau begonnen werden.

Alle Messungen werden einmal in der Stunde durchgeführt. Um ein zuverlässiges Monitoring des Tragwerksverhaltens zu gewährleisten, werden hohe Anforderungen an die langfristige Stabilität und auf den Ausgleich der Temperaturauswirkungen auf die Messgeräte gelegt.

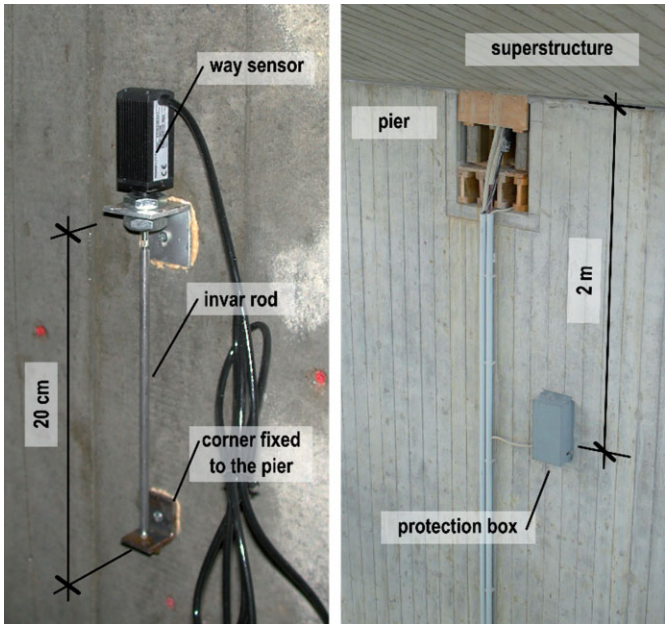


Bild 5 Sensorsystem für die Messung der Betonverformungen am Pfeilerkopf (Foto: IBW)
Sensor system for the measurement of concrete strains at the pier head

Das *Ingenieurbüro für Bauwerkserhaltung Weimar GmbH* installierte das Messsystem und führt seit 2009 die Datenerfassung durch.

4 Ergebnisse der Messungen

4.1 Effektive Temperatur

Die Temperaturänderungen und ihre Verteilung im Querschnitt des Überbaus werden durch tägliche und jährliche Schwankungen der Lufttemperatur sowie durch die Sonneneinstrahlung beeinflusst. Für die Bemessung der Brücke wird die lineare Komponente ΔT als Differenz zwischen einer Durchschnittstemperatur des Überbaus T_e und der neutralen Temperatur T_0 berechnet. Über Höhe und Breite des Querschnitts kann ein erhebliches Temperaturgefälle beobachtet werden. Für die Analyse der temperaturbedingten Dehnungen muss die „effektive“ Überbautemperatur auf der Grundlage der gemessenen Werte bestimmt werden. Im vorliegenden Fall wurde die effektive Temperatur als gewichteter Durchschnitt der Messpunkte berechnet:

$$T_e = \sum_i c_i \cdot T_i \qquad (1)$$

Auf der Grundlage einer multiplen linearen Regression sind die Koeffizienten so bestimmt worden, dass der Verlauf der effektiven Temperatur mit dem Verlauf der Überbauverformungen übereinstimmt, die in Achse 13 gemessen wurden. Um den Störeffekt der Verformungen aufgrund von Kriechen und Schwinden auf ein Mindestmaß zu reduzieren, wurde ein kleiner Zeitraum von zwei Monaten im letzten Herbst als Ausgangsbasis zur Bestimmung dieser Koeffizienten herangezogen. Das höchste Bestimmtheitsmaß im Feld zwischen Achse 9 und 10 wurde durch die folgenden Koeffizienten erreicht:

$$T_e = 0.29 \cdot T_{upper} + 0.35 \cdot T_{center} + 0.36 \cdot T_{bottom} \qquad (2)$$

Die Analyse in den anderen Feldern zeigt, dass die ermittelte Formel über die gesamte Brückenlänge angewendet werden kann.

4.2 Wärmeausdehnungskoeffizient

Da die Annahme, dass die Widerlager in Achse 0 und 13 als fest angesehen werden können, messtechnisch bestätigt worden ist, und die Haltekraft an den Pfeilern vernachlässigt werden kann, können die Verformungen im Überbau aus den gemessenen Fugenverschiebungen ΔL in Achse 13 bestimmt werden. Ab dem Beginn der Messungen bis August 2014 war das Bauwerk lediglich klimatischen Einwirkungen ausgesetzt. Die im Überbau auftretenden Verformungen können auf Temperaturänderungen und zeitverzögerte Betonverformungen zurückgeführt werden und können durch die folgende Formel angegeben werden:

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L_T} = (\alpha_{Tr} + \alpha_{Ta}) \cdot \Delta T + \varepsilon_{cc} + \varepsilon_{cs} \qquad (3)$$

wobei gilt: L_T = 576,5 m; α_{Tr} = „wirklicher“ Wärmeausdehnungskoeffizient; α_{Ta} = „scheinbarer“ Wärmeausdehnungskoeffizient; ε_{cc} = Kriechverformung und ε_{cs} = Schwindverformung.

Durch die Eigenschaft des Verbundwerkstoffs Beton muss bei dem Wärmekoeffizienten zwischen einem wirklichen und einem scheinbaren Anteil unterschieden werden [2]. Der wirkliche Anteil hängt von der Art, der Zusammensetzung und dem Anteil der Zuschlagstoffe ab, dagegen wird der scheinbare Anteil von der Temperatur, dem Alter und der Feuchtigkeit des Betons bestimmt.

Durch Umwandlung von Gleichung (3) kann der Wärmeausdehnungskoeffizient bestimmt werden:

$$\alpha_T = \alpha_{Tr} + \alpha_{Ta} = \frac{\Delta L}{L_T \cdot \Delta T} - \frac{\varepsilon_{cc} + \varepsilon_{cs}}{\Delta T} \qquad (4)$$

Wie in Bild 6 gezeigt, ist die gemessene Fugenverschiebung direkt proportional zu den im Überbau gemessenen Temperaturänderungen. Je kürzer der berücksichtigte Zeitraum bzw. je älter der Beton ist, desto deutlicher ist die Linearität zwischen Verschiebung und Temperatur. Bei Anwendung einer linearen Regression zwischen ΔL und ΔT für den Zeitraum von einem Jahr, 5 Jahre nach dem Betonieren, können die Dehnungen durch Kriechen und Schwinden im Vergleich zu den temperaturbedingten Dehnungen vernachlässigt werden (Bild 6). Der tatsächliche Wärmeausdehnungskoeffizient des Bauwerks kann mit Gleichung 5 bestimmt werden:

$$\alpha_T = \alpha_{Tr} + \alpha_{Ta} = \frac{5{,}00}{576.5 \cdot 10^3} = 8.7 \cdot 10^{-6}\ 1/\mathrm{K} \qquad (5)$$

Mit zunehmendem Alter des Betons verlaufen die Linien in Bild 6 zunehmend parallel und der Unterschied von einem Jahr zum nächsten wird kleiner, so dass der ermittelte Wärmeausdehnungskoeffizient eine sehr gute Annäherung an das wirkliche Temperaturverhalten des Überbaus ermöglicht.

Der gemessene Koeffizient ist etwa 13 % kleiner als der in den Bemessungsvorschriften für Betonbrücken vorgegebene Koeffizient. Ähnliche Untersuchungen, die bei anderen Viadukten durchgeführt wurden, zeigten auf, dass die

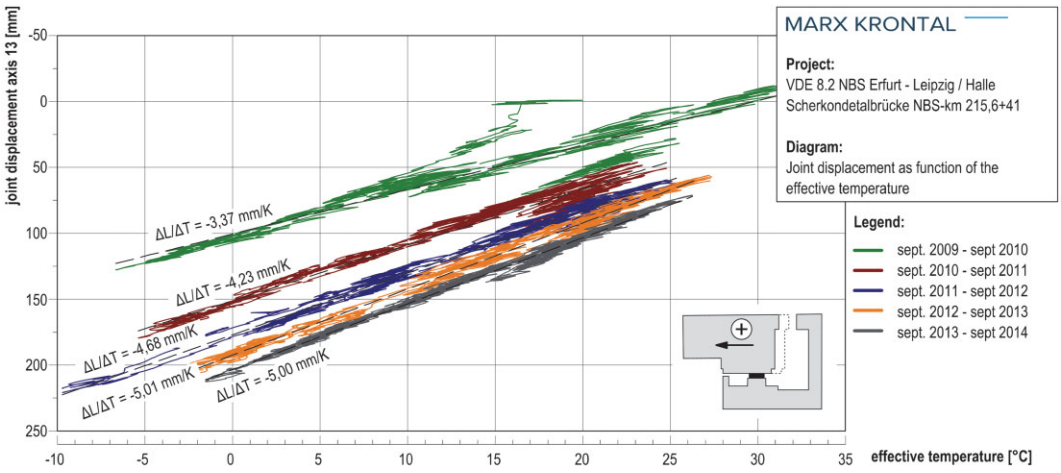


Bild 6 Fugenverschiebung als Funktion der effektiven Temperatur
Joint displacement as function of the effective temperature

gemessenen Wärmekoeffizienten zwischen $8.0 \cdot 10^{-6}$ und $13.0 \cdot 10^{-6}$ $1/K$ schwanken. Diese Streubreite stimmt sehr gut mit den Untersuchungen von DETTLING [3] über gewöhnliche Zuschlagstoffe und herkömmliche Betonrezepturen überein.

4.3 Längsverformungen durch Temperaturschwankungen, Kriechen und Schwinden

Wie im letzten Abschnitt gezeigt, werden die Längsverschiebungen hauptsächlich durch Temperaturänderungen sowie Kriechen und Schwinden in den ersten Jahren nach Fertigstellen der Brücke verursacht. Um zwischen den Einflüssen von Temperaturdehnungen und zeitverzögerten Dehnungen zu unterscheiden, sind die Temperaturdehnungen aus den gemessenen Temperaturänderungen und aus dem ermittelten Wärmeausdehnungskoeffizient berechnet worden (Bild 7).

Die Dehnungen infolge Kriechen und Schwinden können bestimmt werden, indem von den gemessenen Fugenverschiebungen der Anteil abgezogen wird, der Temperaturänderungen geschuldet ist.

Die beobachtete qualitative Tendenz entspricht dem erwarteten Trend. Die irreversiblen Verschiebungen belaufen sich auf 55 mm im ersten, 23 mm im zweiten, 17 mm im dritten und 7 mm im vierten Jahr. Wird das in den ersten fünf Jahren beobachtete Verhalten logarithmisch angenähert, dann kann für die irreversible und unidirektionale Verschiebung durch Kriechen und Schwinden nach 100 Jahren ein Endwert von 210 mm erechnet werden. Mit dieser messwertbasierten Annäherung wird der gemäß den Annahmen aus der Norm EN 1992 berechnete Wert bestätigt.

Neben der langfristigen Zunahme dieser zeitverzögerten Verformungen kann die saisonale Entwicklung in Bild 7 beobachtet werden. Die irreversiblen Verformungen entwickeln sich in den kalten Wintermonaten zwischen Oktober und Februar „langsamer“ (siehe Kurve (3)) als bei Temperaturen über 10 °C. Diese jahreszeitliche Differenz ist in den ersten Jahren sehr ausgeprägt und wird mit zunehmendem Alter des Betons kleiner. Die wesentliche Ursache für diese nicht monotone Dehnungsentwicklung kann auf den Einfluss von Temperatur und Feuchtigkeit auf die Materialeigenschaften des Betons zurückgeführt werden. Wärmeausdehnungskoeffizient sowie Kriech- und Schwindverhalten hängen von Alter und Umgebungsbedingungen des Betons ab. Gemäß dem aktuellen Regelwerk kann der Temperatureinfluss anhand des effektiven Betonalters berücksichtigt werden. Die veränderliche relative Feuchtigkeit kann in der Berechnung des autogenen Schwindens und des Kriechkoeffizienten berücksichtigt werden. Werden sämtliche Möglichkeiten, die in dem aktuellen Regelwerk zur Berücksichtigung variabler Umgebungsbedingungen sind, genutzt, kann die Form der Messkurve (3) wiedergegeben werden. Allerdings unterschätzt der Verlauf der auf der Grundlage des Eurocode-Werkstoffmodells berechneten Kurve ganz erheblich den Verlauf der Messkurve und bleibt monoton. Je älter der Beton, desto höher ist die Übereinstimmung zwischen dem Modell und dem Messobjekt.

4.4 Biegebeanspruchung der Pfeilerköpfe

An die monolithisch angeschlossenen Pfeiler von semi-integralen Brücken werden sowohl in der Entwurfsphase als auch während der Konstruktion hohe Anforderungen gestellt. Durch die Verkehrsbeanspruchung wirken auf die Pfeiler Normalkräfte und Biegemomente. Der Hauptteil der Beanspruchung in den Pfeilern ist jedoch auf die Längsverschiebung des Überbaus zurückzuführen. Die Zwangsbeanspruchungen, die durch eine Verschiebung des Pfeilerkopfs erzeugt werden, hängen hauptsächlich von der Pfeilerlänge, von seiner Biegesteifigkeit sowie den Bettungseigenschaften der Gründung ab.

Die Pfeilerlänge ist durch die Geometrie des Tals vorgegeben. Zur Reduzierung der Zwangskräfte in den Pfeilern muss die Konstruktion der Gründung und des Pfeilerquerschnitts während des Entwurfs optimiert werden.

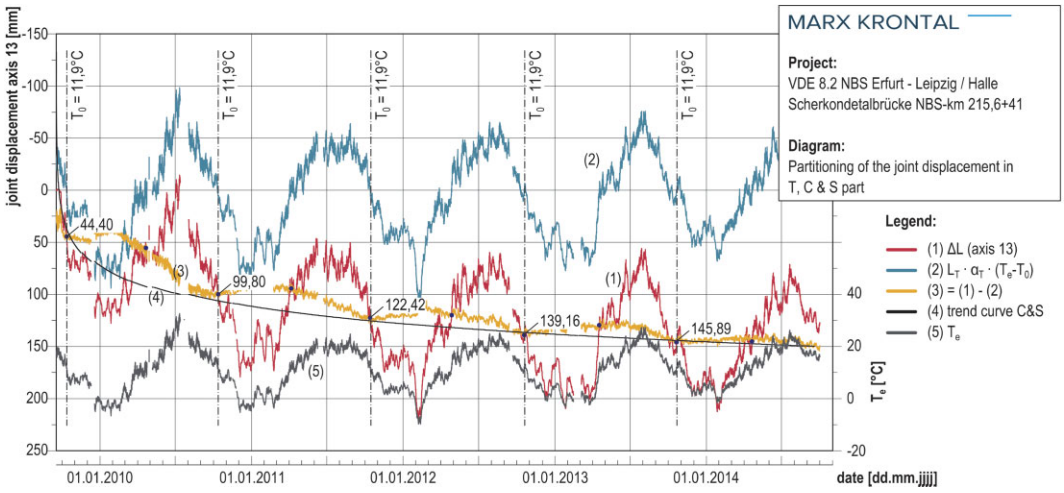


Bild 7 Aufteilung der Fugenverschiebung in einen temperaturbedingten, einen kriechbedingten und einen schwindbedingten Teil
Partitioning of the joint displacement in temperature, creep and shrinkage part

Die einreihige Pfahlgründung und die dünnen Betonwände (1,0 bis 1,5 m dick) trugen im Fall der Scherkondetalbrücke zur Reduzierung der Beanspruchung bei. Ferner konnte durch das gewählte Bauverfahren (siehe Abschn. 2.2) die Auswirkung der zeitverzögerten Verschiebungen erheblich reduziert werden. Durch all diese Optimierungen konnten sämtliche Pfeiler bis Achse 10 monolithisch an den Überbau angeschlossen werden. In Achse 11 und 12 war der Abstand zum Festpunkt so groß, dass das Verhältnis zwischen Pfeilerlänge und einwirkender Verschiebung den Einbau von Lagern erforderlich machte.

Um Rückschlüsse aus dem Einfluss der Bettungsbedingungen der Gründung und aus der Rissbildung des Betonquerschnitts ziehen zu können, sind im Bereich der Pfeilerköpfe in Achse 2, 5 und 9 Messungen durchgeführt worden. Aus den gemessenen Dehnungen sowohl auf östlicher als auch auf westlicher Seite des Querschnitts kann die Krümmung bestimmt und mit den berechneten Werten verglichen werden.

Die Längsdehnungen im Überbau werden als über die gesamte Brückenlänge hinweg konstant angenommen. Die Verschiebung des Überbaus in jeder Achse kann auf der Grundlage der gemessenen Verschiebung in Achse 13 proportional zum Abstand des Festpunkts bestimmt werden. In Bild 8 wird die gemessene Krümmung im Pfeilerkopf als Funktion der Längsverschiebung dieses Pfeilers dargestellt.

Die gemessene Krümmung ist proportional zur Verschiebung in den drei überwachten Achsen. Das weist nach, dass die Längsverschiebung des Überbaus die hauptsächliche Beanspruchung für den Pfeiler ist. Die Pfeiler sind in Achse 2 11,73 m, in Achse 5 23,95 m und in Achse 9 32,55 m lang. Die Messdaten in Bild 8 zeigen, dass die Steigung der Krümmungsgeraden umso niedriger ist, je länger der Pfeiler ist. Durch die mit zunehmendem Abstand zum Festpunkt in Achse 0 größer werdende Pfeilerlänge (Bild 2) ist die aktivierte Beanspruchung in allen Achsen in einer ähnlichen Größenordnung (Bild 8). Damit wird bestätigt, dass sich die gewählte Tragwerksgeometrie für die Topografie des Scherkondetals optimal eignet.

Darüber hinaus zeigt der lineare Trend der Kurven, dass in dem etwa 20 cm großen überwachten Pfeilerbereich offenbar keine Risse vorhanden sind. Die gemessenen Daten werden nicht durch lokale Singularitäten gestört und können als Grundlage zur Bewertung der Festigkeitsparameter (Biegesteifigkeitverteilung entlang des Pfeilers und Steifigkeit der Gründung) genommen werden.

In der Berechnung werden die Pfeiler in das vollständige Tragwerksmodell einbezogen. Für den Vergleich zwischen gemessenen und berechneten Krümmungen ist ein detailliertes Modell des Pfeilers entwickelt worden (Bild 9). Der Betonpfeiler wurde als Stab modelliert. Der Anzug des Pfeilers von 40:1 und die Aussparung an der Unterkante des Überbaus werden in der Steifigkeitsverteilung berücksichtigt. Die Durchlaufträgerwirkung des vorgespannten Überbaus wird durch eine Torsionsfeder $C_{\varphi,S}$ modelliert.

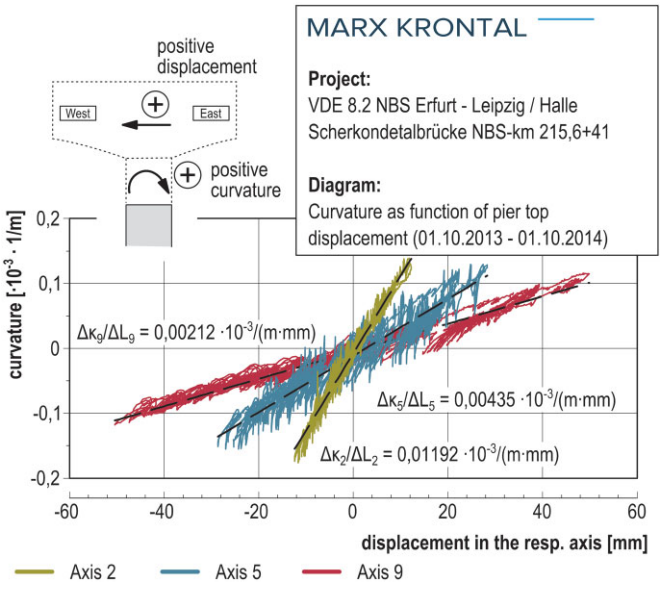


Bild 8 Krümmung als Funktion der Pfeilerkopfverschiebung in Achse 2, 5 und 9 für den Zeitraum von Oktober 2013 bis Oktober 2014
Curvature as function of pier top displacement in axis 2, 5 and 9 for the period from October 2013 to October 2014

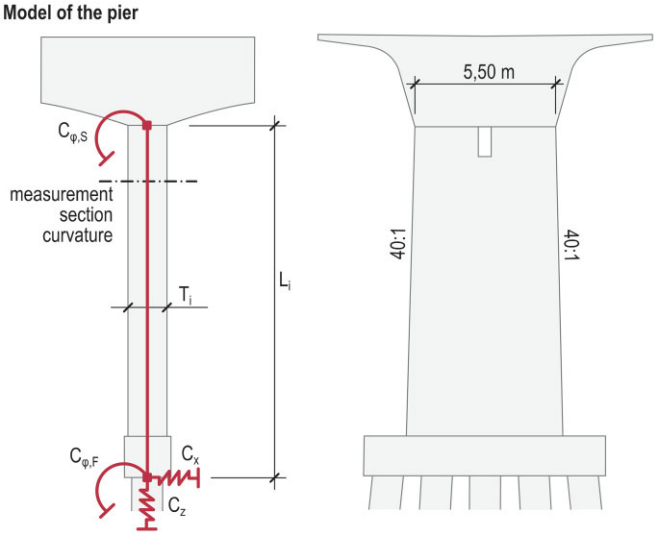


Bild 9 Modell des Pfeilers
Model of the pier

Die Gründung und die Interaktion zwischen Boden und Gründung werden durch zwei lineare Federn (C_x und C_z) und durch eine Torsionsfeder $C_{\varphi,F}$ modelliert.

Die Momente und die entsprechenden Krümmungen sind mit einem linearen elastischen Werkstoffmodell für den Stahlbeton berechnet worden und die Gründungssteifigkeit entspricht Mittelwerten der Bodenbettungseigenschaften. Die Ergebnisse des Vergleichs zwischen Rechnung und Messung sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

In allen drei Achsen ist die gemessene Krümmung und folglich die Zwangsbeanspruchung im Pfeilerkopf niedriger als berechnet. Diese Differenz kann darauf zurückgeführt werden, dass sich die Gründung weicher verhält als erwartet. Eine weitere Ursache kann eine lokale Abnahme der Biegesteifigkeit am Pfeilerkopf sein, beispielsweise infolge Riss-

Tab. 1 Vergleich zwischen Messung und Berechnung mit $\Delta\kappa_i$ Krümmungsänderung in Achse i; ΔL_i Längsverschiebung in Achse i
Comparison between measurement and calculation with $\Delta\kappa_i$ variation of curvature in axis i; ΔL_i longitudinal displacement in axis i

Achse	**2**	**5**	**9**
Länge L_i [m]	11,73	23,95	32,55
Dicke T_i [m]	1,10	1,50	1,50
$\Delta\kappa_i/\Delta L_i$ berechnet [$\times 10^{-3} \cdot 1/m \cdot mm$]	0,02133	0,00530	0,00313
$\Delta\kappa_i/\Delta L_i$ gemessen [$\times 10^{-3} \cdot 1/m \cdot mm$]	0,01192	0,00435	0,00212
Differenz	–44 %	–18 %	–30 %

bildung. Um die Ursachen genau ermitteln zu können, sind weitere Untersuchungen erforderlich. Dennoch sind die Messergebnisse vorteilhaft für die Beanspruchung der Pfeiler. Insbesondere die zyklischen Verschiebungen aufgrund der jährlichen Temperaturänderungen, die nicht durch Kriechen der Pfeiler reduziert werden, resultieren in niedrigeren Zwangskräften als im Entwurf angenommen.

Da das System über einen sehr steifen Festpunkt in Achse 0 verfügt, wird die Tragsicherheit durch die Einwirkung der größeren Kräfte unter Verkehrsbeanspruchung aufgrund dieser Abschwächung nicht beeinträchtigt.

5 Schlussfolgerung

Das in den letzten fünf Jahren an der Scherkondetalbrücke durchgeführte Monitoring hat wichtige Daten für das Verständnis des Trag- und Verformungsverhaltens langer semi-integraler Brücken geliefert und eine Überprüfung der rechnerische Tragsicherheitsbeurteilung ermöglicht.

Durch die Messung der Brückentemperatur und der Fugenverschiebungen können das Wärmeverhalten des Überbaus beschrieben und die zeitverzögerten Betonverformungen kontrolliert werden.

Für die Scherkondetalbrücke konnte ein Wärmeausdehnungskoeffizient von $8.7 \cdot 10^{-6}$ 1/K bestimmt werden. Messungen an mehreren anderen Betonbrücken zeigen, dass die thermischen Eigenschaften von Beton zwischen $8.0 \cdot 10^{-6}$ 1/K und $13.0 \cdot 10^{-6}$ 1/K schwanken. Diese Beobachtungen zeigen den Einfluss der verwendeten Zuschlagstoffe und der Betonrezeptur auf die Materialeigenschaften. Da die Temperatur ein wichtiger Faktor für die Berechnung langer semi-integraler Brücken ist, muss diese Streubreite beim Entwurf dieser Art von Tragwerken berücksichtigt werden.

Die Messergebnisse der untersuchten Brücke zeigen außerdem, dass die Werkstoffmodelle in der Norm in diesem Fall eine gute Näherung an die langfristige Entwicklung der kriech- und schwindungsbedingten Dehnungen sind. Die jahreszeitliche Entwicklung dieser Dehnungen reagiert offensichtlich sehr sensitiv für schwankende Umgebungsbedingungen, wie Temperatur und relative Feuchtigkeit. Die Werkstoffmodelle in der Norm können dieses jahreszeitliche Verhalten gegenwärtig nicht erklären, aber weder die Gebrauchstauglichkeit, noch die Tragfähigkeit des Tragwerks werden durch diese jährlichen Änderungen beeinträchtigt.

Die gemessenen Krümmungen in den monolithisch angeschlossenen Pfeilern ermöglicht Schlussfolgerungen auf die langfristigen Beanspruchung der Pfeiler. Die Ergebnisse bestätigen, dass die gewählte Geometrie für die Topografie des Standorts optimal ist. Ein Vergleich mit den Berechnungsannahmen deutet darauf hin, dass das Tragwerk „weicher“ reagiert als erwartet. Dieses Verhalten ist für das Tragwerk im Hinblick auf die Zwangskräfte durch Temperatur, Kriechen und Schwinden vorteilhaft.

Das durchgeführte Monitoring bestätigt, dass semi-integrale Brücken zuverlässige Tragwerke sind. Die aus den Messergebnissen gewonnenen Erfahrungen ermöglichen es, Ungenauigkeiten zu ermitteln und die Entwurfsgrundlagen für künftige Projekte zu spezifizieren.

Literatur

[1] Marx, S.; Wenner, M.; 2015. Integrale und semintegrale Bauweise. In Mehlhorn, G.; Curbach, M. (eds), Handbuch Brücken: 102–111. Springer.

[2] Taferner, J.; Keuser, M.; Bergmeister, K.; 2009. Integrale Konstruktionen aus Beton. In Betonkalender 2009 Teil 2, Ernst & Sohn, Berlin.

[3] Dettling, H.; 1962. Die Wärmedehnung des Zementsteines, der Gesteine und der Betone. Phd-Thesis, Technische Hochschule Stuttgart.

Autoren

Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx
Institut für Massivbau
Leibniz Universität Hannover
Appelstr. 9a
30167 Hannover
Deutschland
marx@ifma.uni-hannover.de

Dipl.-Ing. Marc Wenner
Marx Krontal GmbH
Uhlemeyerstr. 9+11
30175 Hannover
Deutschland
marc.wenner@marx.krontal.com

2.4 Publikation Nr. 4: Versuchsgestützte Ermittlung der Unterbausteifigkeit einer großen Eisenbahnbrücke

Hauptautor:	Wenner, M.
Koautoren:	Meier, T.; Wedel, F.; Marx, S.
Zeitschrift:	Bautechnik, Ernst & Sohn Verlag
Ausgabe:	Volume 96 (2019), Heft 2, Seiten 99 – 111
Veröffentlicht als	Aufsatz, peer-Review
DOI:	10.1002/bate.201800019

Der Hauptautor hat diesen Aufsatz federführend abgefasst. Zur Leistung des Hauptautors in diesem Aufsatz gehören für beide Versuche (statischer Versuch mit den Pressen und Bremsversuch) die Konzeption der messtechnischen Überwachung, die Konzeption der Versuche, die Versuchsleitung, die Entwicklung der Auswertemethoden, die Leitung der Auswertung sowie die Bewertung der Ergebnisse.
Herr Dr. Meier hat das Modell der Gründungen in der Software Plaxis erstellt sowie die zugehörigen numerischen Berechnungen durchgeführt und die entsprechenden Erläuterungen im Artikel abgefasst. Er hat bei der Erstellung des Messkonzepts mitgewirkt und auf Basis des FE-Modells den erforderlichen Mindestabstand zwischen Laser und überwachten Pfeiler zur Erfassung der absoluten Pfeilerbewegungen definiert. Der Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Berechnungen für den statischen Versuch und die Bewertung der Ergebnisse der Bremsversuche erfolgten zusammen mit dem Hauptautor.
Herr Wedel hat die umfangreichen Messdaten aufbereitet und zusammen mit dem Hauptautor ausgewertet.
Herr Prof. Marx hat die Konzeption, Auswertung und Bewertung der Versuche fachlich begleitet und die Ergebnisse und vorgenommene Bewertungen geprüft.

DOI: 10.1002/bate.201800019

Marc Wenner*, Thomas Meier, Frederik Wedel, Steffen Marx

Versuchsgestützte Ermittlung der Unterbausteifigkeit einer großen Eisenbahnbrücke

Wegen der großen Brems- und Anfahrkräfte sowie der Verbindung der durchgängig verschweißten Schienen mit dem Überbau spielt die Gleis-Tragwerks-Interaktion eine maßgebende Rolle beim Entwurf von längeren Eisenbahnbrücken. Ein wesentlicher Parameter beim Nachweis der Längskraftabtragung im Tragwerk ist die Längssteifigkeit der als Festpunkt ausgebildeten Unterbauten. Die horizontale Ersatzfedersteifigkeit, hier Unterbausteifigkeit genannt, wird i. d. R. rechnerisch über ein Pfahlrostmodell ermittelt. Im Fall der Itztalbrücke wurde die quasistatische Unterbausteifigkeit über eine Probebelastung und die „dynamische" Unterbausteifigkeit über einen Bremsversuch experimentell ermittelt, um die Eingangsparameter für den Nachweis der Schienenspannungen und der Lager zu definieren. Zusätzlich zu den Versuchen wurden 3-D-Finite-Elemente-Analysen der Tiefgründungssysteme bestehend aus Bohrpfählen, Pfahlkopfplatten und Baugrund durchgeführt. Im Artikel wird die Versuchskonzeption, -durchführung und -auswertung für beide Versuche vorgestellt. Im Anschluss werden die Ergebnisse der Versuche mit den rechnerischen Prognosen verglichen. Diese Versuche im Realmaßstab ermöglichen wichtige Rückschlüsse auf die Qualität der rechnerischen Prognosen der Gründungsverformung zur Entwicklung eines besseren Verständnisses für das tatsächliche Verhalten des Tragwerks bei dem Längskraftabtrag.

Keywords Großversuch; Probebelastung; Bremsversuch; Eisenbahnbrücke; Längssteifigkeit; Längskraftabtrag; Gleis-Tragwerks-Interaktion; 3-D-Finite-Elemente-Analyse

Experimental determination of the longitudinal stiffness of the piers of a long railway viaduct

Regarding the design of longer railway bridges, track-bridge-interaction plays a decisive role because of the high brake and acceleration forces as well as the connection of the continuous rail with the superstructure. When calculating the effects of track-bridge-interaction a fundamental parameter is the longitudinal equivalent stiffness of piers and abutments with horizontally fixed bearings. The horizontal equivalent stiffness is commonly calculated by a pile grillage model. In the case of the Itz valley railway viaduct the longitudinal equivalent static stiffness respectively the "dynamic" stiffness has been determined experimentally by a static diagnostic load testing and by a braking test to determine the input parameters for the calculation of the additional rail stresses and the bearing forces. Associated to the experiments, numerical 3-D FE analysis of the deep foundation system have been carried out in terms of class A predictions. In this article the experimental setup, execution and evaluation of both tests will be presented. Subsequently, the results of the tests will be compared with the numerical predictions.

Keywords large-scale test; diagnostic load test; braking test; railway viaduct; foundation stiffness; track-bridge-interaction; finite-element-analysis

1 Einleitung und Aufgabenstellung

Im Vergleich zu Straßenbrücken spielen beim Entwurf von Eisenbahnbrücken die höheren Verkehrslasten, Brems- und Anfahrkräfte sowie die geringen zulässigen Bauwerksverformungen eine maßgebende Rolle. Die Brückendynamik und die Gleis-Tragwerks-Interaktion werden zu bestimmenden Kriterien im Entwurfsprozess von Eisenbahnbrücken [1–3]. Durch das Schotterbett oder durch die Feste Fahrbahn entsteht eine Verbindung zwischen der Schiene und dem Tragwerk. Bei thermischen Verformungen der Brücke oder Längsbewegungen des Überbaus im Falle von Brems- oder Anfahrvorgängen interagieren das Gleis und das Tragwerk und beide beteiligen sich am Längskraftabtrag [4, 5]. Infolgedessen entstehen zusätzliche Schienenspannungen und Lagerkräfte sowie Verformungen, die rechnerisch ermittelt und den im Regelwerk verankerten Grenzwerten gegenübergestellt werden müssen.

Die Höhe der Schienenbeanspruchung im Bauwerksbereich kann im Zuge des Entwurfs durch diverse Systemanpassungen gesteuert werden. Den größten Einfluss haben die Ausbildung des Oberbaus (Art des Oberbaus, Eigenschaften der verbauten Komponenten, Einbau von Schienenauszügen), die Überbaulänge (sog. Ausgleichslänge) und die horizontale Steifigkeit in Längsrichtung der Unterbauten, bestehend aus Pfeiler, Pfahlkopfplatte, Bohrpfählen und umgebendem Baugrund (im Folgenden Unterbausteifigkeit genannt).

Grundsätzlich wirken sich steife Unterbauten vorteilhaft auf die Beanspruchung des Oberbaus aus und sind deshalb anzustreben. Durch steife Unterbauten können zwar

*) Corresponding author: marc.wenner@marxkrontal.com
Submitted for review: 21 March 2018
Accepted for publication: 30 October 2018

Quelle: LUDOLF KRONTAL

Bild 1 Foto der EÜ Itztal, parallel dazu im Hintergrund die Autobahnbrücke der A 73
Photograph of the Itztal railway viaduct, parallel to it in the background the motorway viaduct of the A 73

je nach statischem System die Schienenspannungen aus thermischen Verformungen der Brücke zunehmen, die Unterbauten ziehen jedoch im Fall von Brems- oder Anfahrereignissen die Kräfte an, sodass die Beanspruchung der Schiene kleiner wird und die Längskraftabtragung verformungsarm erfolgen kann. Erfahrungsgemäß wird die wirksame Unterbausteifigkeit in der Berechnung aufgrund der konservativen Annahmen im Baugrundgutachten und in den Modellen (z. B. Bettungsausfall im oberen Pfahlbereich) unterschätzt. Um bei Neubauten einen wirtschaftlicheren Entwurf zu realisieren oder um im Bestand die Eingangsgrößen für das Modell zu validieren, können die Ermittlung der tatsächlichen Unterbausteifigkeit und eine präzisere Berechnung der Gleis- und Tragwerksbeanspruchungen erforderlich werden.

Bei der Itztalbrücke (Bild 1) wurde im Zuge der Ausführungsplanung der Festen Fahrbahn festgestellt, dass der Nachweis der Schienenspannungen erheblich überschritten ist. Da dieser Nachweis sehr stark von der Längssteifigkeit der Unterbauten beeinflusst wird und eine höhere Steifigkeit vermutet wurde, die die Höhe der Schienenbeanspruchung reduzieren würde, sollte die Steifigkeit der Unterbauten experimentell bestimmt werden. Es ist bekannt, dass der Baugrund bei kleinen Dehnungen, die typischerweise bei kurzzeitigen Einwirkungen auftreten, eine höhere Steifigkeit aufweist als unter permanenten Einwirkungen, die üblicherweise größere Dehnungen hervorrufen (s. auch Ril 804.3401, Abs. 6(2)). Deshalb wurden sowohl Versuche mit vergleichsweise langsamer Belastung (Abschn. 3) als auch Bremsversuche, bei denen die Unterbauten dynamisch belastet wurden (Abschn. 4), durchgeführt.

2 Die Itztalbrücke

Die Itztalbrücke ist Teil der neuen Eisenbahn-Hochgeschwindigkeitsstrecke zwischen Ebensfeld (Bayern) und Erfurt (Thüringen) (Bild 1). Das 868 m lange Bauwerk überspannt das Tal der Itz, die Bahnstrecke Coburg–Sonneberg sowie mehrere Wege in der Nähe der Gemeinde Rödental in einer Höhe von ca. 25 m.

Das Bauwerk ist in 15 Felder à 57 m Stützweite unterteilt und setzt sich aus sechs Zweifeldträgern und einem Dreifeldträger zusammen (Bild 2). Die Eisenbahnbrücke wurde im Jahre 2005 als Stahlbetonverbund-Konstruktion mit zwei untenliegenden Stahlfachwerkträgern im Abstand von 6,20 m und einer schlaff bewehrten Betonfahrbahnplatte errichtet. Der Oberbau wurde als Feste Fahrbahn ausgeführt. Das Bauwerk wurde für eine lückenlose Führung der Schiene über der gesamten Bauwerkslänge, also ohne Schienenauszüge konzipiert.

Bei den Zweifeldträgern dient der mittlere Pfeiler als längsfester Punkt. Der Dreifeldträger wird in Längsrichtung durch zwei Festpunkte in den Achsen 100 und 110 statisch unbestimmt gelagert. Die Pfeiler wurden als Stahlbeton-Kastenprofile ausgeführt und über eine Pfahlkopfplatte auf geneigten Großbohrpfählen gegründet (Bild 3).

Das Bauwerksgelände liegt in der süddeutschen Großscholle, die aus Gesteinsformationen des Mesozoikum besteht. Der tiefere Untergrund wird von unterschiedlich verwitterten Ton- und Schluffsteinen der Lehrbergschichten aufgebaut, die von Deck- und Auelehm sowie Fluss- und Terrassenkiesen überdeckt werden. Die Gründungspfähle reichen bis in den tragfähigen Baugrund in Form von Fels, angewittertem Ton- und Schluffstein, der je nach Achse erst ab einer Tiefe von 14–29 m ansteht. Die Baugrundschichtung ist am Beispiel der Achse 60 in Bild 3 dargestellt.

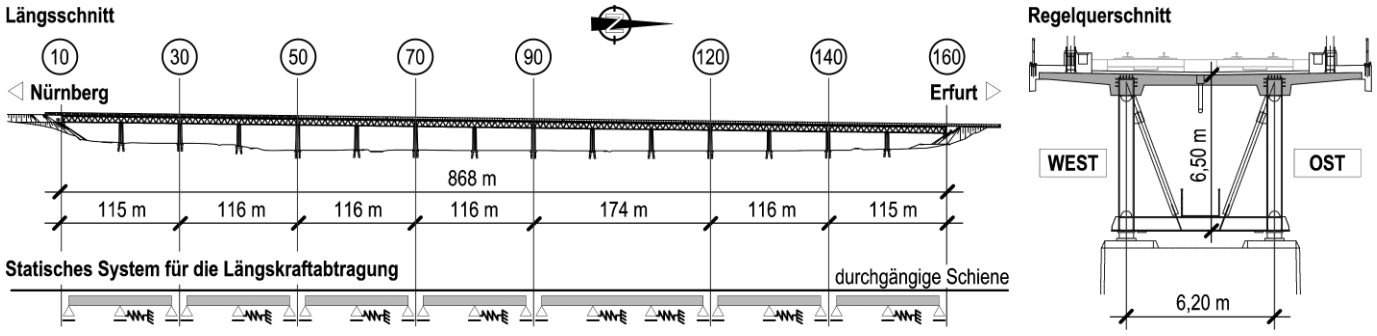


Bild 2 Längsschnitt, Regelquerschnitt sowie statisches System der EÜ Itztal
Longitudinal section, cross section and static system of the Itztal railway viaduct

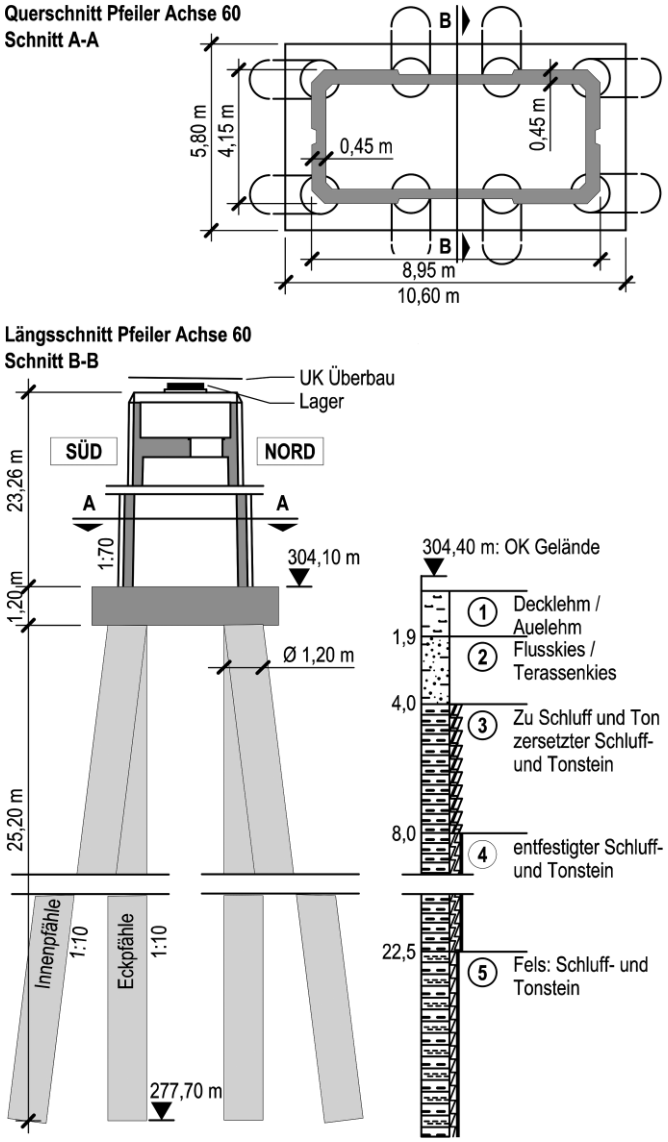


Bild 3 Geometrie und Abmessungen des Pfeilers und der Gründung sowie Baugrundverhältnisse in Achse 60
Geometry and dimensions of the pier and foundation and characteristics of the soil in axis 60

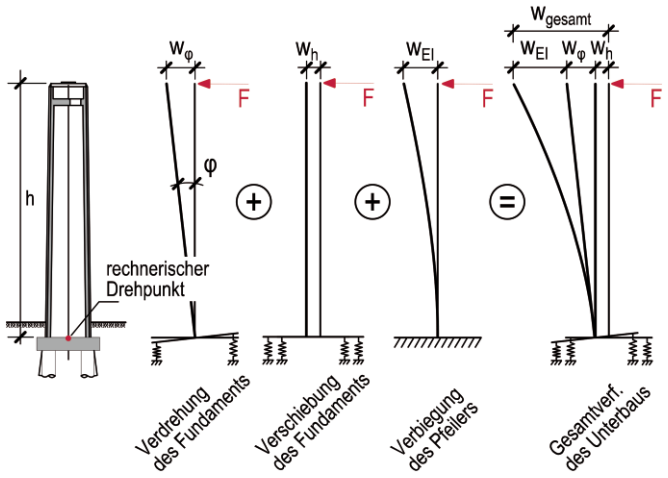


Bild 4 Verformungsanteile, die zu einer Gesamtverformung am Pfeilerkopf führen
Deformation components of the pier head

3 Statische Probebelastung

3.1 Konzeption und Vorbereitung des Versuchs

Ziel des Versuchs war die Ermittlung der Unterbausteifigkeit (Pfeiler + Gründung) in Brückenlängsrichtung für alle Längsfestpunkte, um möglichst realistische Eingangsparameter für die Nachweisführung der Schienenspannungen zu erhalten. Das Versuchskonzept sah dabei die horizontale Belastung der Pfeiler und die Messung der sich einstellenden Verformungen der Pfeiler vor, um daraus die Unterbausteifigkeit zu ermitteln.

Die Längskräfte im Überbau der Brücke wurden mit zwei hydraulischen Pressen erzeugt, die in den Bauwerksfugen zwischen zwei benachbarten Überbauten auf Höhe des Untergurts positioniert wurden. Die aufgebrachten Kräfte wurden dabei mithilfe von Kraftaufnehmern erfasst (Bild 5). Die Pressen leiteten jeweils die gleiche Kraft über den Überbau in die angrenzenden längsfesten Pfeiler ein.

Die für die Ermittlung der Unterbausteifigkeit relevanten Verschiebungen an den Pfeilerköpfen setzen sich aus verschiedenen Anteilen zusammen (Bild 4):
- Verdrehung des Fundaments w_φ
- Verschiebung des Fundaments w_h
- Verbiegung des Pfeilers w_{EI}

Neben der Erfassung der Gesamtverschiebung am Pfeilerkopf ist für die Auswertung der Ergebnisse und für die Gegenüberstellung der Mess- und der Berechnungsergebnisse eine getrennte Erfassung der in Bild 4 gezeigten Verformungsanteile erforderlich. Zur Messung der Verformungen und Verschiebungen wurden folgende Maßnahmen vorgesehen (Bild 5):
- Erfassung der relativen Bauwerkslängsverschiebungen und -verdrehungen in den acht Bauwerksfugen durch jeweils sechs Wegsensoren,
- Erfassung der absoluten Pfeilerkopfverschiebung über geodätische Messungen mithilfe eines Tachymeters und Prismen,
- Erfassung des Lagerspiels der Festlager in den Festpunkten,
- Erfassung der Verdrehung des Pfeilerfußes über einen Neigungssensor kurz über der Geländeoberkante,
- Erfassung der Verschiebung des Pfeilerfußes über einen Laserdistanzsensor, der in ca. 10 m Abstand zum überwachten Pfeiler außerhalb der durch Untergrundbewegungen beeinflussten Zone aufgestellt wurde.

Zur Vermeidung von Überbeanspruchungen im Tragwerk während jedes Versuchs wurde die einzuleitende Längskraft auf 80 % der in der Bemessung des Tragwerks angesetzten charakteristischen Lagerlasten beschränkt (entspricht einer Kraft von 1,25 MN je Lager).

Für die Überwachung des Versuchs wurden im Vorfeld FE-Analysen der verschiedenen Teilversuche durchgeführt

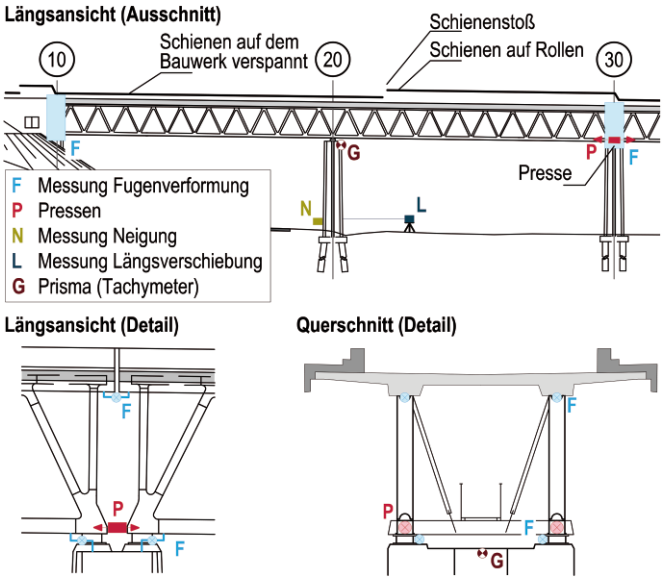


Bild 5 Schematischer Versuchsaufbau am Beispiel der Lasteinbringung in Achse 30 (erster Teilversuch)
Schematic test setup with introduction of the force in axis 30

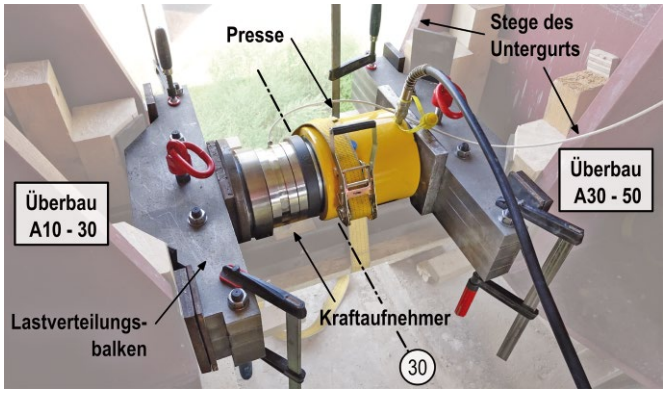


Bild 6 Presse mit Kraftaufnehmer und Lasteinleitungskonstruktion
Hydraulic jack, load transducer and construction for the load application

Quelle: Marc Wenner

Bild 7 Gelöste Schiene auf Rollen zur Entkopplung der benachbarten Überbauten
Unfastened rails in the vicinity of the bridge joint to decouple the adjacent superstructures

und daraus Erwartungswerte für den Pressenweg, die Endrotation der Überbauten, die Lagerverschiebung und die Verdrehung des Pfeilerfußes gewonnen. Dabei wurde das Tragwerk entsprechend den Bestandsplänen modelliert. Die Berechnung wurde unter Berücksichtigung einer Variation der Unterbausteifigkeiten aus der Bestandsstatik (± 20 %) sowie für unterschiedliche Ansätze der Reibung in den verschieblichen Lagern durchgeführt. Die Überschreitung dieser Erwartungswerte, überproportionale Änderungen von Kräften oder Wegen während der Belastung oder eine zu große Kraftdifferenz zwischen den beiden Pressen wurden als Abbruchkriterien definiert.

Derartige großmaßstäbliche Versuche stellen eine Seltenheit dar. In der Literatur konnte ein ähnlicher Versuch an der Sinntalbrücke Schaippach auf der Strecke Hannover–Würzburg recherchiert werden [6], wobei die Versuche dort in der Bauphase ohne Auflast auf den Pfeilern durch den Überbau erfolgten.

3.2 Durchführung

Die bis zu 1,25 MN großen horizontalen Pressenkräfte wurden mit einer speziellen Lasteinleitungskonstruktion gleichmäßig in die überstehenden Stegbleche der als Kastenprofile ausgebildeten Untergurte eingeleitet (Bild 6).

Zur Belastung aller längsfesten Pfeiler wurden sechs Einzelversuche (hier Teilversuche genannt) durchgeführt (Bild 5). Es wurden dabei jeweils die zur Fuge benachbarten längsfesten Pfeiler beansprucht, sodass für diese die Ermittlung der Unterbausteifigkeit vorgenommen werden konnte.

Durch die Schienen sind die verschiedenen Überbauten in Längsrichtung miteinander gekoppelt. Um zu vermeiden, dass ein unbekannter Anteil der in die Überbauten eingeleiteten Kräfte über die Schienen abgetragen wird, musste diese Kopplung sowohl über der mit Pressen ausgerüsteten Fuge als auch über den benachbarten Fugen während der Versuche unterbrochen werden. Somit konnte sichergestellt werden, dass der Längskraftabtrag ausschließlich über das Tragwerk erfolgt (Bild 5). Um die teilweise Lastableitung über die Schienen zu vermeiden, wurden in den jeweils betroffenen Achsen die Schienenbefestigungen der vier Schienen bis zur nächsten Lasche/Schienenlücke gelöst und die Schienen auf Rollen gelegt (Bild 7).

Jeder Teilversuch bestand aus verschiedenen Lastzyklen (LZ), wie Bild 8 zeigt. Bei dem ersten Lastzyklus wurde vorsichtig und stufenweise die Ziellast angefahren. Zu jeder Laststufe wurden die Messergebnisse mit den Prognosewerten aus den vorab durchgeführten FE-Berechnungen verglichen, bevor die nächste Laststufe aufgebracht wurde. Zur Überprüfung der Wiederholbarkeit der Ergebnisse erfolgten die Lastzyklen 2 und 3 mit gleicher Ziellast, jedoch mit weniger Zwischenstufen. Bei dem vierten und letzten Lastzyklus wurde die Belastungsgeschwindigkeit im Vergleich zu den LZ 1–3 deutlich er-

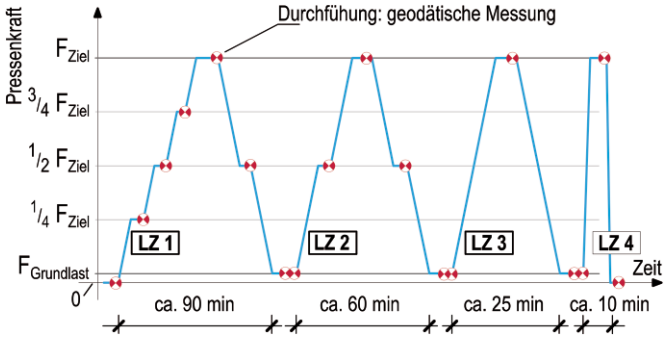


Bild 8 Schematische Darstellung der Lastzyklen (LZ)
Schematic diagram of load cycles

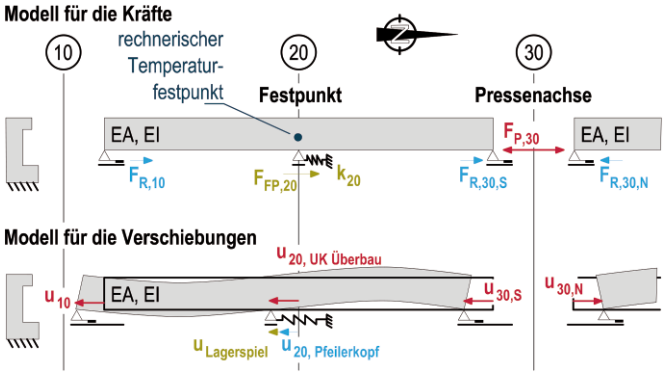


Bild 9 Mechanisches Modell für die Auswertung der Kräfte und Verschiebungen am Beispiel des ersten Teilversuchs
Mechanical model for analysing the resulting forces and displacements

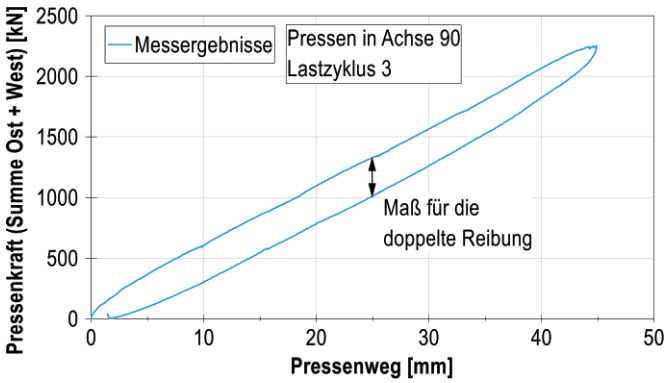


Bild 10 Ermittlung der Reibanteile in den verschieblichen Lagern
Determination of friction of floating bearings

höht, um diesen Einfluss quantifizieren zu können. Die Kraft wurde mit der vollen Leistung der Hydraulikpumpe aufgebracht und für das Entlasten wurden die Hydraulikleitungen rasch geöffnet. Der Entlastungsvorgang dauerte etwa 5 s. Die Messdaten wurden durchgängig mit einer Abtastrate von 10 Hz erfasst. Die geodätischen Messungen wurden in den Belastungspausen entsprechend Bild 8 durchgeführt.

Zur Überwachung und Regelung des Versuchs wurden die maßgebenden Messgrößen (Pressenkraft, Fugen- und Pfeilerverformungen) in Echtzeit auf zwei Bildschirmen visualisiert. Die Messergebnisse konnten somit während des Versuchs mit den geodätisch erfassten Pfeilerverschiebungen und mit den numerischen Prognosen verglichen werden, sodass im Falle einer unerwarteten Antwort des Systems bzw. bei Erreichen eines der in Abschn. 3.1 definierten Abbruchkriterien der Versuch angehalten werden konnte.

3.3 Auswertung und Ergebnisse

Für die Berechnung der Gleis/Tragwerks-Interaktion ist die Unterbausteifigkeit bezogen auf die Unterkante des Überbaus von Relevanz. Diese unterscheidet sich von der Steifigkeit bezogen auf den Pfeilerkopf um die aktivierte Lagerverschiebung (Lagerspiel und elastische Verformung), die ebenfalls gemessen wurde.

Die für die Berechnung der Unterbausteifigkeiten notwendigen Festpunktverschiebungen und Festpunktkräfte waren nicht direkt messbar. Deshalb wurde ein mechanisches Modell nach Bild 9 zugrunde gelegt, um diese Größen auf Basis der erfassten Messgrößen und sinnvollen Annahmen für die Überbauverformungen zu bestimmen.

Das Modell und die Vorgehensweise zur Bestimmung der Unterbausteifigkeit werden am Beispiel des ersten Teilversuchs mit den Pressen in der Achse 30 vorgestellt. In der Achse 30 wirken die Pressenkräfte ($F_{P,30}$), die die Untergurte der benachbarten Überbauten auseinanderdrücken und die Reibkräfte ($F_{R,30}$), die bei Verschiebung des Überbaus auf den Loslagern aktiviert werden und der Pressenkraft entgegenwirken. Die gleichen Reibkräfte treten in den verschieblichen Lagern der Achse 10 ($F_{R,10}$) und der Achse 50 ($F_{R,50}$) auf. Diese wurden auf Basis der Hysterese im Kraft-Verformungsdiagramm entsprechend Bild 10 bestimmt. Die Festpunktkräfte in den Achsen 20 und 40 ($F_{FP,20}$ und $F_{FP,40}$) ergeben sich aus den entsprechenden Kräftegleichgewichten an den jeweiligen Teilsystemen.

Die Festpunktverschiebungen in Höhe des Untergurts werden aus den gemessenen Fugenverschiebungen in den Trennfugen berechnet. Dabei ergeben sich weitere Verschiebungs- und Verformungsanteile, die berücksichtigt werden müssen. Aufgrund der lokalen und exzentrischen Lasteinleitung in die Untergurte der Überbauten und der Biege- und Dehnsteifigkeiten der Brückenträger (EA, EI) kommt es zu Stauchungen des Überbaus und zu Verdrehungen der Querschnitte, wie Bild 9 schematisch darstellt. Zur Ermittlung dieser Anteile wurde die Belastung des Überbaus durch die Pressen numerisch simuliert. Dadurch konnten Mess- und Berechnungsdaten kombiniert ausgewertet werden. Zusätzlich ergeben sich aufgrund der längeren Versuchsdauern und der Temperaturanfälligkeit der Stahl-Untergurte bei Sonneinstrahlung thermische Verformungen. Die gemessenen Bauteiltemperaturänderungen (Fahrbahn bis zu 1,3 K, Untergurt bis zu 7,6 K) wurden im Modell als zusätzlicher Lastfall implementiert. Zur Kontrolle der gemessenen Pfeilerkopfverformungen wurden die Ergebnisse der geodätischen Mes-

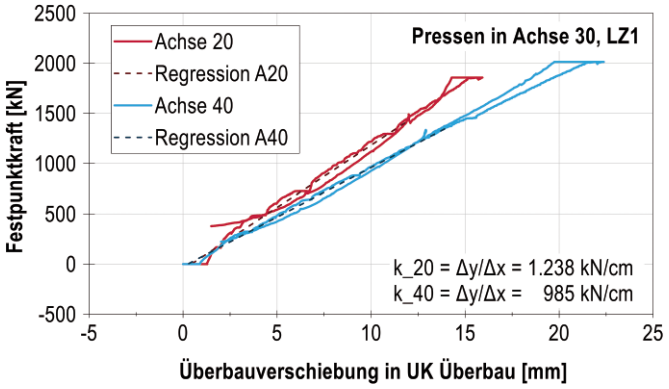


Bild 11 Ermittlung der Gesamtsteifigkeit am Beispiel der Achsen 20 und 40 beim ersten Lastzyklus
Determination of the stiffness of the piers at load cycle 1 using the example of axis 20 and 40

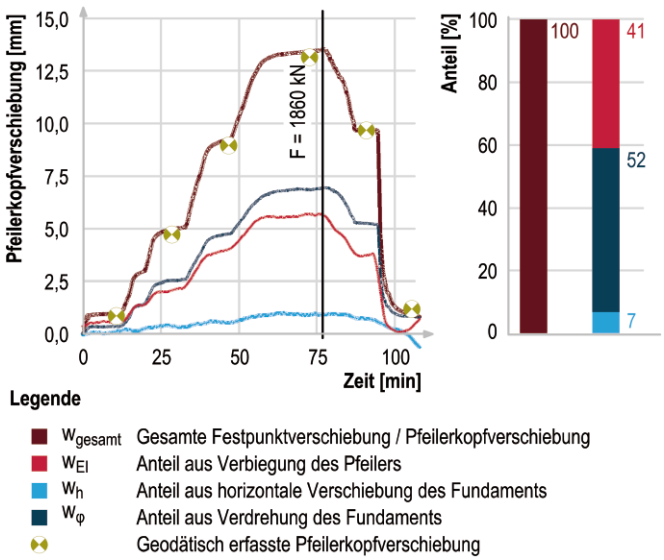


Bild 12 Verformungsanteile für die Unterbauten in Achse 20 (Pressen in Achse 30)
Subdivision of the pier top deformation in axis 20 (hydraulic jacks located in axis 30)

sungen herangezogen. Die sehr gute Übereinstimmung der berechneten und gemessenen Verschiebungen bestätigt die angewandte Methodik (Bild 12).

Auf Basis der ermittelten Kraft im Festpunkt und der entsprechenden Verformung im Überbau an gleicher Stelle (über dem Festpunkt) können die Unterbausteifigkeiten der einzelnen Festpfeiler ermittelt werden. Dies ist am Beispiel der Achsen 20 und 40 in Bild 11 dargestellt. Es ergibt sich ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen Kraft und Verschiebung, wobei für kleine Verschiebungen bis ca. 2 mm die Steifigkeit größer ist. Bei dem raschen Kraftablass im LZ 4 konnte ebenfalls zu Beginn der Entlastung eine erhöhte Steifigkeit festgestellt werden.

Die weiteren Versuchsergebnisse werden in Abschn. 3.5 dargestellt und mit den Ergebnissen der 3-D-Finite-Elemente-Analysen verglichen.

Ein weiteres Ziel des Versuchs war die Identifikation der Verformungsanteile, die zu den Pfeilerkopfverschiebungen führen (Bild 4), um die Ursachen von möglichen Abweichungen zu dem 3-D-FE-Modell beurteilen zu können.

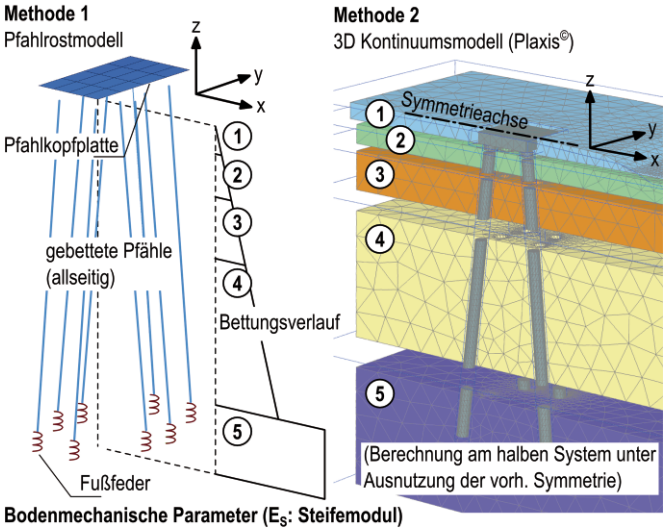
Die Verdrehung und die Verschiebung des jeweiligen Fundaments wurden beide direkt über einen Neigungssensor bzw. einen Laserdistanzsensor während des Versuchs gemessen. Sowohl der Messpunkt, in welchem die Horizontalverschiebung mit dem Lasersensor erfasst wurde, als auch der Neigungssensor befanden sich aufgrund der Überschüttung oberhalb der Oberkante des Fundaments und damit des rechnerischen Drehpunkts (Bild 4). Die Messgrößen mussten daher um die Anteile aus Biegung und Verdrehung korrigiert und auf die OK Fundament rechnerisch bezogen werden. Aus dem Restanteil ($w_{gesamt} - w_\varphi - w_h$) wurde w_{EI} als Anteil aus der Verbiegung des Pfeilers ermittelt. Die gute Übereinstimmung von w_{EI} mit der rechnerischen Verformung des Kragträgers bestätigt die Modellbildung und die Plausibilität der Ergebnisse. Die ermittelten Verformungsanteile werden beispielhaft für Pfeilerachse 20 in Bild 12 dargestellt. Es tritt eine Pfeilerkopfverschiebung von etwa 13,5 mm bei einer zugehörigen Festpunktkraft von 1 860 kN auf. Den geringsten Anteil daran hat die direkte horizontale Verschiebung des Pfeilers mit 7 %. Aus der Biegung des Pfeilers resultieren 41 % der Gesamtverformung, und mit 52 % zeigt der Anteil aus Verdrehung des Fundaments den größten Einfluss.

3.4 Modellbildung der Gründung zur Prognose der Unterbausteifigkeit

In der geotechnischen Praxis werden grundsätzlich zwei unterschiedliche Ansätze zur rechnerischen Bestimmung von Ersatzfedersteifigkeiten von Pfahlgründungssystemen angewendet (Bild 13).

Dies sind zum einen numerische, analytische oder halb analytische Lösungen für Pfahlroste in Form von Stabwerken, bei denen die aus der Wechselwirkung Pfahl–Baugrund resultierende Bettung vereinfacht mit Bettungsansätzen basierend auf Erfahrungswerten modelliert wird (Methode 1). Diese Bettungsansätze für Pfähle sind i. d. R. tiefenabhängig, während unter der Pfahlkopfplatte meist eine konstante Bettung angenommen wird. Die Interaktion zwischen Pfählen bzw. Pfahlkopfplatte und Boden kann vereinfacht durch iterative Anpassung der Bettungsansätze berücksichtigt werden. Angaben hierzu befinden sich zum Beispiel in den EA-Pfähle [7].

Alternativ wird bei Verwendung der FEM oder FDM der Baugrund als Kontinuum modelliert. In Kombination mit einem geeigneten Stoffmodell und Kontaktformulierungen für die Kontaktflächen zwischen Baugrund und Massivbauteilen kann deren Interaktion bei Beanspruchung realistischer als mit anderen Methoden abgebildet werden (Methode 2). Dazu sollte das Stoffmodell die Span-



Bodenmechanische Parameter (E_S: Steifemodul)

	① Decklehm / Auelehm	② Flusskies / Terassen-kies	③ Zu Schluff und Ton zersetzter Schluff- und Tonstein	④ entfestigter Schluff- und Tonstein	⑤ Fels: Schluff- und Tonstein
E_S in [MN/m²]	5 - 10	40 - 70	10 - 30	50 - 60	>250

Bild 13 Vergleich der beiden Methoden zur Bestimmung von Ersatzfedersteifigkeiten von Pfahlgründungssystemen sowie bodenmechanische Kenngrößen
Comparison between the two methods for the calculation of the stiffness of the deep foundation and soil parameters

nungs- und Pfadabhängigkeit sowie die Deformationsabhängigkeit der Materialsteifigkeit als wesentliche bodenphysikalische Eigenschaften abbilden können. Im Rahmen dieses Projekts wurde hierfür das Hardening-Soil-Small-Strain-Modell [8] verwendet. Bei Anwendung dieser Methode erhält man auch die last- bzw. verschiebungsabhängigen Bettungen der Pfähle und der Pfahlkopfplatte als Ergebnis der Berechnung. Ist beispielsweise eine Brückenpfeilertiefgründung in geneigtem Gelände zu untersuchen, lässt sich dieser Einfluss nur mittels Methode 2 realistisch berücksichtigen.

3.5 Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Berechnungen

Im Rahmen der hier vorgestellten Untersuchungen wurden beide Verfahren im Sinne einer sog. Class-A-Prognose angewendet. Das heißt in diesem Fall, dass die rechnerischen Last-Verformungsprognosen vor Durchführung der Probebelastungen erstellt wurden. Für die Methode 1 wurde vom Aufsteller der Bestandsstatik ein Pfahlrostprogramm verwendet. Die Berechnungen nach Methode 2 wurden mit der Software Plaxis 3D durchgeführt.

Exemplarisch sind die Berechnungsergebnisse für die Verdrehung und die Verschiebung in Pfeilerachse 40 in Bild 14 zusammen mit dem Ergebnis der Probebelastung dargestellt. Weiterhin werden in Tab. 1 die experimentellen und rechnerischen Unterbausteifigkeiten in Höhe der Unterkante des Überbaus miteinander verglichen.

Der Vergleich der Berechnungs- mit den Versuchsergebnissen lässt sich projektspezifisch insgesamt wie folgt zusammenfassen:

- Die Pfahlrost-Methode (Methode 1) mit horizontal gebetteten Pfählen liefert deutlich geringere Steifigkeiten als die In-situ-Versuche und die FE-Analysen gemäß Methode 2. Die versuchstechnisch ermittelte Steifigkeit liegt bei den kürzeren Pfeilern in den Achsen 20 und 150 um 250 bzw. 310 % höher als die Werte nach Methode 1. Bei den höheren Pfeilern sind es ca. 170–200 %. Ob es sich hierbei um einen Wert auf der „sicheren Seite“ handelt, hängt vom jeweils zu führenden Nachweis ab. Hinsichtlich der Schienenspannungen infolge Bremsen führt die geringere Steifigkeit zu einer Überschätzung der Schienenbeanspruchung, jedoch zu einer Unterschätzung der Lagerkräfte.
- Die Berechnungen nach Methode 2 ergeben einen last- bzw. verschiebungsabhängigen, nichtlinearen und leicht richtungsabhängigen Verlauf der resultierenden Unterbausteifigkeit, wobei die Steifigkeit erwartungsgemäß mit zunehmenden Verschiebungen abnimmt. Die Richtungsabhängigkeit (Bild 15) resultiert aus der Topologie der Geländeoberkante. Diese Nichtlinearität konnte jedoch im Versuch nicht festgestellt werden (Bild 14).
- Die Ergebnisse der 3-D-FE-Analyse gemäß Methode 2 mit den Kennwerten basierend auf den Angaben des geotechnischen Gutachtens (obere Grenze) stimmen für alle drei rechnerisch untersuchten Pfeilerachsen (20, 40, 60) gut mit den Ergebnissen der Auswertungen der statischen Probebelastungen überein (Bild 14). Bei größeren Festpunktkräften liegen die mit der Methode 2 berechneten unter den im Versuch gemessenen Steifigkeiten.
- Die gute Übereinstimmung der Ergebnisse der durchgeführten numerischen Untersuchungen nach Methode 2 mit den Ergebnissen der Auswertung der statischen In-situ-Probebelastungen stellt eine Validierung dieses Verfahrens zur rechnerischen Bestimmung von Ersatzfedersteifigkeiten dar. Allerdings hängt die Qualität der Ergebnisse auch bei Anwendung der Methode 2 von der Qualität der Baugrunderkundung und deren Interpretation hinsichtlich der Ableitung von bodenmechanischen Parametern ab.
- Bei den statischen In-situ-Probebelastungen wurden während der Konstanthaltung der max. Pressenkraft über ca. 30 min hinweg zusätzliche Verschiebungen von bis zu ca. 1 mm gemessen. Aufgrund der projektspezifischen Rahmenbedingungen war es aus zeitlichen Gründen nicht möglich, die Last bis zum vollständigen Abklingen dieser Verschiebungen aufrechtzuerhalten. Bei Tiefgründungen in wassergesättigten feinkörnigen Böden, wie im untersuchten Fall, können sich bei längerfristiger Beanspruchung in eine Richtung weitere horizontale Festpunktverschiebungen infolge Konsolidation und Kriechen des Baugrunds einstellen. Dies führt zu einer Abnahme der Auflagersteifigkeit mit der Zeit, die in den bislang durchgeführten experimentellen und numerischen

Tab. 1 Gegenüberstellung der Unterbausteifigkeiten: bei Methode 2 werden die Ergebnisse bei einer Kraft von 2000 kN für die untere und obere Grenze der Baugrundwerte angegeben; bei den Versuchsergebnissen wird der Mittelwert aus den Teilversuchen und Lastzyklen angegeben
Comparison of the stiffness of the substructure: the results for method 2 are given by a force of 2000 kN for lower and upper values of soil parameters; the test results are average values for the different load cycles

	Rechnerische Steifigkeit Methode 1 [kN/cm]	Rechnerische Steifigkeit Methode 2 [kN/cm]	Versuch [kN/cm]
Achse 20	305	936…1 031	1 262
Achse 40	382	738…858	1 021
Achse 60	219	531…583	660
Achse 80	264	–	806
Achse 100	379	–	1 043
Achse 110	369	–	1 069
Achse 130	344	–	1 009
Achse 150	463	–	1 622

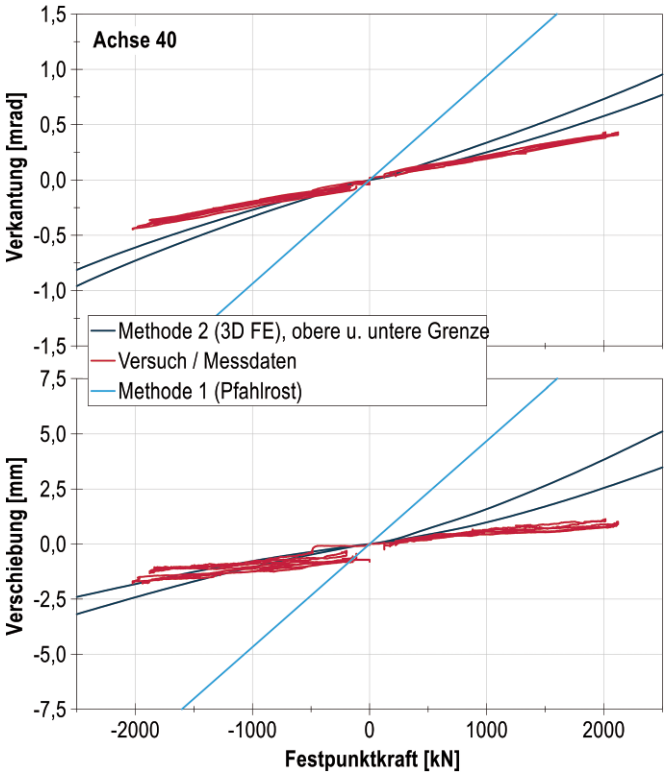


Bild 14 Vergleich der Messergebnisse mit den Ergebnissen aus den zwei Berechnungsmethoden für die Verschiebung und die Verdrehung des Fundaments am Beispiel der Achse 40
Comparison between measured and calculated displacement and rotation of the foundation using the example of axis 40

Untersuchungen nicht berücksichtigt wurde. Mit der hier vorgestellten Methode 2 ist es prinzipiell möglich, sowohl Verformungen infolge Konsolidation als auch Kriecheffekte rechnerisch zu berücksichtigen. Letzteres erfordert allerdings die Verwendung geeigneter

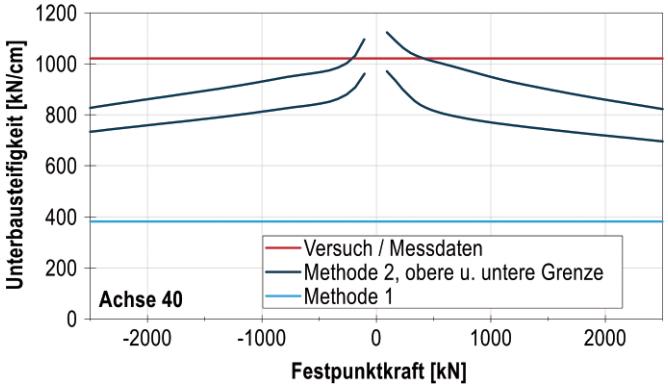


Bild 15 Vergleich der Messergebnisse mit den Ergebnissen aus den zwei Berechnungsmethoden für die Gesamtsteifigkeit am Beispiel der Achse 40
Comparison between measured and calculated stiffness of the substructure using the example of axis 40

Stoffmodelle und entsprechende Laborversuche und Erfahrung für die Bestimmung der Modellparameter.

4 Bremsversuch

4.1 Konzeption

Primäres Ziel der Bremsversuche auf der Itztalbrücke war die Erfassung der Schienenbeanspruchungen bei Bremsereignissen und der Vergleich mit den Schienenspannungen, die am Gesamtmodell zur Berechnung der Effekte aus Gleis-Tragwerks-Interaktion ermittelt wurden [4]. Ähnliche Versuche sind in der Literatur dokumentiert [9–14]. Ein weiteres nachgeordnetes Ziel des Versuchs war die Abschätzung der Unterbausteifigkeit beim Bremsvorgang.

Dafür mussten sowohl die Reaktionen des Bauwerks und der Schiene (Widerstand) als auch die eingeleitete Bremskraft (Einwirkung) messtechnisch erfasst werden. Die Messung des Widerstands erfolgte durch (Auszug der maßgebenden Maßnahmen):

- Erfassung der relativen Bauwerkslängsverschiebungen in den acht Bauwerksfugen (s. Bild 5),
- Erfassung der Schienenlängsdehnungen in Höhe der Schienenneutralachse in jeder der acht Bauwerksfugen an jeweils einer Schiene je Gleis mit DMS.

Zur Ermittlung der Einwirkung wurden die horizontalen Beschleunigungen des Fahrzeugs an vier Stellen über die Zuglänge verteilt gemessen (Bild 16). Aus der bekannten Masse der zuvor gewogenen Wagen kann dann die Bremskraft ermittelt werden.

Die Messung erfolgte mit zwei getrennten und unabhängigen Messanlagen am Zug und am Bauwerk. Die Auswertung der Messergebnisse setzt jedoch eine zeitsynchrone Aufnahme der Signale beider Messanlagen voraus. Durch die Auslösung eines zeitgleichen Triggers in beiden Anlagen beim Überfahren einer definierten Stelle

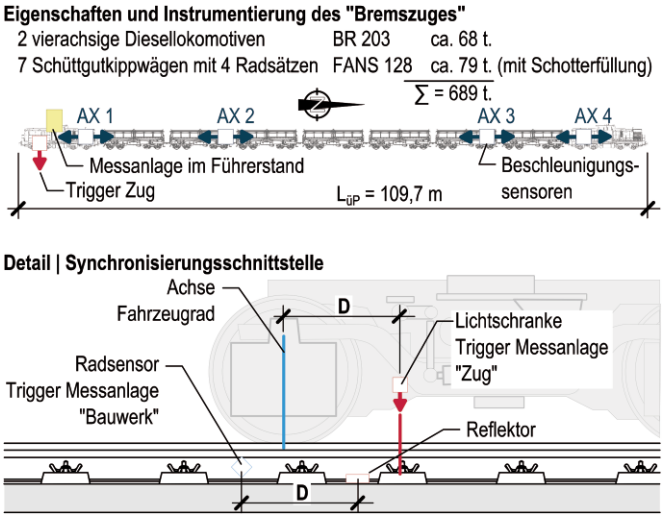


Bild 16 Instrumentierung des Zugs und Synchronisation der Messanlagen im Zug und am Bauwerk
Arrangement of the measurement devices on the train and synchronisation of both measurement systems in the train and on the bridge

Bild 17 Einleitung der Bremsung auf dem Richtungsgleis (rechts), statische Last auf dem Gegenrichtungsgleis im Bereich der Bauwerksfuge
Braking train on the first track (right), stationary train on the other track in the area of the bridge joint

des Gleises entsprechend Bild 16 kann die Synchronisation der Signale im Zuge der Datenauswertung sehr genau erfolgen.

4.2 Durchführung

Für den Bremsversuch wurden zwei Züge eingesetzt. Mit dem instrumentierten „Bremszug“ wurden die Bremsungen durchgeführt, während der zweite Zug lediglich als vertikale Auflast zur lokalen Erhöhung des Längsverschiebewiderstands auf dem Nachbargleis bei ausgewählten Bremsvorgängen diente (Bild 17). Zu Beginn der Versuchsreihe wurden sog. Referenzfahrten durchgeführt, um den reinen Einfluss aus vertikaler Last für jeden Zug einzeln in Form von Einflusslinien zu erfassen. Danach wurden die eigentlichen Bremsversuche durchgeführt. Dabei wurde die Bremsung als Schnellbremsung in der Bremsstellung „P“ realisiert. Durch diese Kombination wird eine schnelle und vollständige Entlüftung der Hauptluftleitung des Zugs und dadurch die volle Bremswirkung in kürzester Zeit erreicht. Die Konfiguration des Zugs ist so gewählt, dass sich der Zug beim Bremsruck komplett auf einem Überbau befindet.

Die Abfolge des Versuchs wurde so geplant, dass alle sieben Überbauten (s. Bild 2) in beiden Richtungen durch den Bremsruck beansprucht werden. Zur Überprüfung der Wiederholbarkeit der Ergebnisse sollten jeweils drei erfolgreiche Bremsungen in jeder Bremszielstellung erreicht werden, wobei eine Bremsung dann erfolgreich war, wenn die Zielstellung ca. 5 m vor der Bauwerksfuge um weniger als 2 m unter- oder überschritten wurde. Die Bremsungen erfolgten mit einer Ausgangsgeschwindigkeit von 20 km/h (Baugleis) und wurden durch ein Fahnensignal (Bild 17) im Abstand vom Bremsweg zur Bremszielstellung eingeleitet. Der Bremsweg betrug am ersten Tag bei trockener Witterung ca. 20 m und war sehr gut reproduzierbar (Streuung ca. ± 1,5 m), sodass drei Versuche i. d. R. ausreichend waren. Am zweiten Tag wurden wegen regnerischer Witterung nur noch Betriebsbremsungen durchgeführt, was sich sowohl auf die Größe der Bremskraft als auch auf die Trefferquote der Zielstellung (Streuung von ca. ± 10 m) negativ auswirkte.

4.3 Auswertung und Ergebnisse

Die Bremsbeschleunigungsmessungen am Zug zeigten, dass die Waggons beim Bremsruck eine deutlich höhere Beschleunigung erfahren als die Lokomotiven (Bild 18). Weiterhin kommen die vorderen Wagen des Zugs später zum Halten als die hinteren (ca. 0,02 s), was auf das Auflaufen der hinteren Wagen zurückgeführt werden kann (s. a. [15]). Am ersten Tag konnte mittels der Schnellbremsung bei trockenen Schienenverhältnissen eine Bremsbeschleunigung beim Ruck von bis zu $a = 2{,}2\ \mathrm{m/s^2}$ erreicht werden. Dies entspricht einem Reibbeiwert von $\mu = a/g = 0{,}22$ und einer Bremskraft von bis zu 1 470 kN bei einem Zuggewicht 689 t. Am zweiten Tag konnte durch die Betriebsbremsung auf der nassen Schiene nur noch die Hälfte der Kraft erreicht werden.

Um das Verhalten des Systems analysieren zu können, mussten in einem ersten Schritt die von den Lagern aufgenommene Kraft und die dazugehörige Längsverschiebung ermittelt werden. Dazu mussten geometrische und statische Annahmen getroffen werden (Bild 19), insbesondere wurde ein statisches Gleichgewicht vorausgesetzt. Da die Überbauten während und nach dem Bremsvorgang in Schwingung versetzt werden (Bild 20), gelten diese Annahmen nur eingeschränkt. Bis zum Bremsruck sind die Beschleunigungen des Überbaus noch gering (Bild 20), sodass das statische Gleichgewicht für diesen Zeitraum annähernd angesetzt werden kann. Beim Ausschwingen des Tragwerks werden jedoch erhebliche Massenträgheitskräfte aktiviert, welche in der Analyse (Bild 19) nicht berücksichtigt werden.

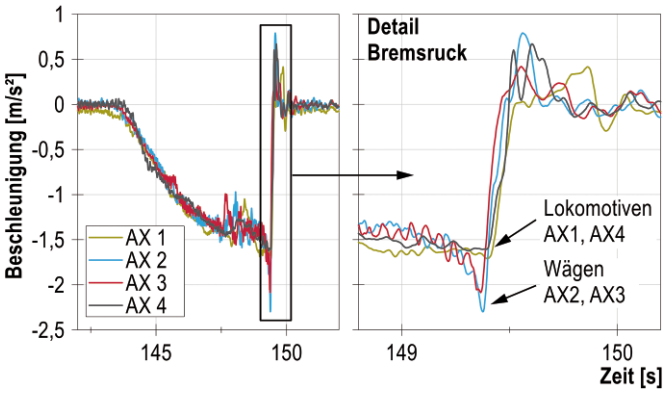


Bild 18 Gemessene Bremsbeschleunigung am 1. d (Fahrt 2.1.3), Darstellung der Signale der vier Sensoren
Measured braking acceleration in the four sensors installed along the train

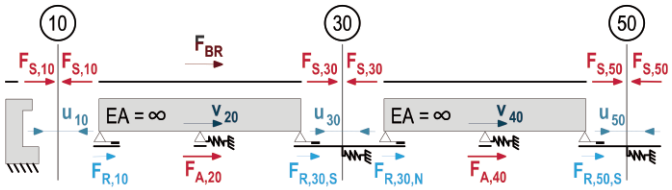


Bild 19 Ausschnitt des statischen und geometrischen Ersatzsystems, Beispiel: Bremsung auf Überbau A10–30
Cutout of the equivalent static and geometric system, example for a braking in the field A10–30

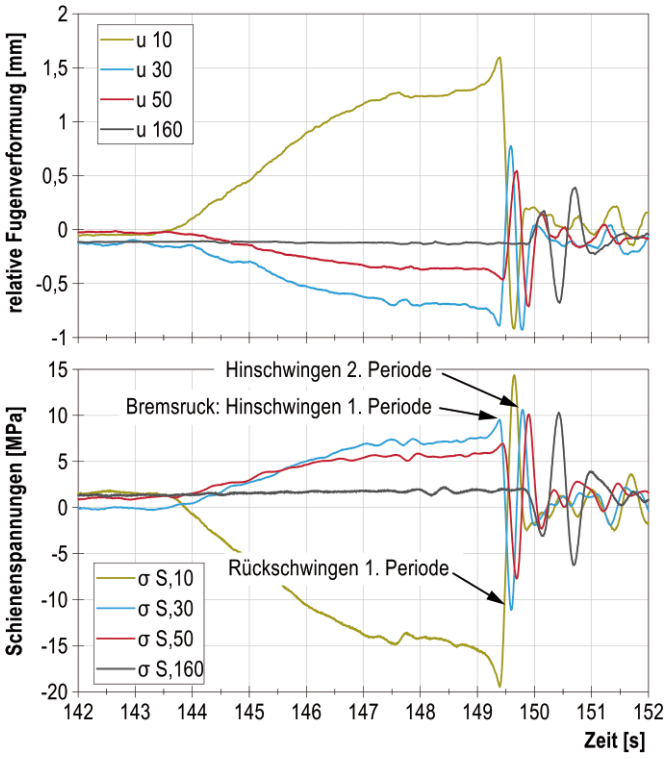


Bild 20 Zeitverlauf der relativen Fugenverformungen und der Schienenspannungen in den Fugen beim Bremsvorgang (Fahrt 2.1.3)
Time development of longitudinal deformation of the bridge and of the rail stresses in the joints

In einem zweiten Schritt wurde das Verhalten von Tragwerk und Oberbau analysiert. Verläufe der relativen Fugenverformung und der Schienenspannung sind für die Bremsung auf dem Überbau A10–30 in Richtung Achse 10 in Bild 20 dargestellt. Die Fuge in Achse 10 wird geschlossen, alle anderen Fugen öffnen sich. Das Bauwerk wird zwischen den Achsen 30 und 160 auseinandergezogen. Durch die Trägheit der Überbauten ergibt sich ein zeitlicher Versatz der Reaktion der einzelnen Überbauten (s. Bild 2), der zwischen den Achsen 10 und 160 ca. 0,5 s beträgt. Die Amplituden der Verformungen betragen max. 1,6 mm und nehmen mit zunehmendem Abstand zur Bremszielstellung ab (Bild 20). Der Zeitverlauf der Schienenspannungen entspricht dem der Bauwerksverformungen. Die max. Zugspannung beträgt bei diesem Bremsruck ca. +10 N/mm² (Achse 30) und die Druckspannung –20 N/mm² (Achse 10). Von der einwirkenden Bremskraft werden je nach Überbau ca. 35–45 % in den zugehörigen Festpfeiler eingeleitet, der übrige Teil geht über die Schiene in die benachbarten Felder und Festpfeiler.

Nach der Verformung beim Bremsruck erfolgen eine Rückverformung des Bauwerks und ein anschließendes Ausschwingen über mehrere Perioden. Dadurch werden sowohl Verschiebungen als auch Spannungen mit entgegengesetzten Vorzeichen im Vergleich zum Bremsruck hervorgerufen. Dabei treten in nahezu allen Achsen beim Rückschwingen und beim Hinschwingen in der zweiten Periode betragsmäßig größere Spannungen auf als während des eigentlichen Bremsrucks, mit Ausnahme der direkt von der Bremsung betroffenen Bauwerksfugen (s. a. [11]). Die dynamische Antwort des durch das Bauwerk gebildeten Mehrmassenschwingers beeinflusst maßgeblich das Verhalten des Systems und die Größe der Schienenspannungen beim Bremsen. Wegen der phasenverschobenen Schwingung der einzelnen Überbauabschnitte nach dem Bremsruck ist das verwendete statische Modell für die Berechnung der dynamischen Bauwerks- und Oberbauantwort nicht in der Lage, die auftretenden Effekte abzubilden. Da im Zuge der Berechnung der Schienenspannungen im Sinne einer Bemessung alle möglichen Lastpositionen untersucht werden und der angenommene Längsverschiebewiderstand des belasteten Gleises höher ist als in der Realität, sind die gemessenen Schienenspannungen beim Bremsen durch das verwendete Modell zur Berechnung der Effekte aus der Gleis-Tragwerks-Interaktion [4] ausreichend abgedeckt.

Zuletzt wurde die Kraftübertragung in die Unterbauten analysiert. Dazu wurde für jede Bremsfahrt die gem. Bild 19 ermittelte Summe der in den Unterbauten eingeleiteten Längskraft als Funktion der ermittelten Überbauverschiebung dargestellt. Wie schon erläutert, konnte diese Gegenüberstellung nur für den Zeitraum vor dem Bremsruck durchgeführt werden (für die Fahrt 2.1.3 z. B. zwischen 143,5 und 149,5 s). Das Ergebnis ist in Bild 21 am Beispiel der Achse 20 für eine Bremsfahrt auf dem Überbau A10–30 dargestellt.

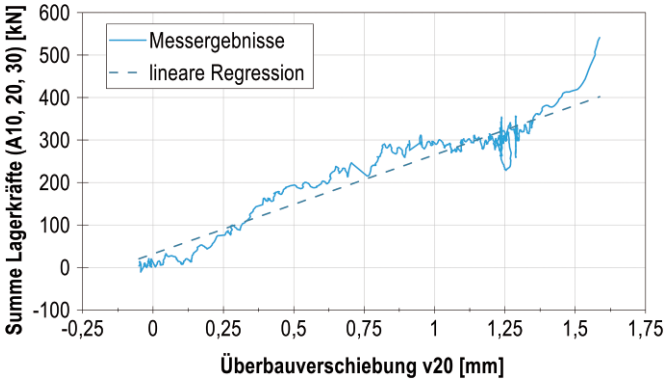


Bild 21 Darstellung der Summe der Lagerkräfte für den Überbau A10–30 als Funktion der Überbauverschiebung, Bremsfahrt 2.1.3
Sum of the horizontal forces in the substructure of field A10–30 as function of the horizontal deformation of the substructure

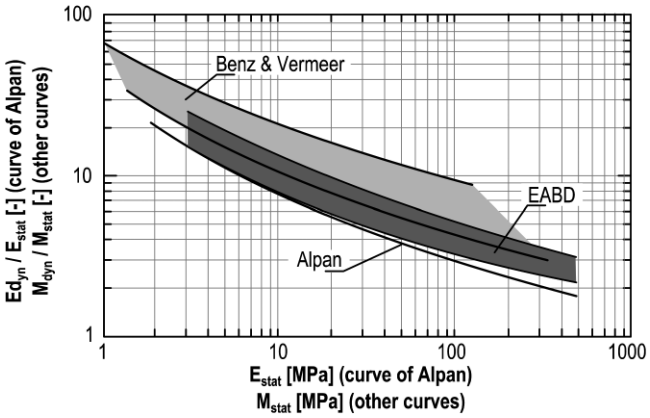


Bild 22 Verhältnis der sogenannten dynamischen zu statischen Steifigkeiten [20] (nachgezeichnet)
Ratio of so-called dynamic to static stiffnesses

Eine eindeutige Aufteilung der Kräfte auf die verschiedenen Pfeilerachsen (im Beispiel $F_{R,10}$, $F_{A,20}$, $F_{R,30,S}$) und die anschließende Ermittlung der „dynamischen Unterbausteifigkeit“ für die längsfeste Achse ist aus folgenden Gründen nicht möglich:

- Die angreifenden Kräfte in Höhe der Pfeilerköpfe wurden nicht direkt gemessen. Die Größe der Reibkräfte, der Einfluss der Lagerspiele und der Massenträgheitskräfte können nicht eindeutig quantifiziert werden. Es lässt sich nur eine Aussage über die Summe der Unterbaukräfte treffen (Bild 21).
- Die Verformungen der Pfeilerköpfe wurden nicht direkt gemessen, sondern auf Basis der gemessenen relativen Verschiebungen und von Annahmen zu den Tragwerksverformungen rechnerisch ermittelt. Da die Verschiebungen verhältnismäßig klein sind, ergeben sich aus der Methodik Unschärfen hinsichtlich der Ergebnisse.

Die Reibungskräfte konnten im Zuge der statischen Probebelastung ermittelt werden (Abschn. 3.3). Diese variieren zwischen 30 und 70 kN je Lager. Dies entspricht einer Reibkraft von bis zu 280 kN je Überbau. Bei dynamischer Einwirkung unter vertikaler Auflast des Zugs ist eine weitere Zunahme dieser Reibkräfte zu erwarten. Im Ergebnis der Untersuchungen lässt sich die Tendenz erkennen, dass die Unterbausteifigkeit des längsfesten Pfeilers beim Bremsen um ca. Faktor 2 höher liegt als beim statischen Versuch ermittelt (Abschn. 3.5). Diese größere Steifigkeit wurde in den weiteren Berechnungen angesetzt. Zum Vergleich wurde bei den Versuchen in [6] für die dortigen Randbedingungen ein Faktor zwischen 2,1 und 4,5 ermittelt, wobei diese Versuche am freistehenden und unbelasteten Pfeiler durch schlagartiges Lösen eines gespannten Seils erfolgten.

4.4 Bewertung der Ergebnisse

Durch das Bremsen und das zusätzliche Gewicht des Zugs wird über die Reibung in den Loslagern der Widerstand der Pfeiler an den Trennfugen des Überbaus aktiviert. Dies wirkt sich grundsätzlich positiv auf die Beanspruchung der Schiene und der längsfesten Lager aus. Die Tendenz, dass die Unterbauten beim Bremsen steifer reagieren als im statischen Fall, ist auf die Erhöhung der Steifigkeit des Pfeilers selbst (dynamischer E-Modul) und auf die höhere Steifigkeit und Dämpfung des Bodens zurückzuführen.

Aus bodenmechanischer Sicht kann die höhere Steifigkeit des Baugrunds beim Bremsen auf verschiedene Effekte zurückgeführt werden. Die horizontalen Ersatzfedersteifigkeiten von Tiefgründungen hängen neben der Ausführung der Massivbauteile (Pfähle, Pfahlkopfplatte) maßgeblich von der Schubsteifigkeit des Untergrunds ab. Die Schubsteifigkeit eines bestimmten Bodenmaterials ist eine Funktion des Spannungszustands, der Dichte, der jüngsten Deformationsgeschichte (z. B. [16]), der Größe der auftretenden Verzerrung, im Fall von feinkörnigen Böden auch der Beanspruchungsgeschwindigkeit (viskose Effekte [17]) und untergeordnet auch der Zahl der Lastwechsel bei alternierender Beanspruchung [18].

Die Abhängigkeit der Schubsteifigkeit von der Größe der Schubverzerrung ist indirekt in Bild 22 für den E-Modul gezeigt ($G = E/(2 + 2\nu)$). Hierbei ist die „dynamische Steifigkeit“ der Wert bei sehr kleinen ($\approx 10^{-6}$), die „statische Steifigkeit“ bei deutlich größeren Schubverzerrungen ($\approx 10^{-3}$). Deren Verhältnis als Funktion der „statischen Steifigkeit“ wurde z. B. von Alpan [19] untersucht und beschrieben.

Der experimentell festgestellte Steifigkeitsunterschied lässt sich auf Grundlage der vorgenannten Eigenschaften von Böden und Beton sowie durch die Aktivierung von Reibkräften in den verschieblichen Lagern grundsätzlich erklären und wird daher als plausibel bewertet.

5 Zusammenfassung

Um die Berechnungen der zusätzlichen Schienenspannungen im Bereich der Itztalbrücke mit experimentell

validierten Unterbausteifigkeiten durchzuführen, wurden Versuche mit horizontal auf den Brückenüberbau wirkender statischer und dynamischer Beanspruchung durchgeführt.

Beim statischen Versuch wurden die horizontalen Kräfte in den Überbau eingeleitet, um das Verformungsverhalten der Unterbauten in Brückenlängsrichtung zu charakterisieren. Durch das realisierte Versuchskonzept konnten nicht nur die globale Ersatzfedersteifigkeit, sondern auch zusätzlich die verschiedenen Anteile der Verformung (Verdrehung und Verschiebung des Fundaments sowie Verbiegung des Pfeilers) bestimmt werden. Die im Rahmen dieses Projekts durchgeführten Analysen haben gezeigt, dass die konventionell angenommenen Bettungsansätze in Kombination mit der Pfahlrost-Methode die gemessenen Steifigkeiten deutlich unterschätzen (Faktor 3–5). Dies ist nicht der Methode zuzuweisen, sondern der Schwierigkeit, realitätsnahe Bettungsansätze festzulegen. Anhand von 3-D-FE-Modellen zur Berücksichtigung der Interaktion des Baugrunds und der konstruktiven Elemente konnte hingegen eine gute Übereinstimmung mit dem Versuch festgestellt werden. Bei größeren Eisenbahnbrücken, bei denen die Nachweise der Schienenspannungen und der Lager sensitiv auf die Unterbausteifigkeit reagieren, wird deshalb auf Basis der Erkenntnisse aus dem Versuch empfohlen, die Unterbausteifigkeit mittels einer möglichst realistischen Modellierung des Gründungssystems zu ermitteln (Methode 2). Schwer erfassbare Bettungsansätze müssen dabei nicht geschätzt werden, sondern ergeben sich bei Bedarf aus dem Modell. Diese Modelle können durch Ergebnisse von Pfahlprobebelastungen noch weiter präzisiert werden.

Die experimentelle Abschätzung der „dynamischen Steifigkeit“ erfolgte im Rahmen von Bremsversuchen. Die Ermittlung der Steifigkeit aus den experimentellen Ergebnissen gestaltet sich hierbei jedoch deutlich schwieriger als bei den statischen Versuchen: (1) die eingeleiteten Kräfte in die Unterbauten und auftretenden Verformungen sind kleiner als beim statischen Versuch und können nicht direkt erfasst werden, (2) Reibkräfte in den Loslagern werden aktiviert, können jedoch nicht von der ermittelten Unterbaulängskraft separiert werden und (3) durch die dynamische Anregung des Tragwerks werden zusätzlich schwer zu quantifizierende Massenträgheitskräfte aktiviert. Die Ergebnisse zeigen jedoch tendenziell eine Zunahme der Unterbausteifigkeit für dynamische Prozesse um ca. den Faktor 2 im Vergleich zur Steifigkeit bei statischer Beanspruchung. Es wird deshalb empfohlen, die Auswirkungen einer höheren Unterbausteifigkeit, insbesondere auf die Lagerkräfte, in der Berechnung zu untersuchen. Gleichzeitig wurde aus der Analyse der Messergebnisse beim Bremsversuch festgestellt, dass die Aktivierung von Reibkräften in den Loslagern deutliche Tragreserven im System weckt und zur Entlastung sowohl der Schiene als auch der längsfesten Lager beiträgt. Ein Ansatz dieser Reserven ist aber rechnerisch schwer umzusetzen.

Literatur

[1] Marx, S.; Geissler, K. (2010) *Erfahrungen zur Modellierung und Bewertung von Eisenbahnbrücken mit Resonanzrisiko* in: Stahlbau 79, H. 3, S. 188–198. https://doi.org/10.1002/stab.201090009

[2] Marx, S.; Seidl, G. (2011) *Integral Railway Bridges in Germany* in: Structural Engineering International 21, no. 3, pp. 332–340. https://doi.org/10.2749/101686611

[3] Marx, S.; Schneider, S. (2014) *Entwerfen von Eisenbahnbrücken für dynamische Einwirkungen aus dem Hochgeschwindigkeitsverkehr* in: Bautechnik 91, H. 2, S. 75–90. https://doi.org/10.1002/bate.201300097

[4] Wenner, M.; Lippert, P.; Plica, S.; Marx, S. (2016) *Längskraftabtragung auf Eisenbahnbrücken, Teil 1: Geschichtliche Entwicklung und Modellbildung* in: Bautechnik 93, H. 2, S. 59–67. https://doi.org/10.1002/bate.201500107

[5] Wenner, M.; Lippert, P.; Plica, S.; Marx, S. (2016) *Längskraftabtragung auf Eisenbahnbrücken, Teil 2: Hintergründe des Nachweises* in: Bautechnik 93, H. 7, S. 470–481. https://doi.org/10.1002/bate.201600034

[6] Kempfert, H.-H.; Schwarz, P. (1984) *In situ-Versuche zur Ermittlung der Unterbausteifigkeit an zwei Pfeilern der Sinntalbrücke Schaippach.* Schriftenreihe des Lehrstuhls und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München, Heft 3.

[7] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik [Hrsg.] (2012) *EA-Pfähle, Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“.* 2. Aufl., Jan. 2012, Berlin: Ernst & Sohn.

[8] Benz, T. (2007) *Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences* [Dissertation]. Mitteilung 55 des Instituts für Geotechnik, Universität Stuttgart.

[9] Bernhard, R. (1936) *Über die Verteilung der Bremskräfte auf stählernen Eisenbahnbrücken* in: Der Stahlbau 9, H. 5, S. 36–39, H. 7, S. 53–56.

[10] Geissler, K.; Grasse, W.; Schmachtenberg, R.; Stein, R. (2002) *Zur messwertgestützten Ermittlung der Verteilung der Brems- und Anfahrkräfte an der Eisenbahnhochbrücke Rendsburg* in: Stahlbau 71, H. 10, S. 735–747.

[11] Stein, R.; Quoos, V. (2005) *Bremsversuch auf der Eisenbahnhochbrücke Hochdonn* in: Curbach, M. [Hrsg.]: Tagungsband des 3. Symposiums Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen. Dresden, 9. März 2005. Technische Universität Dresden, S. 1–20.

[12] Seidl, G. (2013) *Bericht ÖBB Strecke Linz – Selzthal km 88,488 Trattenbachbrücke Auswertung Monitoring.* (unveröffentlicht).

[13] Schacht, G.; Wedel, F.; Marx, S. (2018) *Bridge load testing in Germany* in: ACI Special Publication 323, SP-323-6.

[14] Marx, S.; Wenner, M.; Käding, M.; Wedel, F. (2018) *Vom Rechnen und Wissen – Monitoring an den Talbrücken der Neubaustrecke Erfurt-Leipzig/Halle* in: Curbach, M. [Hrsg.]: Tagungsband des 28. Dresdner Brückenbausymposiums. Dresden, 13. März 2018. Technische Universität Dresden, S. 41–56.

[15] Bundesbahn-Zentralamt München (1979) *Bericht zu den Bremsversuchen mit einer etwa 690 m langen Güterzug*. Berichtnummer 14.1412 Ibvm 682.
[16] Meier, T. (2009) *Application of Hypoplastic and Viscohypoplastic Constitutive Models for Geotechnical Problems* [Dissertation]. Veröffentlichung des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 171.
[17] Niemunis, A. (2003) *Extended hypoplastic models for soils*. Monografia Nr. 34, Politechnika Gdanska.
[18] Studer, J. A.; Koller, M. G. (1997) *Bodendynamik*. 2. Aufl. Berlin/Heidelberg: Springer-Verlag.
[19] Alpan, I. (1970) *The Geotechnical Properties of Soils* in: Earth Science Reviews, no. 6, pp. 5–49. https://doi.org/10.1016/0012-8252(70)90001-2
[20] Wichtmann, T.; Triantafyllidis, T. (2009) *On the correlation of „static" and „dynamic" stiffness moduli of non-cohesive soils* in: Bautechnik 86, Special Issue Aug. 2009, pp. 28–39.

Autoren
Dipl.-Ing. Marc Wenner
Marx Krontal Partner
MKP GmbH
Uhlemeyerstr. 9+11
30175 Hannover
marc.wenner@marxkrontal.com

Dr.-Ing. Thomas Meier
Baugrund Dresden
Ingenieurgesellschaft mbH
Kleistkarree – Kleiststraße 10a
01129 Dresden
meier@baugrund-dresden.de

Frederik Wedel M. Sc.
Marx Krontal Partner
MKP GmbH
Uhlemeyerstr. 9+11
30175 Hannover
frederik.wedel@marxkrontal.com

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx
Leibniz Universität Hannover
Institut für Massivbau
Appelstraße 9A
30167 Hannover
marx@ifma.uni-hannover.de

2.5 Publikation Nr. 5: Langzeitverhalten einer 170 m langen integralen Eisenbahnbrücke – Messungen und Modellbildung zur Interaktion Boden-Bauwerk-lückenloses Gleis am Beispiel der Rednitztalbrücke

Hauptautor:	Wenner, M.
Koautoren:	Seidl, G.; Garn, R.; Marx, S.
Zeitschrift:	Bautechnik, Ernst & Sohn Verlag
Ausgabe:	Volume 96 (2019), Heft 2, Seiten 120 – 132
Veröffentlicht als	Aufsatz, peer-Review
DOI:	10.1002/bate.201800068

Der Hauptautor hat diesen Aufsatz federführend abgefasst. Zur Leistung des Hauptautors in diesem Aufsatz gehören die Konzeption der messtechnischen Überwachung, die Entwicklung der Auswertemethoden, die Durchführung der Messdatenauswertung für das Tragwerks selbst als auch für den Oberbau sowie die Bewertung der Ergebnisse.
Herr Prof. Seidl und Herr Garn haben das numerische Modell des kombinierten Systems Tragwerk / Gleis und der verschiedenen zugehörigen Modellvarianten erstellt und die Berechnungen durchgeführt. Der Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Berechnungen und die Parameteruntersuchung zur Kalibrierung des Modells erfolgten zusammen mit dem Hauptautor. Auch die Interpretation der Ergebnisse erfolgte gemeinsam.
Herr Prof. Marx hat das Projekt initiiert, die Konzeption, Auswertung und Bewertung der Messungen fachlich begleitet und die Ergebnisse und vorgenommene Bewertungen geprüft.

DOI: 10.1002/bate.201800068

Marc Wenner*, Günter Seidl, Robert Garn, Steffen Marx

AUFSATZ

Langzeitverhalten einer 170 m langen integralen Eisenbahnbrücke

Messungen und Modellbildung zur Interaktion Boden/Bauwerk/lückenloses Gleis am Beispiel der Rednitztalbrücke

Die Rednitztalbrücke ist eine 170 m lange Eisenbahnbrücke. Die Pfeiler und die Widerlager sind monolithisch mit dem Überbau verbunden. Die im Jahr 1999 gebaute Brücke stellt für das Netz der DB AG wegen der Konstruktionsart und ihrer integralen Länge eine Besonderheit dar. Die Bauweise hat sich jedoch in den letzten 18 Jahren durch den sehr geringen Instandhaltungsaufwand bewährt. Um die Ansätze für die Berechnung langer integraler Brücken im Vergleich zu den heute üblichen Regeln zu verbessern, wurden am Bauwerk ein Langzeitmonitoring sowie rechnerische Untersuchungen vorgenommen. Das tatsächliche Verformungsverhalten des integralen Tragwerks und die Beanspruchung des darauf liegenden, durchgängigen Schotteroberbaus mit lückenlos verschweißter Schiene wurden mittels einer einjährigen Langzeitmessung erfasst. Im Anschluss erfolgte ein Vergleich zu einem numerischen Modell. Es konnten aus den Betrachtungen Rückschlüsse zur Aktivierung des Erdkörpers hinter dem Widerlager und zur Funktionsweise der Schleppplatte gezogen werden. Weiterhin konnte gezeigt werden, dass die Schienenbeanspruchung durch die Interaktion des Bauwerks mit dem Damm und durch das Verhalten des Schotterbetts günstig beeinflusst wird, sodass die zusätzlichen Schienenspannungen am Bauwerksende trotz der Bauwerkslänge von 170 m weit unterhalb der Grenzwerte bleiben. Die Ergebnisse zeigen in vieler Hinsicht ein vielversprechendes Potenzial für den Einsatz langer integraler Bauwerke für die Eisenbahn.

Keywords Rednitztalbrücke; Brücke, integral; Monitoring; Schleppplatte; Schienenspannungen

Long-term structural behaviour of a 170 m long integral railway bridge – monitoring and modelling of the soil-structure-CWR interaction

The Rednitz valley bridge is a 170 m long railway viaduct. The piers and the abutments are connected to the superstructure monolithically. Because of its construction type and its integral length, this bridge is an exception in the railway network of the DB AG. The low maintenance effort needed since its construction in 1999 shows the advantages of this construction type. A long-term monitoring as well as numerical analyses have been performed on the bridge in order to improve the calculation approach for long integral bridges compared to the actual standards. In a first step, the real deformation behaviour of the integral structure as well as the stresses in the continuous welded rail track have been characterised based on the measurement results. Subsequently the results were compared to the results of the numerical models. Conclusions about the activation of the backfill of the abutment and about the function of the transition plate could be drawn from the investigations. Furthermore, it could be shown, that the interaction between the bridge end and the backfill as well as the behaviour of the ballasted track have a favourable influence on the rail stresses in the transition area. Despite the considerable bridge length of about 170 m, the additional rail stresses remain small compared to the allowable stresses and to the expectations.

Keywords Rednitz valley bridge; integral bridge; monitoring; transition plate; rail stresses

1 Einleitung

Integrale Brücken haben bei der Eisenbahn eine lange Tradition [1]. Im Netz der DB AG werden heute integrale Rahmenbauwerke oft bei kleinen Stützweiten eingesetzt. Vorteile sind die Robustheit des Tragwerks sowie bautechnologische Vorteile durch Rahmenverschub in Sperrzeiten beim Bau unter rollendem Rad. Rahmenbauwerke bis 6 m lichte Weite werden seit 2013 im Modul 804.9040 [2] über Richtzeichnungen standardisiert. Für die Straße gibt es seit 2016 die RE-ING [3], die Entwurfsgrundlagen für längere integrale Brücken beinhaltet. Bei der DB AG ist ein vergleichbares Dokument in Vorbereitung, das den Anwendungsbereich von Rahmenbrücken im Eisenbahnnetz regeln wird.

*) Corresponding author: wenner@ifma.uni-hannover.de
Submitted for review: 20 August 2018
Accepted for publication: 13 November 2018

Rahmenbrücken mit integralen Widerlagern weisen große Vorteile durch die direkte Abtragung der horizontalen Lasten aus bspw. Bremsen des Zugs auf, weil das gesamte Brückentragwerk durch die Einspannung aktiviert und zur Verformungs- und Schwingungsreduzierung herangezogen wird. Darüber sind Rahmen auch hinsichtlich des Unterhaltungsaufwands sehr effizient [4]. Bei großen integralen Längen sind jedoch die Wechselwirkung zwischen hinterfülltem Dammmaterial und Brückenbauwerk (s. a. [5]), die sich einstellende Längsdehnung des Tragsystems bei täglichen und saisonalen Temperaturänderungen und die daraus resultierenden zusätzlichen Schienenspannungen wenig bekannt.

Die Strecke 5320 (Treuchtlingen–Nürnberg) der Deutschen Bahn wurde 1999 um ein Gleis für den S-Bahn-Verkehr erweitert. Im Zuge der Erweiterung wurden durch die Beauftragung von Nebenangeboten drei eingleisige, integrale Bauwerke erstellt: die Mainbachtalbrücke (83,60 m),

Quelle: SSF Ingenieure

Bild 1 Foto der Eisenbahnbrücke Rednitztal, parallel dazu die Fernstrecke auf dem Mauwerksgewölbe
Photograph of the Rednitz valley railway bridge (foreground), and of the mainline masonry arch bridge (background)

die Schwabachtalbrücke (127,50 m) [6] sowie die Rednitztalbrücke mit einer integralen Länge von 169,65 m. Durch ihre außergewöhnliche Länge versprach die Rednitztalbrücke, die meisten Informationen über das langzyklische Verformungsverhalten der Brücke und das Zusammenspiel zwischen Bauwerk, Hinterfüllbereich und lückenlosem Gleis zu liefern. Im Rahmen des Forschungsvorhabens VP 1099 der Forschungsvereinigung Stahlanwendung (FOSTA) [7, 8] wurde an diesem Bauwerk ein Monitoring durchgeführt, um folgende Erkenntnisse zu gewinnen und Fragestellungen für Entwurf und Bemessung von langen Rahmenbrücken zu beantworten:

- Längsverformung des Tragwerks unter Temperatureinwirkung,
- Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Hinterfüllbereich,
- Einfluss der temperaturbedingten Brückenverformungen auf das Gleis und die Schienenbeanspruchung im Übergangsbereich Brücke/Hinterfüllbereich.

Die Ergebnisse sollen Rückschlüsse auf das tatsächliche Tragverhalten aufzeigen und Hinweise auf eine geeignete konstruktive Durchbildung für eine einfache, robuste und instandhaltungsarme Konstruktion geben.

2 Die Rednitztalbrücke

Die eingleisige Rednitztalbrücke wurde für die S-Bahn-Strecke 5971 zwischen Roth und Nürnberg neben der bestehenden zweigleisigen Gewölbebrücke der Fernbahnstrecke 5320 errichtet (Bild 1).

In Abweichung vom Amtsentwurf, der einen vorgespannten Plattenbalken auf Lagern und auf Pfahlböcken gegründete Pfeiler vorsah [6], wurde ein Nebenentwurf als Rahmenbauwerk mit integralen Widerlagern realisiert. Die Ersparnis bei den Baukosten von ca. 30 % gegenüber dem Amtsvorschlag ergab sich zum Großteil aus der Optimierung der Gründung.

In allen Achsen sind die Pfeiler mit einer Höhe von ca. 14 m mit dem Überbau monolithisch verbunden. Durch die integrale Ausbildung und die steif ausgebildeten Widerlager können die Bremskräfte aus dem Überbau verformungsarm in die Unterbauten und die Gründung abgeleitet werden. So war es möglich, die Großbohrpfähle ∅ 1,20 m in den Pfeilerachsen einreihig anzuordnen und über dem Grundwasser direkt in die Pfeilerschäfte einzubinden (Bild 2). Eine Wasserhaltung mit Spundwandkasten entfiel somit. Der Überbau ist als schlaff bewehrter Plattenbalken ausgeführt und besitzt eine Konstruktionshöhe von 1,20 m. Das in Nord-Süd-Richtung ausgerichtete Bauwerk wurde 1999 fertiggestellt und besitzt eine Bauwerkslänge von 169,65 m zwischen den Bauwerksachsen und ca. 188 m bis zu den Flügelenden (Bild 2).

Der Übergang zwischen dem Bauwerk und dem anschließenden Damm erfolgt über eine Schleppplatte. Diese liegt im Widerlager auf jeweils zwei Elastomerlagern und hinter dem Wartungsgang auf einer Stützwand, die zwischen den Flügeln des Widerlagers eingebaut ist (Bild 3). Der Übergang zwischen Widerlager und Schleppplatte wurde durch eine Fugenkonstruktion rea-

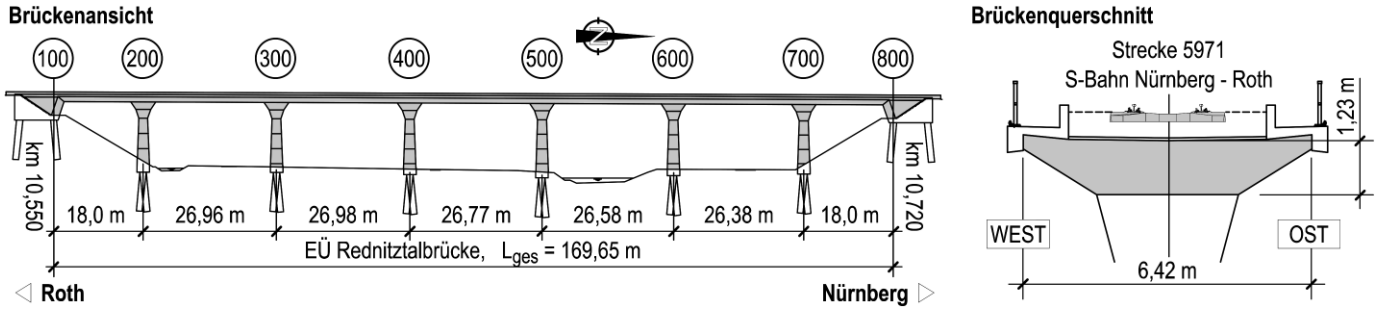


Bild 2 Längsschnitt und Regelquerschnitt der EÜ Rednitztal
Longitudinal and cross section of the Rednitztal railway viaduct

lisiert, die die Bewegungen zwischen Bauwerk und Hinterfüllbereich entkoppeln sollte. Durch den Wartungsgang besteht die Möglichkeit, die Fugenkonstruktion während des Betriebs zu inspizieren. Die Hinterfüllung ist mit herkömmlichem Dammschüttungsmaterial realisiert worden.

Das Gleis ist über die gesamte Bauwerkslänge lückenlos verlegt. Es kommt herkömmlicher Schotteroberbau zum Einsatz. Als Schienen sind Profile des Typs S54 verbaut, die auf B70-Schwellen in einem Abstand von 60 cm verlegt sind.

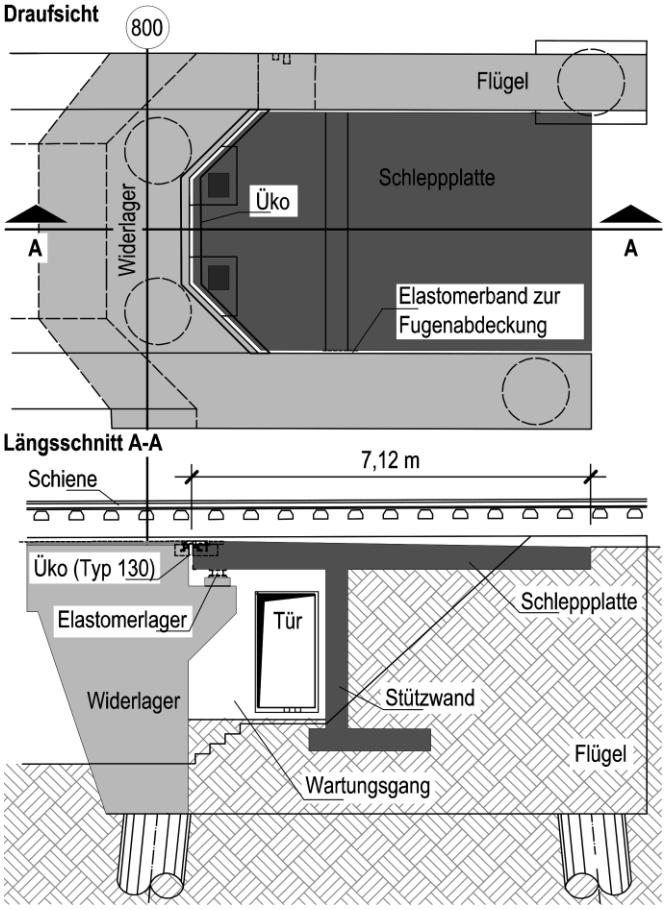


Bild 3 Detail des Übergangs zwischen integralem Tragwerk und anstehendem Damm
Detail of the transition between integral bridge abutment and embankment

3 Messkonzept

3.1 Messungen am Tragwerk

Der erste Schwerpunkt der Messungen liegt auf der Charakterisierung des langzeitigen Verformungsverhaltens des Tragwerks. Dazu wurden folgende messtechnische Maßnahmen umgesetzt:

Maßnahme TL|Messung der Lufttemperatur: Die Kenntnis der Lufttemperatur als führende klimatische Einwirkung ist als Referenz zur Beurteilung der anderen Messgrößen und von ggf. auftretenden Temperaturfehlern bei anfälligen Sensoren von Bedeutung. Der Temperatursensor wurde verschattet an der Brückenunterseite angebracht.

Maßnahme TB|Messung der Bauwerkstemperatur: Zur Charakterisierung der thermischen Verformungen des Überbaus muss die Querschnittstemperatur erfasst werden. Bei anderen Projekten an Eisenbahnbrücken mit massivem Querschnitt, bei denen das Temperaturfeld im Querschnitt umfangreich messtechnisch erfasst wurde, wurde abgeleitet, dass die dehnungswirksame Querschnittstemperatur durch die Erfassung der Temperatur am Querschnittsrand hinreichend genau abgebildet werden kann. Deshalb wurden hier zwei Temperaturfühler in einer Tiefe von 10 und 30 cm ab Überbauunterkante eingebaut, wobei der Zweitgenannte für die Auswertungen herangezogen wurde.

Maßnahme LV|Messung der Überbaudehnung: Zur Erfassung der Längenänderung des integralen Überbaus wurde ein Lasersensor an der Unterseite des Überbaus im Bereich der Achse 800 auf der Westseite eingebaut, der den Abstand zu einer Reflektorplatte in Achse 100 misst (Bild 4). Der Laserstrahl liegt im Schatten und wird nicht durch die Sonne beeinflusst.

Maßnahme F1|Messung der Relativbewegung Schleppplatte/Widerlager: Um das Verformungsverhalten der Schleppplatte zu erfassen, wurde die relative Längsbewegung zwischen der Widerlagerwand und der Schleppplatte unterhalb der Fugenkonstruktion in der Bauwerksachse und in beiden Widerlagerachsen über einen Wegaufnehmer gemessen.

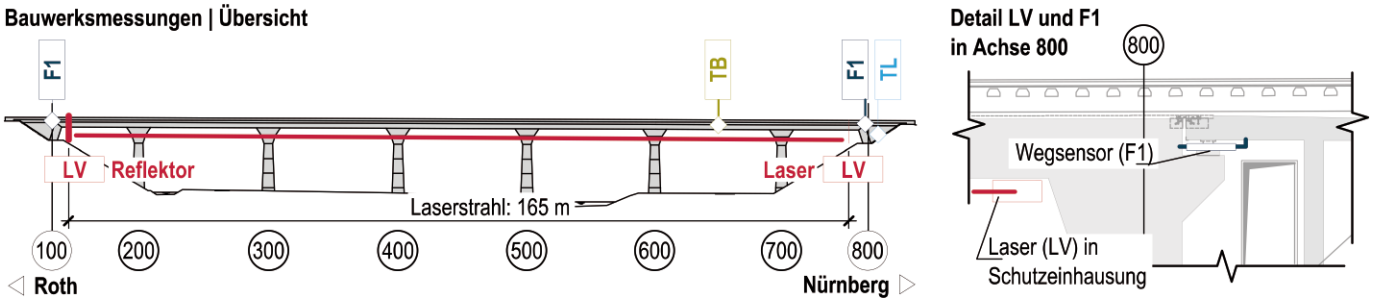


Bild 4 Übersicht Messmaßnahmen und eingebaute Sensoren zur Erfassung des Tragwerksverhaltens
Measurement layout for the monitoring of the bridge structure

Die Anordnung der Sensoren am Bauwerk und ausgewählte Details der Applikation sind in Bild 4 zusammengefasst.

Es stehen für die Auswertung Messdaten für den Zeitraum von Dez. 2016–Juni 2018 zur Verfügung.

3.2 Messungen am Oberbau

Der zweite Schwerpunkt der durchgeführten Messungen bezieht sich auf die Analyse der Effekte aus der Gleis-Tragwerks-Interaktion auf die Oberbaureaktionen bei langzeitigen Temperatureinwirkungen. Das Verhalten des Brückenendes ist für die Beanspruchung und Verschiebung der Schiene maßgebend [9]. Wegen der Symmetrie des Bauwerks wurde die Messung auf den Bereich um die Achse 800 konzentriert. Zur Erfassung der maßgebenden Oberbaureaktionen wurden folgende messtechnische Maßnahmen umgesetzt (s. a. [10]):

Maßnahme SL0|Messung der Schienenlängsdehnungen: Um Rückschlüsse auf die Schienenlängsspannungen ziehen zu können, wurden geklebte Folien-Dehnungsmessstreifen (DMS) auf die Schiene beidseits des Schienenstegs in der Schwerachse der Schiene appliziert. Zur Kompensation der Temperaturfehler wurden selbstkompensierende T-Rosetten-Sensoren, die auf den Schienenstahl abgestimmt sind und zusätzlich in einer Wheatstone'schen Halbbrückenschaltung verschaltet wurden [11], verwendet.

Maßnahme TS|Messung der Schienentemperatur: Ein Großteil der Schienenbeanspruchung tritt im lückenlosen Gleis infolge von Temperatur auf. Um diese Effekte quantifizieren und die Annahmen hinsichtlich der Temperaturverteilung verifizieren zu können, wird die Schienentemperatur beidseits des Schienenstegs an mehreren Stellen über den Messbereich erfasst.

Maßnahmen SV1 und SV2|Messung des Schienendurchschubs und der Schwellenverschiebung: Durch die Interaktion zwischen Gleis und Tragwerk verschiebt sich der Gleisrost in Längsrichtung. Es entstehen Relativbewegungen zwischen Schiene und Schwelle (SV1, Durchschubweg) sowie zwischen Schwelle und Brückendeck (SV2).

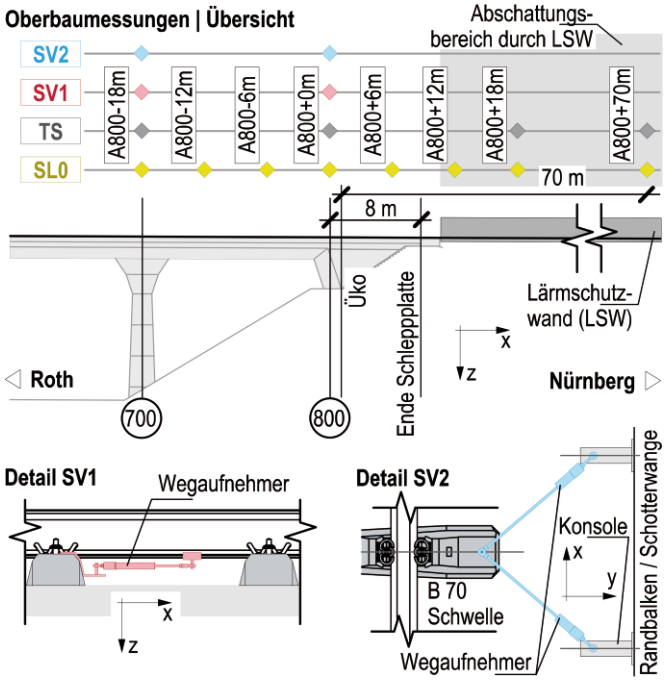


Bild 5 Übersicht Messmaßnahmen und eingebaute Sensoren zur Erfassung des Oberbauverhaltens
Measurement layout for the monitoring of track behaviour

Der Durchschubweg wurde direkt über einen Wegsensor zwischen Schienenfuß und Schwelle erfasst (Bild 5). Die Schwellenlängsbewegung wurde indirekt über zwei schräg angeordnete Wegaufnehmer jeweils an beiden Schwellenenden erfasst (Bild 5). Die Längskomponente der Verschiebung wird über Trigonometrie ermittelt.

Die Verteilung der Sensoren über den überwachten Bereich sowie ausgewählte Details sind in Bild 5 zusammengefasst.

Alle Messungen sind mit einer Messfrequenz von 1 Wert/10 min erfasst worden. Die Sensoren am Gleis wurden erst im Juni 2017 eingebaut, sodass Messdaten für einen Zeitraum von elf Monaten bis Juni 2018 vorliegen.

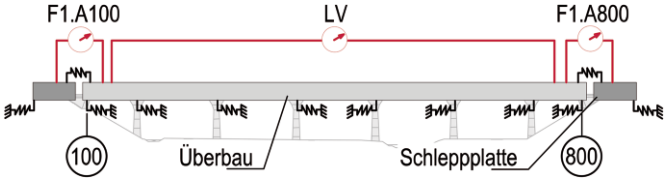


Bild 6 Ersatzsystem für die Analyse des Verformungsverhaltens des betrachteten Systems
Equivalent model of the system for the analyse of the longitudinal displacements

4 Messergebnisse zum Verhalten unter klimatischen Einwirkungen

4.1 Allgemeine Datenaufbereitung

Bis auf die Temperatur werden nur relative Messgrößen ohne absoluten Bezug erfasst. Insbesondere bei den Schienendehnungen kann durch den Einbau der DMS am bereits verspannten Gleis keine Absolutspannung gemessen werden, sondern lediglich eine Änderung in Bezug auf einen Referenzzeitpunkt. Die relativen Messgrößen wurden in der Auswertung auf einen Referenzzeitpunkt bezogen (Offset), der so gewählt wurde, dass die Bauwerkstemperatur ca. T_B = 10 °C beträgt (Aufstelltemperatur gem. [12]) und die Schienentemperatur in etwa der mittleren Verspanntemperatur von $T_{S,0}$ = 23 °C gem. [13] entspricht. Als Referenzzeitpunkt, bei dem diese Annahmen zutreffen, wurde der 25. Okt. 2017, 13 Uhr gewählt. Zu diesem Zeitpunkt wird die Annahme getroffen, dass die Schienenbeanspruchung sowohl infolge Temperatur des lückenlosen Gleises als auch infolge der Gleis-Tragwerks-Interaktion gering ist (s. Abschn. 4.3). Weiterhin wurde für die Laserdistanzmessung der Einfluss aus atmosphärischen Änderungen der Lufttemperatur entsprechend [14] mit 1 ppm/K kompensiert.

4.2 Tragwerksverhalten

Über den Messzeitraum von 18 Monaten schwankt die Lufttemperatur zwischen −11,5 und +30,2 °C. Die Bauwerkstemperatur hingegen variiert im Bereich von −5,9 bis +25,2 °C (Bild 7). Diese klimatischen Einwirkungen stellen für die Langzeitüberwachung die maßgebende Einwirkung dar.

Zur Beschreibung des Verformungsverhaltens des überwachten Systems wird das in Bild 6 dargestellte Ersatzsystem herangezogen. Das Tragsystem ist durch die Einspannung der Pfeiler und Widerlager in den Überbau statisch unbestimmt. Die auf der Winkelstützwand aufliegende Schleppplatte erfährt durch eine gewisse Steifigkeit der Übergangskonstruktion sowie durch die Schubsteifigkeit der Elastomerlager (s. Bild 3), aber auch indirekt über die Kopplung an den elastischen Halbraum der Hinterfüllung eine Mitnahmebewegung aus dem Brückenbauwerk und wird bei horizontalen Verschiebungen aktiviert.

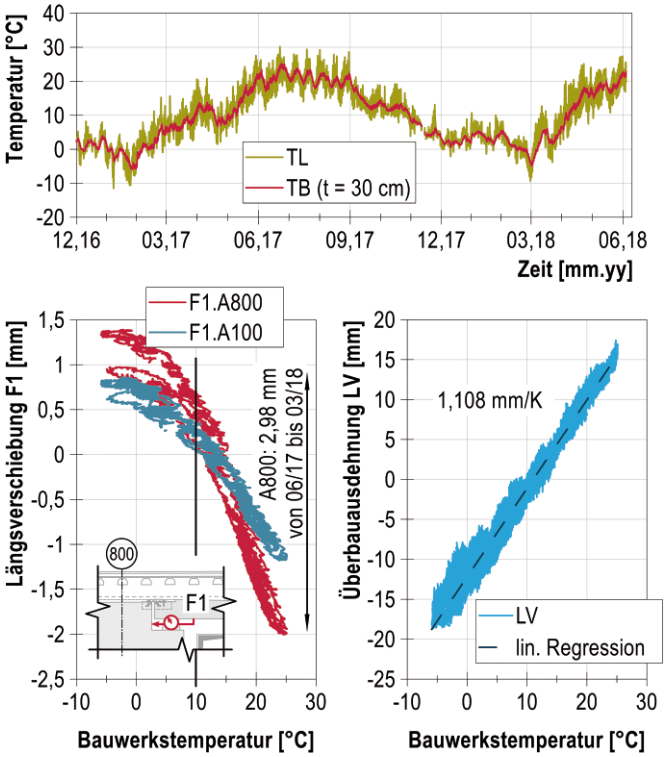


Bild 7 Darstellung der gemessenen Luft- und Bauwerkstemperatur über die Zeit sowie der Verschiebungen (F1 und LV) als Funktion der Bauwerkstemperatur – ein Zunehmen des Messwerts entspricht bei LV einer Verlängerung des Überbaus, bei F1 einer Vergrößerung des Abstands zwischen Schleppplatte und Widerlager
Development of the air and bridge temperature over time and diagram of the displacements F1 and LV as function of the bridge temperature – a positive value for LV corresponds to an extension of the superstructure, a positive value for F1 to an increase of the distance between abutment and transition plate

In Bild 7 sind die gemessenen Wege über die Bauwerkstemperatur dargestellt. Die Überbauausdehnung ist linear abhängig von der Temperaturvariation. Es ist auch ersichtlich, dass die Relativverschiebungen zwischen Widerlager und Schleppplatte im Vergleich zur gemessenen Überbaudehnung sehr klein sind: bei der Messung F1 tritt über das Jahr eine kumulierte Verschiebung von ca. ΔL = 4,8 mm (A100 + A800) und bei der Messung LV von ca. ΔL = 36 mm auf.

Es kann daraus geschlossen werden, dass die Schleppplatten und das Erdreich zwischen den Flügeln bei der thermischen saisonalen Bewegung der Brücke nahezu vollständig mitgenommen werden. Eine Bewegung an der theoretisch vorgesehenen Bewegungsfuge findet dagegen kaum statt.

Bei der entstehenden Relativverschiebung zwischen Schleppplatte und Widerlager ergibt sich ein nichtlinearer Zusammenhang mit der Bauwerkstemperatur bzw. der zugehörigen Widerlagerverschiebung. Bei höheren Temperaturen (≥ 10 °C) und Widerlagerbewegungen in Richtung des Dammkörpers sind die Relativbewegungen größer als bei Temperaturen < 10 °C und Widerlagerbewegungen aus dem Erdreich heraus (Bild 7). Die Kopplung zwischen Schleppplatte und Widerlagerkonstruktion

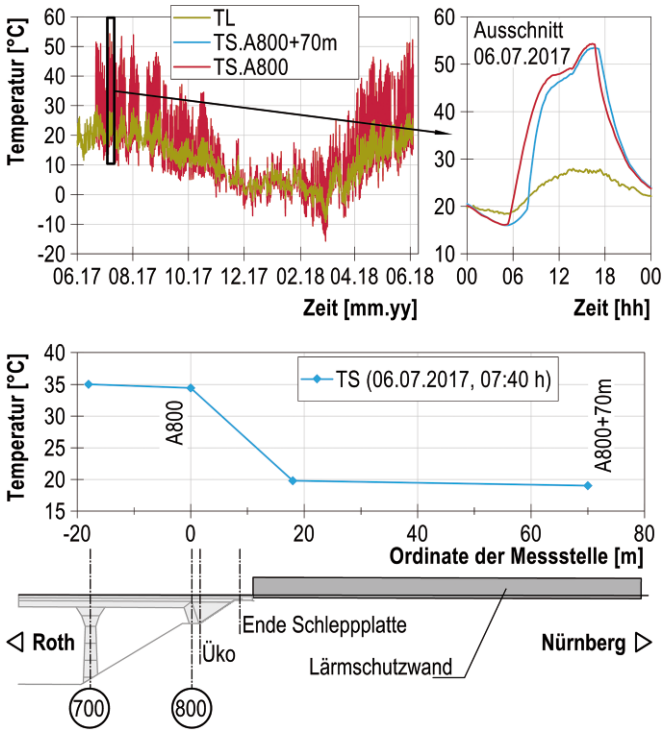


Bild 8 Darstellung der gemessenen Schienentemperatur über die Zeit sowie des Temperatugradienten bei Schattenwurf durch die Lärmschutzwand
Development of the rail temperature over time and instantaneous temperature state of the rail in a moment of high gradient caused by shading of the noise protection wall

scheint demnach abhängig von der Bewegungsrichtung des Widerlagers bezogen auf die „Ruhetemperatur“ des Bauwerks von ca. 10 °C zu sein. Eine Erklärung dafür könnte die Aktivierung des passiven Erdwiderstands bei Bewegung der Schleppplatte in Richtung des Damms sein, wodurch sich kleinere Absolutbewegungen der Schleppplatte und größere Relativbewegungen zum Widerlager ergeben würden.

4.3 Oberbauverhalten

Der Nachweis der Gleis-Tragwerks-Interaktion ist in den Regelwerken [2, 15] verankert und beschränkt sich auf den Nachweis der sogenannten zusätzlichen Schienenspannungen, die auf die Interaktion mit dem Tragwerk zurückzuführen sind (s. a. [9, 16]). Dieser Nachweis ist bei der Rednitztalbrücke wegen der Länge des Überbaus und der Führung des lückenlosen Gleises über dem Bauwerk explizit zu führen [9]. Die vorhandene und gemessene Schienendehnung bzw. -spannung besteht zusätzlich aus dem Anteil aus den Zwangsspannungen bei Temperaturänderungen der lückenlos verschweißten Schiene (ΔT_S) und aus Verkehrsbelastung.

Hauptziel der Messungen ist die Ermittlung der zusätzlichen Schienenspannungen und deren Verteilung im Bereich des Brückenendes, sodass die gemessenen Schienendehnungen aus ΔT_S separiert werden müssen. Dies gelingt mit den folgenden Annahmen:

Foto: THOMAS MENGER

Bild 9 Blick vom Widerlager Achse 800 in Richtung Nürnberg, Schattenwurf der Lärmschutzwand auf das Gleis
Shadow of the noise protection wall projected on the track in the backfilling area behind axis 800

- Die Effekte aus Verkehr auf die diskret erfasste Schienendehnung sind vernachlässigbar.
- Die Schienentemperatur über die Bauwerkslänge ist konstant, sodass die Zwangsspannungen σ^{th} aus ΔT_S ebenfalls konstant und direkt proportional zur Schienentemperatur sind.

Unter diesen Annahmen ergibt sich der Zusammenhang für die Schienenspannung:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon^{\text{gemessen}} = \sigma^{\text{th}} + \sigma^{\text{zus.}} \tag{1}$$

$$\sigma^{\text{th}} = -E \cdot \alpha^{\text{th}} \cdot \Delta T_S \tag{2}$$

Mit E = 210 000 MPa, α^{th} = 1,15 · 10^{-5} 1/K und ΔT_S: die Schienentemperaturänderung bezogen auf die Verspanntemperatur von angenommen $T_{S,0}$ = 23 °C (Mittelwert gem. [13]).

$$\sigma^{\text{zus.}} = E \cdot \varepsilon^{\text{gemessen}} + E \cdot \alpha^{\text{th}} \cdot \Delta T_S \tag{3}$$

Die Annahme der konstanten Temperaturverteilung ist nicht zu jedem Zeitpunkt gültig. Im Falle der Rednitztalbrücke führt der Schattenwurf der Lärmschutzwand zu einem großen lokalen, zeitlich begrenzten Gradienten (Bilder 8, 9). Am 6. Juli 2017 entsteht bspw. ein Gradient von bis zu 15 K. Zu diesen Zeitpunkten sind die Gln. (2), (3) nicht gültig. Durch die Verschiebungsmöglichkeit der Schiene in Längsrichtung verteilt sich der Spannungsgradient über einen größeren Bereich als der Temperaturgradient [17], sodass zeitweise kein linearer Zusammenhang zwischen σ^{th} und ΔT_S besteht. Diese Störungen wurden in der Auswertung berücksichtigt.

Die Ergebnisse der Separierung sind in Bild 10 am Beispiel der Achse A800 + 12 m dargestellt. Bei einer Schienentemperaturänderung zwischen $T_{S,min}$ = −15,8 °C und $T_{S,max}$ = 54,3 °C im Messzeitraum variiert die gemessene Spannung zwischen 106,3 und −87,6 MPa. Die Schiene ist großen täglichen Spannungsschwankungen von bis zu 100 MPa ausgesetzt. Der Anteil aus

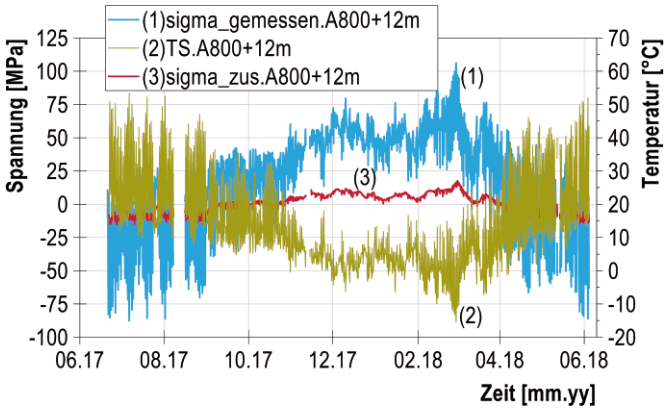


Bild 10 Darstellung der gemessenen und ermittelten zusätzlichen Schienenspannungen
Development of the rail stress, the rail temperature and the additional stress

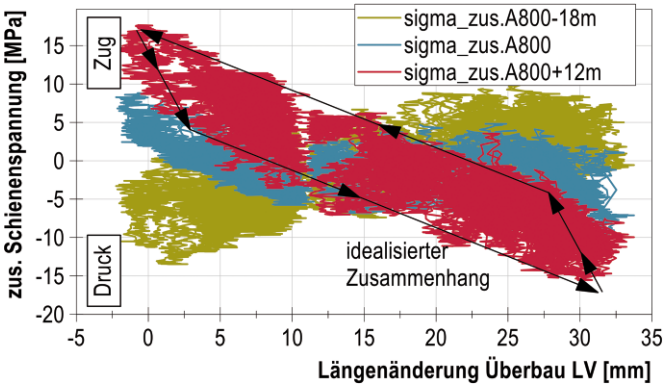


Bild 11 Darstellung der zusätzlichen Schienenspannungen als Funktion der Überbauverformung
Diagram of the additional stress in different points as function of the bridge deformations

der Interaktion mit dem Bauwerk fällt im Verhältnis dazu gering aus.

Die Separation wurde in allen Messquerschnitten durchgeführt. Die größten zusätzlichen Schienenspannungen wurden in den Achsen A800 + 12 m und A800 + 18 m gemessen. Die zusätzlichen Spannungen sind eine Reaktion auf die Brückenausdehnung und sind in Bild 11 als Funktion von LV dargestellt. An den maßgebenden Stellen variiert die zusätzliche Schienenspannung $\sigma^{zus.}$ bezogen auf den Referenzzeitpunkt zwischen –15 MPa im Sommer und +18 MPa im Winter. Erwartungsgemäß führt eine Abkühlung des Bauwerks zu zusätzlichen Zugspannungen in der Schiene am Bauwerksende (A800 + 12 m). Auf dem Bauwerk (z. B. A800 – 18 m) hingegen treten infolge der Abkühlung zusätzliche Druckspannungen auf. Der nichtlineare Zusammenhang zwischen zusätzlicher Spannung und Verformung ist durch das nichtlineare Längsverschiebewiderstandsgesetz des Gleisrosts zu erklären, wobei die Hysterese sehr flach ausfällt (Bild 11). Die weiteren Messstellen bestätigen, dass der Einfluss der Tragwerksverformungen mit zunehmendem Abstand zur Achse A800 + 12 m abnimmt und in einem Abstand von 70 m hinter dem Bauwerksende keine Interaktion mehr festzustellen ist (Bild 12).

In Bild 12 ist die Verteilung der zusätzlichen Schienenspannungen über den Messbereich zu verschiedenen maßgebenden Zeitpunkten mit max. bzw. min. zusätzlicher Spannung dargestellt. Die Verläufe zeigen die typische Form der zusätzlichen Schienenspannungen im Bereich des Brückenendes, wobei der Maximalwert nicht über der Übergangskonstruktion auftritt, sondern hinter der Schleppplatte.

Neben den Spannungen werden auch die Verschiebungen des Gleisrosts erfasst. In Bild 13 sind die Bewegung Schwelle/Brücke (SV2) und der Schienendurchschub (SV1) als Funktion der gemessenen Brückendehnung (LV) dargestellt. Die Relativverschiebungen der Schwelle in A800 sind wegen der Nähe zum Bauwerksende erwartungsgemäß größer als diejenigen in A800 – 18 m (ca.

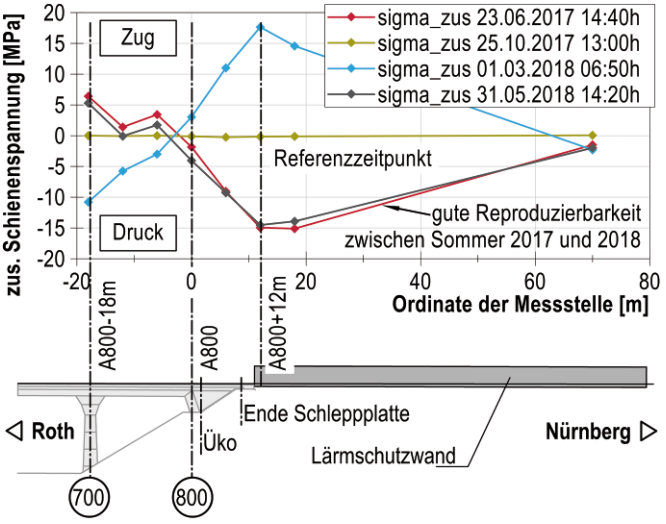


Bild 12 Darstellung der Verteilung der zusätzlichen Schienenspannungen über den untersuchten Messbereich für unterschiedliche maßgebende Zeitpunkte
Instantaneous stress state due to the interaction with the bridge for decisive moments

Faktor 2). Über das Jahr stellt sich eine Schwellenbewegung von ca. 10 mm ein. In beiden Messquerschnitten ist der Durchschubweg (SV1) deutlich kleiner (ca. Faktor 0,1) als die Schwellenverschiebung (SV2). Dies bestätigt auch die Annahmen aus der Norm [2], dass der Längsverschiebewiderstand für die Beschreibung des Widerstandsgesetzes maßgebend ist und die Längsverschiebungen sich maßgeblich im Schottergefüge einstellen.

Es ist sowohl für SV1 als auch für SV2 ein eindeutiger Zusammenhang mit der Brückenbewegung LV zu erkennen. Zum Sommer und zum Winter hin wird die Zunahme der Schwellenbewegung geringer, dafür der Durchschub größer. Es zeigt sich, dass der Schotter bei großen Relativbewegungen des Gleisrosts auf der Brücke steifer reagiert. Der Längsverschiebewiderstand steigt an. In Bild 11 unterscheidet sich das Verhalten im Winter kaum von dem im Sommer, sodass aus den Messergebnissen keine Hinweise auf einen erhöhten Verschiebewiderstand aus gefrorener Bettung trotz tiefer Temperaturen im

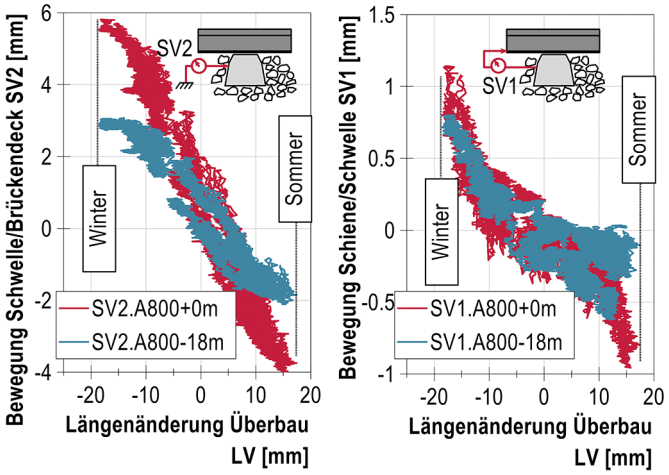


Bild 13 Darstellung der Gleisverschiebungen (SV1, SV2) im Bereich der Achse 800 als Funktion der Überbaudehnung
Diagram of the longitudinal track displacements (SV1, SV2) near to axis 800 as function of the bridge deformations

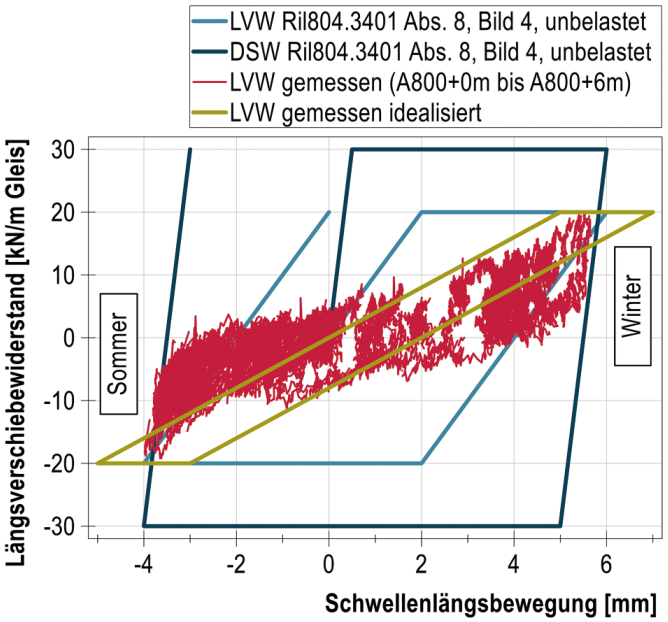


Bild 14 Darstellung des gemessenen Längsverschiebewiderstands
Measured longitudinal load/displacement behaviour of the track

März 2018 festgestellt werden können (s. [2], 804.3401, Kap. 8(1)).

Durch das dichte Raster der Schienendehnungsmessstellen SL0 können auch Rückschlüsse auf das sich tatsächlich einstellende Verschiebewiderstandsgesetz gezogen werden. Dazu wird die Dehnungsdifferenz zwischen zwei Messstellen in eine Schienenkraftdifferenz für ein Gleis umgerechnet $\Delta F^{\text{Gleis}} = E \cdot \Delta\varepsilon^{\text{gemessen}} \cdot 2 \cdot A^{\text{S54}}$ und auf die Distanz zwischen den Messstellen je Gleismeter bezogen [11]. Wird diese Differenz zwischen den Messstellen A800 + 0 m und A800 + 6 m gebildet, ergibt sich der aktivierte Längsverschiebewiderstand (LVW), der dem Anstieg der zusätzlichen Schienenkraft im Bereich der Fuge in Bild 12 entspricht. Wird diese Differenz als Funktion der Schwellenbewegung dargestellt, ergibt sich die Beziehung des aktivierten Verschiebewiderstands (Bild 14). Es zeigt sich, dass im Bauwerksbereich ein Verschiebewiderstand von q = 20 kN/m Gleis aktiviert wird, allerdings erst bei einer Relativbewegung der Schwelle gegenüber dem Bauwerk von u_0 = 5 mm gegen 2 mm in der Ril 804 [2]. Die Größe der Verschiebungen ist hier begrenzt. Bei größeren Verschiebungen könnte es durchaus zu einer weiteren Steigerung des Verschiebewiderstands kommen. Dazu sind weitere Untersuchungen erforderlich. Bei Idealisierung des Verlaufs (grüne Kurve in Bild 14) ergibt sich unter den vorherrschenden Randbedingungen ein weicheres Verhalten als nach Norm [2], wobei sich auch hier abzeichnet, dass sich der gleiche Wert des Längsverschiebewiderstands im Sommer wie im Winter einstellt und im Winter kein Hinweis auf ein Frieren der Bettung und Aktivierung des Durchschubwiderstands (DSW) vorliegt.

Die Ergebnisse der Schwellenbewegungen und des aktivierten Verschiebewiderstands gelten für die auftretenden Brückenbewegungen und für die auf der Strecke vorhandene Verkehrszusammenstellung (reiner S-Bahn-Verkehr). Da sich das Schottergefüge bei höheren und häufigeren Lasten unterschiedlich verhalten kann, können die Ergebnisse nicht ohne Weiteres verallgemeinert werden.

In [18, 19] wurden bereits Unterschiede zwischen gemessenen Schienenspannungen und Erwartungswerten aus der Berechnung erkannt. Dort wurde mit einer Anpassung des Verschiebewiderstandsgesetzes mit q = 10 kN/m Gleis und u_0 = 3 mm die beste Übereinstimmung zwischen den gemessenen und den im Modell berechneten Schienenspannungen erzielt. Diese festgestellte Tendenz beruht allerdings auf wenigen diskreten Messungen. Die kontinuierlichen Messungen an der Rednitztalbrücke bestätigen diese Größenordnung nicht, zeigen aber, dass der in der Norm vorgegebene Längsverschiebewiderstand für Schotteroberbau zu einer Überschätzung der zusätzlichen Schienenspannungen führen kann.

Ähnliche Untersuchungen an Brücken mit Fester Fahrbahn zeigen eine gegenläufige Tendenz. Der gemessene Verschiebewiderstand der Schiene in den Schienenbefestigungsmitteln wird tendenziell größer als im Normenwerk vorgesehen [11].

5 Tragverhalten in numerischen Modellen und Vergleich zur Messung

5.1 Vorstellung der Modelle

5.1.1 Beschreibung der Modelle

Zur Beurteilung der Messergebnisse wurden das Tragwerk und der Oberbau in einem Modell abgebildet. Der Überbau, die Pfeiler sowie die Bohrpfähle wurden aufbauend auf [20] als Stabwerk modelliert. Das Widerlager wurde als ein an das Stabwerk gekoppeltes Faltwerk ab-

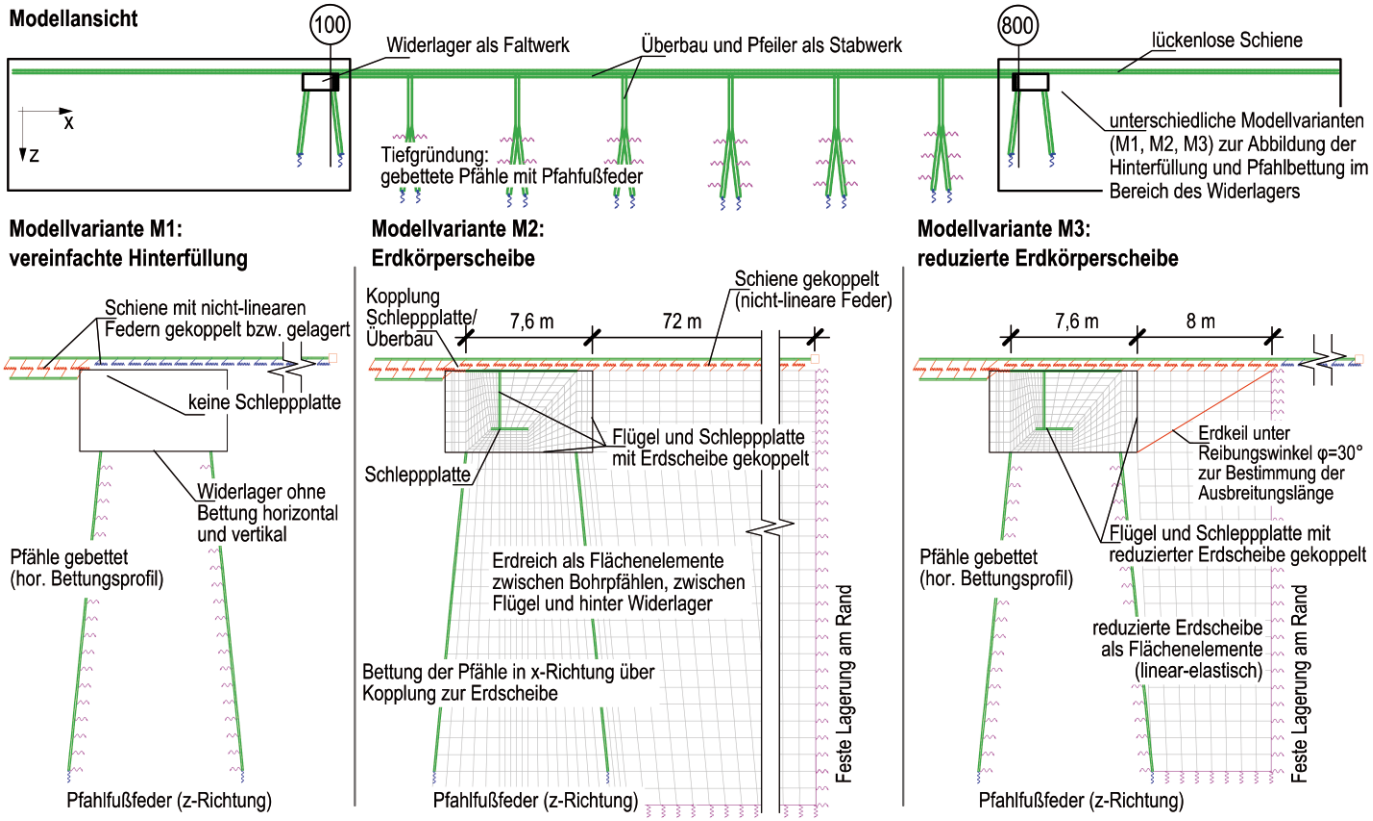


Bild 15 Schematische Darstellung der untersuchten Modellvarianten (Software SOFiSTiK)
Schematic overview of the different investigated models

gebildet (Bild 15). Die zwei Schienen wurden zu einem Stab zusammengefasst, der mit der darunterliegenden Struktur (Überbau, Schleppplatte, ggf. Erdscheibe) mit nichtlinearen Federn entsprechend den Vorgaben in [2, 9] in Brückenlängsrichtung gekoppelt ist. Die Schiene wurde bis jeweils 80 m hinter die Widerlagerachsen abgebildet und am Gleisende festgehalten. Den Koppelfedern wurden entsprechend [2] vorerst die Eigenschaften des Längsverschiebewiderstands für den Temperaturlastfall „Sommer“ und des Durchschubwiderstands für den Winter zugewiesen (Bild 14).

Zur Abbildung der Interaktion des Bauwerks mit der Hinterfüllung wurden mehrere ingenieurmäßige Modellvarianten des Übergangsbereichs des integralen Bauwerks entwickelt, um das gemessene Verhalten reproduzieren zu können. Die Modelle unterscheiden sich durch den Modellierungsaufwand für den Übergangsbereich. Die Modellierung des Tragwerks selbst bleibt unverändert. Die Modellvarianten werden im Folgenden vorgestellt.

5.1.2 Modellvariante M1: vereinfachte Berücksichtigung der Hinterfüllung

Modellvariante M1 stellt ein in der Praxis übliches System zur Bemessung eines integralen Bauwerks und zur Führung der Nachweise der Gleis-Tragwerks-Interaktion dar. In diesem Modell wurden allen Bohrpfählen horizontal gerichtete Bettungsprofile und vertikale Pfahlfußfedern zugewiesen. Die Widerlager wurden ohne eigene horizontale und vertikale Bettung modelliert. Diese Annahmen liegen hinsichtlich der Verformungen des Überbaus und der Beanspruchungen der Pfeiler und der Schiene auf der sicheren Seite. Die Schleppplatte wurde in diesem Modell nicht mit abgebildet. Die Schiene wurde bis zur Übergangskonstruktion mit dem Überbau und dahinter mit dem starr angenommenen Planum gekoppelt (Bild 15).

5.1.3 Modellvariante M2: Modell mit Erdkörperscheibe

Modellvariante M2 ist eine umfassende Erweiterung von M1 im Bereich der Hinterfüllung und im Dammbereich. Es wurden linear-elastische Flächenelemente ergänzt, die das Erdreich im Bereich der Bohrpfähle, hinter dem Bauwerk und zwischen den Flügeln unterhalb der Schleppplatte vereinfacht als Scheibe abbilden. Auf eine Modellierung des Erdkörpers mittels komplexer, nichtlinearer Materialgesetze wurde bewusst verzichtet, um ein praxistaugliches System zu erhalten. Weiterhin zeigt der lineare Zusammenhang zwischen Überbaudehnung und Temperatur in Bild 7, dass die vorgenommene Vereinfachung gerechtfertigt ist. Die Dicke der Erdscheibe nimmt mit zunehmender Tiefe zu, um die Steifigkeitsverteilung anzupassen, ohne einen Schichtaufbau in Form von unterschiedlichen Materialzuordnungen abzubilden. Die Erdscheiben wurden in Brückenlängs- bzw. in vertikaler Richtung festgehalten (Bild 15). Die horizontale Bettung der Widerlagerbohrpfähle erfolgte durch

horizontal wirkende Kopplungen über die gesamte Pfahllänge. In vertikaler Richtung bleibt die Pfahlfußfeder aus Variante M1 aktiv. Die Ränder der vertikalen Flügelrückseiten wurden in Brückenlängsrichtung mit der Erdscheibe zwischen den Flügeln fest gekoppelt. Die Ränder der Flügelunterseiten wurden in vertikaler Richtung fest mit der Erdscheibe gekoppelt. Die Schleppplatte wurde als Stabwerk abgebildet und an die Erdscheibe zwischen den Flügeln gekoppelt. Die Brücke wurde mit der Schleppplatte mit horizontalen Federn gekoppelt, die den Rückstellkräften der Elastomerlager entsprechen.

Das Gleis wurde im Gegensatz zu Variante M1 in den Bereichen hinter dem Überbau an die Schleppplatte und die Erdscheibe gekoppelt (Bild 15).

5.1.4 Modellvariante M3: Modell mit reduzierter Erdkörperscheibe

Die Modellvariante M3 baut grundlegend auf Variante M2 auf. Den Bohrpfählen der Widerlager wurden wie in Modellvariante M1 die entsprechenden horizontalen Bettungsprofile und vertikalen Fußfedern zugeordnet. Je Widerlager gibt es jedoch nur noch eine in ihrer Größe reduzierte Erdscheibe, welche sich hinter den freien Enden der Flügel befindet. In vertikaler Richtung läuft die Erdscheibe bis zur Unterkante der Bohrpfähle. Die Lagerung dieser reduzierten Erdscheibe entspricht in ihrer Art der Erdscheibe aus Variante M2. Die Ausbreitung in Brückenlängsrichtung wurde durch die Berücksichtigung eines Druckkeils definiert, der sich aus dem Reibungswinkel φ des anstehenden Bodens ergibt. Die Analogie zum Keil dient lediglich der Festlegung der Systemgrenzen. Dabei wird ab dem Punkt an der freien unteren Flügelecke ein rechtwinkliges Dreieck aufgezogen, dessen kurze Kathete der Flügelhöhe entspricht. Die Hypotenuse dieses Dreiecks läuft vom unteren Eckpunkt an der Flügelrückseite unter einem Winkel $\varphi = 30°$ zur Horizontalen in Richtung oberen, freien Rand der Erdscheibe (Bild 15). Die Dicke der Flächenelemente ist über die gesamte Höhe der reduzierten Erdscheibe konstant.

5.1.5 Betrachtete Lastfälle und Modellparameter

Die verschiedenen Modelle wurden bezüglich der folgenden Lastfälle untersucht:

- Lastfall „Sommer“: $\Delta T_B = +13{,}4$ K (23. Juni 2017)
- Lastfall „Winter“: $\Delta T_B = -16{,}7$ K (1. März 2018)

Durch die Übernahme der gemessenen Temperaturänderungen des Überbaus bezogen auf den Referenzzeitpunkt (s. Abschn. 4.1) ist ein direkter Vergleich der Berechnungsergebnisse mit den Messergebnissen möglich.

In allen Modellvarianten ist der Temperaturausdehnungskoeffizient entsprechend der gültigen Norm [12] mit $\alpha^{th} = 1{,}0 \cdot 10^{-5}$ 1/K definiert.

Die Auswertung erfolgt für die Randbedingung „harte“ und „weiche“ Bettung für die Erdscheibe. Dazu wurden für die Steifigkeit der Flächenelemente vereinfachte Annahmen getroffen ([21] Abs. 1.8, mitteldicht gelagerte Sande):

- harte Bettung: $E_{stat.} = 200$ MN/m^2
- weiche Bettung $E_{stat.} = 100$ MN/m^2

Die Bettungswerte der Bohrpfähle wurden gem. [3] mit den Faktoren 2,0 für die harte Bettung und 0,5 für die weiche Bettung im Vergleich zu den Werten aus dem Baugrundgutachten variiert.

5.2 Berechnungs- vs. Messergebnisse | Tragwerk

Die Messergebnisse in Abschn. 4.2 zeigen, dass die Interaktion zwischen Widerlager und Hinterfüllung das Verformungsverhalten der integralen Brücke maßgeblich beeinflusst.

Die gemessene Längenänderung des Überbaus (LV) beträgt 1,108 mm/K (Bild 7). Berücksichtigt man nur die Gründungssteifigkeit der Widerlager (Modell M1), ergeben sich 1,49 mm/K. Die berechneten Verformungen aus dem Referenzmodell sind demnach 34 % größer als die gemessenen. Durch die zusätzliche Berücksichtigung der Hinterfüllung (Modelle M2, M3) ergibt sich eine zusätzliche Einspannwirkung, die zu einer Reduzierung der rechnerischen Längenänderung führt. Die Ergebnisse der Betrachtung sind in Bild 16 zusammengefasst. Je nach angesetzter Steifigkeit der modellierten Erdscheibe ergeben sich Werte der Längenänderung von 1,13–1,33 mm/K. Das Modell M3 mit steifer Erdscheibe liefert unter den betrachteten Randbedingungen die beste Übereinstimmung.

Hier wurden nur die Steifigkeitsverhältnisse des Hinterfüllbereichs variiert. Wie in [10] bereits gezeigt wurde, unterliegt auch der Temperaturausdehnungskoeffizient eines Betons je nach Eigenschaften der Zuschlagstoffe Schwankungen. Aus den durchgeführten Untersuchungen an der Rednitztalbrücke können jedoch die Einflüsse der verschiedenen Parameter, die die Längenänderungen des Überbaus beeinflussen, nicht quantifiziert werden. α^{th} bleibt hier zu $1{,}0 \cdot 10^{-5}$ 1/K definiert.

Die gemessene Relativbewegung zwischen Schleppplatte und Widerlager (F1) infolge Erwärmung/Abkühlung der Brücke bestätigt die Aktivierung der Hinterfüllung. Die Ergebnisse zeigen, dass der gesamte Boden hinter der Pfahlgründung und zwischen den Flügeln bei Bewegung des Widerlagers verformt wird. Durch die Modellierung in den Modellen M2 und M3 wird der Mitnahmebewegung der Schleppplatte Rechnung getragen. Durch die gewählten Modellanpassungen und Bodeneigenschaften konnten die Messwerte sehr gut abgebildet werden (Bild 16).

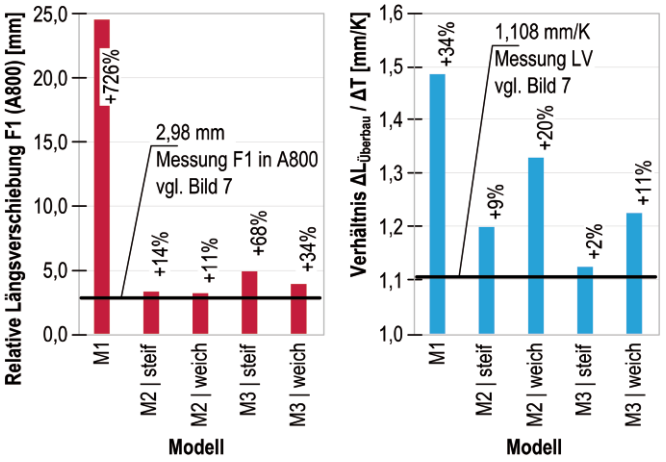


Bild 16 Gegenüberstellung der gemessenen und der rechnerisch ermittelten Verformungen; Betrachtung der Bauwerkstemperaturspanne $\Delta T =$ 30,1 K von Juni 2017–März 2018; Modellannahmen: Längsverschiebewiderstand gem. Ril 804

Comparison between measured and calculated deformations for a temperature variation of the bridge of $\Delta T = 30.1$ K from 2017/06–2018/03; model parameter: longitudinal track resistance according to Ril 804

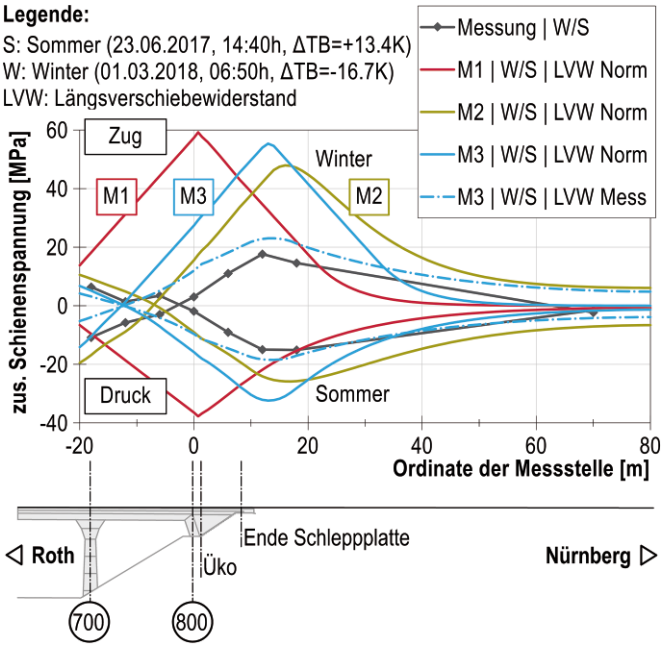


Bild 17 Gegenüberstellung der gemessenen und der rechnerisch ermittelten zusätzlichen Schienenspannungen; Modelle M1, M2, M3 für jeweils Längsverschiebewiderstand nach Norm oder nach Messungen (s. Bild 14), Darstellung der Ergebnisse für die Lastfälle Winter (W) und Sommer (S)

Comparison between measured and calculated rail stresses for the three investigated models: two longitudinal load/displacement characteristics of the track investigated; according the code and according the measurements (s. fig. 14), results given for load case winter (W) and summer (S)

5.3 Berechnungs- vs. Messergebnisse | Oberbau

Im Rahmen einer neuen Planung würde man das statische System ohne Berücksichtigung der Bewegung der Schlepplatte modellieren. Deshalb stellt Modellvariante M1 mit Ansatz des Längsverschiebewiderstands gem. Ril 804 das Referenzmodell dar. Es wird darauf hingewiesen, dass nach [2] Modul 804.3401 Abs. 8 im Sommer (S) der Längsverschiebewiderstand (LVW) und im Winter (W) bei gefrorener Bettung der Durchschubwiderstand (DSW) anzusetzen ist (s. a. Bild 14). Dieser Unterschied wird in den Simulationen mit dem Verschiebewiderstand nach Norm (LVW Norm) berücksichtigt. Die Ergebnisse der zusätzlichen Schienenspannungen für das Referenzmodell sind in Bild 17 dargestellt (M1 | W/S | LVW Norm). Als Lastfall wurde für den Sommer ΔT_B = +13,4 K (23. Juni 2017) und für den Winter ΔT_B = –16,7 K (1. März 2018) angesetzt, sodass ein direkter Vergleich mit den gemessenen Zuständen möglich ist.

Werden die Messungen (graue Kurve in Bild 17) mit den Modellergebnissen M1 (rote Kurve) verglichen, können zwei wesentliche Unterschiede festgestellt werden:

(1) Der Peak der Spannungen tritt nicht in Höhe der Fahrbahnübergangskonstruktion, sondern hinter der Schlepplatte auf.
(2) Die gemessenen zusätzlichen Schienenspannungen fallen deutlich geringer aus (Lastfall Winter: 17 statt 60 MPa).

Durch die vorgenommenen Modellanpassungen (M2, M3) verschiebt sich der Peak hinter das Widerlager. Für den Vergleich der Mess- mit den Modellergebnissen für die Schienenspannungen müssen die realen Tragwerksverformungen im Modell abgebildet werden. Dazu wurden entsprechend der Gegenüberstellung in Bild 16 die hohen Steifigkeiten für die Bettung und das Hinterfüllmaterial in den Modellvarianten M2 und M3 gewählt.

Im Modell M2 verschiebt sich der Peak bei den gewählten Modellparametern durch die Bewegung der gesamten Erdscheibe weit hinter das Widerlager. Beim Modell M3 hingegen stimmt die Ordinate der max. Spannung am besten mit dem gemessenen Verlauf überein und wird deshalb für die weitere Betrachtung herangezogen. Durch Ansatz des im Gleis gemessenen Längsverschiebewiderstandsgesetzes (s. Bild 14, LVW gemessen idealisiert) ergibt sich im Modell eine deutliche Reduktion der max. zusätzlichen Schienenspannungen. Die resultierende Spannungsverteilung bildet die Messwerte sehr gut ab (blau strich-punktierte Kurve in Bild 17), auch wenn die Werte immer noch etwas größer bleiben als gemessen.

Es zeigt sich aus dem Vergleich ein deutlich gutmütigeres Verhalten des Bauwerks hinsichtlich der Gleis-Tragwerks-Interaktion, als das nach dem Normenwerk definierte Modell M1 erwartet. Dies ist auf die Interaktion mit der Hinterfüllung und vor allem auf das weichere Verschiebewiderstandsgesetz des Gleises zurückzuführen.

5.4 Interpretation des Tragverhaltens und Ausblick

Die Rednitztalbrücke ist seit 1999 unter Betrieb. Es sind nach Rückfrage bei den Anlagenverantwortlichen bisher

weder am Tragwerk selbst noch am Oberbau Instandhaltungsarbeiten notwendig gewesen. Das robuste und verformungsarme Verhalten wird durch die Messung bestätigt. Das Beispiel der Rednitztalbrücke zeigt, dass Bauwerke mit bis zu ca. 200 m Länge integral und ohne Schienenauszüge ausgeführt werden können und durch den geringen Instandhaltungsbedarf eine hohe Verfügbarkeit bei geringen Unterhaltungskosten ermöglichen.

Die durchgeführten Messungen geben einen guten Einblick in die Wechselwirkung zwischen einer Brücke mit integralen Widerlagern, ihrer Hinterfüllung und dem lückenlosen Schottergleis. Aus den Messungen und Berechnungen an der Rednitztalbrücke können für lange integrale Eisenbahnbrücken folgende Erfahrungen und Empfehlungen getroffen werden:

- Die saisonalen thermischen Verformungen der Brücke werden durch die integralen Widerlager kontinuierlich in den Damm eingetragen. Die U-förmigen, hoch liegenden Widerlager tragen durch die Reibung zwischen Flügelwänden und Hinterfüllung die Verschiebungen des Brückenendes in den Dammbereich ein. Unterstützt wird dies durch die Tiefgründung der Widerlager mit weit gespreiztem Pfahlbock, der sich mit dem Untergrund vernagelt (s. a. [5]).
- Durch die Aktivierung der Hinterfüllung erhöht sich der Einspanngrad am Bauwerksende, sodass die auftretenden Widerlagerbewegungen kleiner ausfallen als im üblichen Bemessungsmodell (M1) erwartet.
- Durch die Mitnahmebewegungen der Schleppplatte und des Bodens verschiebt sich das wirksame Brückenende hinter das Ende der Schleppplatte. Die eigentlich vorgesehene Fugenkonstruktion wird kaum aktiviert. Eine Verbesserung würde eine Schleppplatte hervorbringen, die unmittelbar an das Widerlager gekoppelt ist [22]. Ein Wartungsgang mit Winkelstützwand ist für diese Brückentypen nicht erforderlich.
- Die genannte konstruktive Durchbildung der integralen Widerlager erweist sich günstig im Hinblick auf die Beanspruchung des Gleises. Die Schienenspannungen werden besser verteilt und erreichen ihr Maximum ca. 5–10 m hinter dem Schleppplattenende.
- Die Schienenspannungen infolge extremer Bauwerkstemperaturen verringern sich im Messzeitraum um bis zu 70 % im Vergleich zum Bemessungsmodell (M1) nach Norm, wodurch der Verzicht auf einen Schienenauszug bestätigt wird. Diese erhebliche Verringerung des Spannungsniveaus am Brückenende kann auf den im Vergleich zum Regelwerk sich einstellenden weicheren Verschiebewiderstand des Gleises zurückgeführt werden. Insbesondere konnte trotz sehr kalter Temperaturen im März 2018 kein Frieren des Schottergefüges und eine damit einhergehende Erhöhung des Verschiebewiderstands beobachtet werden. Aus dem kurzen Messzeitraum können keine allgemeinen Rückschlüsse gezogen werden. Es kann allerdings vermutet werden, dass das Frieren der Schotterbettung selten auftritt und sich die zugehörige Erhöhung des Verschiebewiderstands nur für einen geringen Anteil der für den Winter anzusetzenden Bauwerkstemperaturänderung auswirkt.
- Angesichts der festgestellten untergeordneten Belastung der Schiene aus Bauwerksverformungen im Übergangsbereich können integrale Bauwerklängen mit Schottergleis über 200 m ohne Schienenauszüge erreicht werden, wenn Randbedingungen ähnlich denen der Rednitztalbrücke gegeben sind.

Dank

Das IGF-Vorhaben (Nr. 18191 N) der Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V. (FOSTA), Sohnstraße 65, 40237 Düsseldorf wurde über die AiF im Rahmen des Programms zur Förderung der Industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestags gefördert. Dem Fördergeber wird für die Unterstützung herzlich gedankt.

Großer Dank gilt auch den Österreichischen Bundesbahnen (ÖBB) sowie der DB AG als Industriepartner, welche die Durchführung und weitere Fortführung der Messungen ermöglicht haben.

Literatur

[1] Marx, S.; Wenner, M. (2014) *Integrale und Semiintegrale Bauweise* in: Mehlhorn, G.; Curbach, M. [Hrsg.]: *Handbuch Brücken*. 3. Aufl., Wiesbaden: Springer Vieweg.

[2] DB Netz AG (2015) *Richtlinie 804 – Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke planen, bauen und instand halten.* Stand 1. Aug. 2015.

[3] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (2016) *RE-ING, Teil 2 Brücken, Abschnitt 5 Integrale Bauwerke.* Stand Dez. 2016.

[4] Marx, S.; Seidl, G. (2011) *Integral Railway Bridges in Germany* in: Structural Engineering International 21, no. 3, pp. 332–340.

[5] Dreier, D. (2010) *Interaction sol-structure dans le domaine des ponts intégraux* [Dissertation]. Thèse N° 4880, Ecole Polytechnique fédérale de Lausanne, Faculté Environnement Naturel, Architectural et Construit.

[6] Braun, A.; Seidl, G.; Weizenegger, M. (2006) *Rahmentragwerke im Brückenbau, Konstruktion, Berechnung und volkswirtschaftliche Betrachtung* in: Beton- und Stahlbetonbau 101, H. 3, S. 187–197.

[7] Feldmann, M. et al. (2018) *VP 1099 Dynamische Auslegung von Verbundbrücken mit integralen Widerlagern (DynAFrame)*. Endbericht des Forschungsvorhabens, im Auftrag der Forschungsvereinigung Stahlanwendung e.V. FOSTA.

[8] Bigelow, H. et al. (2017) *Dynamische Messungen an einer Eisenbahnbrücke als Stahlbetonverbundrahmen Untersuchung der Eisenbahnüberführung über die Salzach bei Schwarzach/St. Veit* in: Stahlbau 86, H. 9, S. 778–788.

[9] Wenner, M.; Lippert, P.; Plica, S.; Marx, S. (2016) *Längskraftabtragung auf Eisenbahnbrücken, Teil 1: Geschichtliche Entwicklung und Modellbildung* in: Bautechnik 93, H. 2, S. 59–67.

[10] Marx, S.; Wenner, M.; Käding, M.; Wedel, F. (2018) *Vom Rechnen und Wissen – Monitoring an den Talbrücken der Neubaustrecke Erfurt-Leipzig/Halle* in: Curbach, M. [Hrsg.] Tagungsband des 28. Dresdner Brückenbausymposiums. Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken. Dresden, 13. März 2018. Technische Universität Dresden, S. 41–56.

[11] Wenner, M. et al. (2019) *Neue Erkenntnisse zu den zusätzlichen Schienenspannungen auf Eisenbahnbrücken* in: Bautechnik 97 (Veröffentlichung geplant).

[12] DIN EN 1991-1-5:2010-12 (2010) *Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen.* Berlin: Beuth Verlag. Dez. 2010.

[13] DB Netz AG (2009) *Richtlinie 824 – Regelwerk Oberbau, Oberbauarbeiten durchführen.* Stand 7. Juli 2009.

[14] Schwarz, W. (2012) *Einflussgrößen bei elektrooptischen Distanzmessungen und ihre Erfassung* in: avn 119, H. 10, S. 323–335.

[15] DIN EN 1991-2:2010-12 (2010) *Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken.* Berlin: Beuth Verlag. Dez. 2010.

[16] Wenner, M.; Lippert, P.; Plica, S.; Marx, S. (2016) *Längskraftabtragung auf Eisenbahnbrücken, Teil 2: Hintergründe des Nachweises* in: Bautechnik 93, H. 7, S. 470–481.

[17] Bösl, B. (1992) *Längsbewegung des Gleises als Folge von Normalkraftstörungen* [Dissertation]. Mitteilungen des Prüfamtes für Verkehrswegebau der Technischen Universität München, Heft 65.

[18] Klaus, M. (2003) *Längskraftabtragung bei Eisenbahnbrücken unter Temperatureinwirkung* [Dissertation]. Berichte des Instituts für Massivbau, Universität Hannover.

[19] Siefer, T.; Grünberg, J.; Eickmann, C.; Klaus, M. (2000) *Forschungsbericht Nr. 9941, Auswertung vorliegender Messdaten zur Ermittlung der Längskraftabtragung auf Eisenbahnbrücken.* Institut für Verkehrswesen, Eisenbahnbau und -betrieb, Institut für Massivbau der Universität Hannover.

[20] Bleier, A. (2017) *Einfluss langzyklischer Einwirkungen auf die Gleis-Tragwerks-Interaktion unter Berücksichtigung verschiedener Boden- und Gleisbettparameter* [Masterarbeit]. Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München.

[21] Smoltczyk, U. [Hrsg.] (2001) *Grundbau-Taschenbuch, Teil 1: Geotechnische Grundlagen*. 6. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn.

[22] Schweizerisches Bundesamt für Strassen ASTRA (2011) *Richtlinie Konstruktive Einzelheiten von Brücken, Kapitel 3: Brückenende*. ASTRA 12 004.

Autoren

Dipl.-Ing. Marc Wenner
Leibniz Universität Hannover
Institut für Massivbau
Appelstraße 9A
30167 Hannover
wenner@ifma.uni-hannover.de

Dr. Günter Seidl
SSF Ingenieure AG
Schönhauser Allee 149
10435 Berlin
gseidl@SSF-ing.de

M. Eng. Robert Garn
SSF Ingenieure AG
Schönhauser Allee 149
10435 Berlin
rgarn@SSF-ing.de

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx
Leibniz Universität Hannover
Institut für Massivbau
Appelstraße 9A
30167 Hannover
marx@ifma.uni-hannover.de

2.6 Publikation Nr. 6: Zusätzliche Schienenspannungen aus Langzeitverformungen von Eisenbahnbrücken mit fester Fahrbahn – Modell und Realität

Hauptautor:	Wenner, M.
Koautoren:	Marx, S.; Koca, M.
Zeitschrift:	Bautechnik, Ernst & Sohn Verlag
Ausgabe:	Volume 96 (2019), Heft 9, Seiten 674 – 695
Veröffentlicht als	Aufsatz, peer-Review
DOI:	10.1002/bate.201900025

Der Hauptautor hat diesen Aufsatz federführend abgefasst. Der Hauptautor hat die in diesem Aufsatz vorgestellten Konzeptionen, Methoden, Berechnungen und Untersuchungen entwickelt und umgesetzt. Herr Dr. Koca hat das technische Konzept für die Dehnungsmessungen an den Schienen erstellt und hat maßgeblich die Qualitätssicherung der verschiedenen Messungen geprägt. Im Aufsatz hat er die Kapitel zu den Anforderungen an die Temperaturkompensation sowie an die Langzeitstabilität abgefasst. Herr Prof. Marx hat die Konzeption, Auswertung und Bewertung der Messergebnisse fachlich begleitet und die Ergebnisse und vorgenommene Bewertungen geprüft.

DOI: 10.1002/bate.201900025

Marc Wenner*, Steffen Marx, Matthias Koca

AUFSATZ

Zusätzliche Schienenspannungen aus Langzeitverformungen von Eisenbahnbrücken mit Fester Fahrbahn – Modell und Realität

Die Langzeitverformungen des Überbaus aus Temperaturänderungen sowie aus Kriechen und Schwinden bei Betonbrücken sind für einen wesentlichen Teil der zusätzlichen Schienenspannungen bei lückenloser Führung der Schiene über die Brücke verantwortlich. In diesem Aufsatz werden die Ergebnisse umfangreicher Messungen an langen Talbrücken mit Fester Fahrbahn analysiert, um die aktuellen Modelle zur Berechnung der zusätzlichen Schienenspannungen auf Brücken zu überprüfen. In einem ersten Schritt werden der Umfang und die Konzeption der Messung sowie die Methodik der Auswertung und die Plausibilisierung der Daten vorgestellt. Im nächsten Schritt werden die Daten in Hinblick auf die in der Berechnung anzusetzenden Temperaturen analysiert. Der Schwerpunkt des Aufsatzes liegt auf der Auswertung der über fast zwei Jahre erfassten Langzeitdaten der Schienenspannungen und -verschiebungen sowie auf deren Vergleich mit den Modellen. Durch das gewählte Messlayout konnten aus den Messergebnissen auch Rückschlüsse auf den sich einstellenden Längsverschiebewiderstand unter den Realbedingungen der Strecke, der bei der Festen Fahrbahn den maßgebenden Parameter für die auftretenden Schienenspannungen darstellt, gezogen werden. Die im Aufsatz vorgestellten Ergebnisse liefern wichtige Erkenntnisse über die Berechnung der zusätzlichen Schienenspannungen bei Fester Fahrbahn.

Keywords Längskraftabtragung; Gleis-Tragwerks-Interaktion; Schienenspannungen; Brücke; Feste Fahrbahn; Berechnung; Messungen; Längsverschiebewiderstand

Additional rail stresses due to long-term deformations of railway viaducts with ballastless track – model and reality
The long-term deformation of the bridge superstructure due to temperature changes of the bridge itself and due to creep and shrinkage in the case of concrete bridges leads to a major part of the additional rail stresses, while welding the rail continuously over bridges with ballastless track. In this paper, the results of an extensive monitoring performed on several long railway viaducts with ballastless track are analysed, in order to verify the actual models used to calculate the additional rail stresses. In a first step the monitoring concept as well as the methodology of the analyse and the plausibility check of the data are presented. In the next step, the monitoring results are analysed to evaluate the temperature load case to apply in the calculation. The focus of the paper is on the analyse of the measured long-term data of rail stresses and rails displacements on a period of nearly two years. These results are compared to those of the model calculation. In the case of ballastless track, the longitudinal rail restraint is the major parameter governing the additional rail stresses. With the chosen measurement layout, it was also possible to analyse the longitudinal rail restraint occurring in situ under real conditions. All these results provide important knowledge on the calculation of additional rail stresses on bridges with ballastless track.

Keywords track-bridge-interaction; rail stresses; bridge; ballastless track; calculation; monitoring; longitudinal rail restraint

1 Einleitung

Die Interaktion zwischen Gleis und Tragwerk stellt für den Entwurf von Eisenbahnbrücken eine wesentliche Randbedingung dar und nimmt mit zunehmender Bauwerkslänge an Bedeutung zu. Aus den bereits veröffentlichten Aufsätzen [1, 2] kann entnommen werden, dass das heutige Nachweiskonzept in mehrfacher Hinsicht veraltet ist. Der Wissensstand ist durch Forschungsarbeiten zu aktualisieren, um in Zukunft längere Brücken mit lückenlosem Gleis sicher bauen und betreiben zu können.

In einem ersten Schritt müssen die zur Ermittlung der Effekte aus der Interaktion verwendeten Modelle überprüft werden. Diese Überprüfung erfolgt auf Basis von Messdaten, die in den letzten Jahren an Talbrücken der Neubaustrecke zwischen Nürnberg und Berlin (Projekt VDE Nr. 8) erhoben wurden. Die systematische Vorgehensweise ermöglicht repräsentative Rückschlüsse auf die verwendeten Modelle sowohl für die Langzeiteffekte der Gleis-Tragwerks-Interaktion (im Wesentlichen aus Änderungen der Temperatur) als auch für die Effekte aus Verkehr, wobei in diesem Aufsatz der Fokus auf den Langzeiteffekten liegt. Die umfangreichen Messungen über mehrere Jahre wurden an Talbrücken mit Fester Fahrbahn durchgeführt und führen zu neuen und wichtigen Erfahrungen für den Einsatz dieser Oberbauart auf langen Brücken. Zur Charakterisierung des Verhaltens bei Brücken mit Schotteroberbau wurden bereits in den 1980er-Jahren umfangreiche Messungen an der Amperbrücke durchgeführt [3, 4]. In der jüngeren Vergangenheit wurden sowohl in Deutschland an Talbrücken mit Schotteroberbau [5] als auch in Tschechien an einer Brücke mit einem hybriden Oberbau [6] Langzeitmessungen im Gleis ausgewertet. Weitere Erfahrungen zum Langzeitverhal-

*) Corresponding author: wenner@ifma.uni-hannover.de
Submitted for review: 17 March 2019
Accepted for publication: 20 May 2019

ten bei einer 170 m langen integralen Brücke mit Schotteroberbau wurden kürzlich in [7] veröffentlicht.

Im ersten Teil dieses Aufsatzes liegt der Schwerpunkt auf der Vorstellung des untersuchten Objekts sowie der verwendeten Methodik für die messtechnische Überwachung. Da die Erfassung der Schienendehnungen über einen Zeitraum von mehr als zwei Jahren eine messtechnische Herausforderung darstellt, werden die Anforderungen an die Temperaturkompensation sowie an die Langzeitstabilität thematisiert und die Methodik der Plausibilitätskontrolle vorgestellt. Die verschiedenen Schritte der Datenaufbereitung, um auf Basis der erfassten Dehnungen Rückschlüsse auf die Effekte der Gleis-Tragwerks-Interaktion ziehen zu können, werden vorgestellt. Zuletzt werden die für das Langzeitverhalten relevanten Einwirkungen, die Schienentemperatur und die Brückentemperatur, auf Basis der erhobenen Daten quantifiziert.

Im zweiten Teil des Aufsatzes liegt das Hauptaugenmerk auf der detaillierten Auswertung der Messergebnisse und deren Vergleich mit den Ergebnissen aus den statischen Modellen, die zur Prognose der Effekte aus der Gleis-Tragwerks-Interaktion eingesetzt werden. Darüber hinaus werden die Messergebnisse so aufbereitet, dass der aktivierte Längsverschiebewiderstand der Stützpunkte ermittelt werden kann. Durch den Vergleich des in situ ermittelten Längsverschiebewiderstands mit Laborversuchen werden wichtige Erkenntnisse über die Realitätsnähe solcher idealisierten Versuche im Labor gesammelt. Auf Basis dieser mit Messungen belegten Erfahrungen werden Rückschlüsse auf die zu verwendenden Modelle zur Prognose der Langzeiteffekte gezogen.

In den letzten 20 Jahren wurden mehrere theoretische Untersuchungen zu den Effekten aus der Gleis-Tragwerks-Interaktion durchgeführt. Diese Arbeiten basieren auf den seit den 1980er-Jahren bestehenden Modellen des Längsverschiebewiderstands und wurden wegen des damit zusammenhängenden finanziellen und technischen Aufwands in den seltensten Fällen durch Messungen kalibriert und belegt. In der jüngsten Vergangenheit wurden bereits in Österreich umfangreichere Messungen an einer 60 m langen Brücke mit Fester Fahrbahn durchgeführt [8–10]. Durch die Überwachung von mehreren langen Brücken mit hohen Auslastungen der Nachweise der zusätzlichen Schienenspannungen entsprechend den aktuellen Regelwerken ermöglichen die hier vorgestellten Ergebnisse weiterführende Präzisierungen.

2 Untersuchte Bauwerke und Oberbaueigenschaften

2.1 Die Brücken des Projekts VDE 8 und das Beispiel der Grubentalbrücke

Mit dem Infrastrukturprojekt VDE 8 wurde eine Hochgeschwindigkeitseisenbahnstrecke zwischen Nürnberg und Berlin gebaut. Die Strecke ist Teil eines wichtigen Korridors des transeuropäischen Verkehrsnetzes. Auf den Neubauabschnitten mussten viele große Talbrücken errichtet werden. An mehreren dieser Ingenieurbauwerke wurden seitens des Eisenbahn-Bundesamts u. a. Messungen als Voraussetzung für die Inbetriebnahme gefordert [11]. Einen Schwerpunkt der Messungen beinhaltet die Überwachung der Schienenspannungen. Erste Messergebnisse wurden bereits in [11] (Gänsebachtalbrücke, VDE 8.2) und in [12] (Itztalbrücke, VDE 8.1) veröffentlicht. Die detaillierten Analysen werden in diesem Aufsatz am Beispiel der Grubentalbrücke vorgestellt. Bei den anderen überwachten Tragwerken ist das gleiche Oberbausystem vorzufinden. Auch das Messlayout und die Methodik der Auswertungen sind vergleichbar mit denen der Grubentalbrücke. Die an diesen Bauwerken erhobenen Daten werden zum Vergleich herangezogen und dienen der Verallgemeinerung der Feststellungen.

Foto: Marc Wenner

Bild 1 Die Grubentalbrücke bei Goldisthal im Thüringer Wald, Blickrichtung Süden
The Gruben valley viaduct near Goldisthal in the Thuringian Forest, view in south direction

Die Grubentalbrücke ist Teil des Neubaustreckenabschnitts VDE 8.1 Ebensfeld–Erfurt. Das 215 m lange semiintegrale Tragwerk [13, 14] liegt zwischen dem Tunnel Goldberg und dem Einschnitt Kohlitschberg (Bild 1). Der Festpunkt des Tragwerks ist als sprengwerkartiger Bogen ausgebildet. An den Widerlagern ist der Überbau längsbeweglich gelagert. Es entstehen Ausgleichslängen von 95 m (Achse 10) und 120 m (Achse 130) (Bild 2). Der rechnerische Nachweis ergab bei der Ausführungsplanung eine Überschreitung der zulässigen Schienenzugspannungen von 92 MPa [13]. Im Zuge einer unternehmensinternen Genehmigung (UiG) wurde auf die in einem solchen Fall üblichen Schienenauszüge verzichtet,

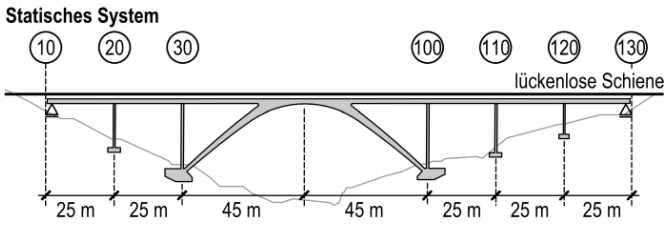


Bild 2 Statisches System der Grubentalbrücke
Static system of the Gruben valley viaduct

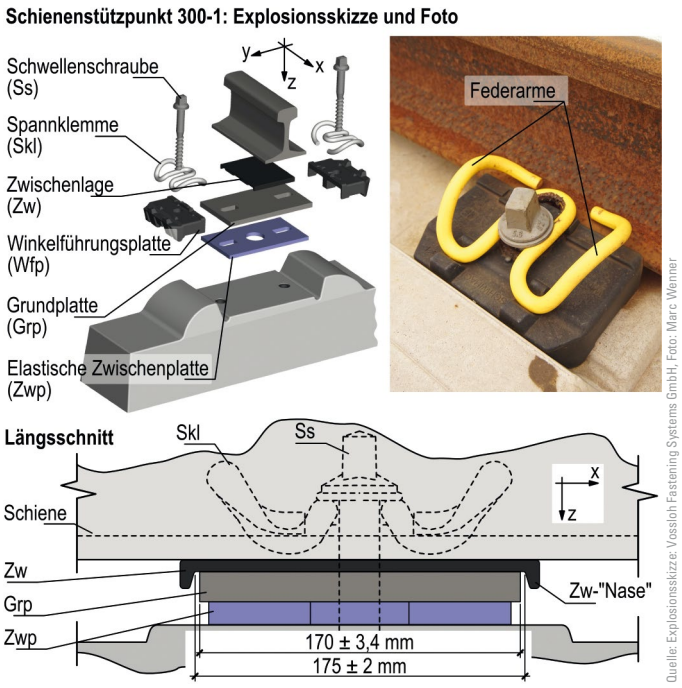


Bild 3 Morphologie des bei Fester Fahrbahn verwendeten Stützpunktsystems 300-1, Maße gem. Richtzeichnung
Morphology of the rail fastening device system 300-1 used on ballastless track systems

wobei das hier präsentierte Monitoring als eine Kompensationsmaßnahme definiert wurde.

2.2 Oberbausystem bei den untersuchten Brücken

Auf den untersuchten Brücken der Neubaustrecke VDE 8 kommt das Feste-Fahrbahn-System ÖBB PORR zum Einsatz. Durch die Querschnittsgestaltung gem. Ril 804.5401 Abs. 3 [15] entsteht eine nahezu ideal steife Verbindung zwischen Überbau und Gleistragplatte, sodass die Relativbewegungen und die Kraftübertragung zwischen Schiene und Tragwerk allein durch den Verschiebewiderstand des Stützpunkts gesteuert werden. Der Stützpunkt stellt deshalb bei der Festen Fahrbahn die maßgebende Schnittstelle für die Ermittlung der zusätzlichen Schienenspannungen dar (zusätzliche Schienenspannungen = Schienenspannungen aus der Interaktion zwischen Gleis und Tragwerk). Als Regelstützpunkt auf der untersuchten Strecke wird das Schienenbefestigungssystem 300-1 eingesetzt (Bild 3). Dabei kommen auf Brücken Spannklemmen mit verminderter Anspannkraft (Skl B 15) und Zwischenlagen aus Ethylvinylacetat EVA (Zw 692) zum Einsatz. Damit soll ein reduzierter Durchschubwiderstand gem. den Vorgaben aus [15] 804.3401, Abs. 8(4) erreicht werden.

3 Langzeitmonitoring zur Erfassung des tatsächlichen Verhaltens

3.1 Messkonzept

Das entwickelte Messkonzept dient der Erfassung der Reaktionen des Oberbaus infolge der Interaktion mit dem Brückentragwerk sowohl hinsichtlich des Langzeitverhaltens (Temperatur, Kriechen, Schwinden) als auch hinsichtlich des Verhaltens unter Verkehr (rollende Vertikallast sowie Bremsen und Anfahren). Es wird am Beispiel der Grubentalbrücke vorgestellt. Dazu wurden zum einen die Überbautemperatur (TB) sowie die Überbauverformungen im Bereich der Bauwerksfugen (F) erfasst (Bild 4). Über die Spreizung der Wegsensoren können ebenfalls Verdrehungen ermittelt werden. Am Oberbau wurden weiterhin die Schienentemperatur (TS), die Schienenlängsdehnungen (SL) sowie die Relativverformungen zwischen Schiene und Gleistragplatte (SV) erfasst. Der Schwerpunkt der Messung liegt in Schiene 4 im Gegenrichtungsgleis (GRiG). Die meteorologischen Randbedingungen (Lufttemperatur, Sonnenstrahlung)

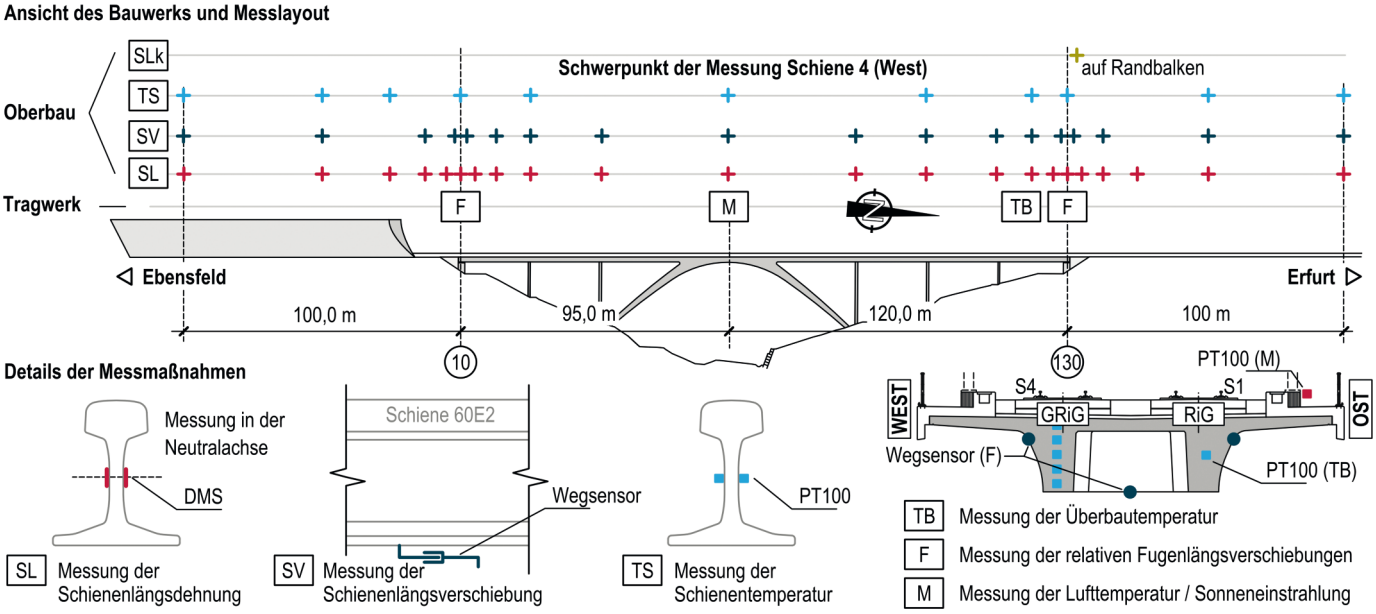


Bild 4 Schematische Darstellung des entwickelten Messkonzepts am Beispiel der Grubentalbrücke auf der Neubaustrecke zwischen Ebensfeld und Erfurt
Schematic overview of the developed monitoring concept on the example of the Gruben valley viaduct on the high-speed line between Ebensfeld and Erfurt

werden ebenfalls erfasst (M). Das Messlayout sowie die detaillierte Umsetzung der jeweiligen Maßnahmen können Bild 4 entnommen werden. Neben den Messinstrumenten an der Fahrschiene S4 wurden auch Kontrollmessungen an einem spannungslosen Schienenstück durchgeführt (SLk) (s. a. Abschn. 3.4).

Durch das gewählte Messlayout können Rückschlüsse auf die zeitliche und räumliche Entwicklung der Schienenspannungen sowie auf ihre Korrelation zu den Tragwerksverformungen gezogen werden. Für die Langzeitüberwachung wird ein Wert alle 10 min erfasst. Die Messdaten bei Zugüberfahrten, die über Triggersensoren automatisch erkannt werden, werden mit einer Abtastrate von 250 Hz für die am Tragwerk resp. 2 500 Hz für die an der Schiene installierten Sensoren aufgenommen. Für die hier vorgenommenen Analysen wurde der Messzeitraum von Apr. 2017 bis Feb. 2019 herangezogen.

3.2 Anforderungen an die Erfassung der Schienenlängsdehnungen und technische Umsetzung

3.2.1 Messverfahren

Anhand der Messung soll die Schienenlängsbeanspruchung im Bereich der Brücke quantifiziert werden. In der Regel werden als physikalische Größe die Dehnungen mit elektrischen Dehnungsmessstreifen (DMS) [16] oder Faser-Bragg-Gitter-Sensoren (FBG) [17] erfasst. In der Literatur werden weitere Verfahren vorgestellt, darunter magnetische Verfahren, Ultraschallverfahren oder Schwingverfahren [18–22]. Diese Methoden ermöglichen nach Angabe der Autoren eine zerstörungsfreie Abschätzung der absoluten Schienenlängskraft, eignen sich jedoch nicht für eine dauerhafte Überwachung. DMS eignen sich dagegen sehr gut für ein Langzeitmonitoring. Durch einen Spannungsausgleich der Schiene war es zudem trotz Applikation der Sensoren an der bereits verspannten Schiene möglich, nicht nur relative Messungen, sondern Messungen bezogen auf einen bekannten Referenzspannungszustand durchzuführen (s. Abschn. 3.3.2). Zur Messung der Dehnungen an der Schiene mit DMS unter Außenbedingungen über einen Zeitraum von mehreren Jahren müssen jedoch zwei messtechnische Herausforderungen bewältigt werden: die Temperaturkompensation und die Langzeitstabilität.

3.2.2 Temperaturkompensation

Bei Messungen der mechanischen Dehnung mit elektrischen Foliendehnmessstreifen (DMS) treten im Messsignal neben den Signalanteilen aus der gesuchten Dehnung zusätzliche Signalanteile aufgrund des Einflusses der veränderlichen Schienen- und Umgebungstemperatur auf. Dadurch werden Nullpunktbezug und Empfindlichkeitsfaktor (k-Faktor) der Messung beeinflusst [23]. Maßgebliche Ursachen liegen in einem unterschiedlichen Tempe-

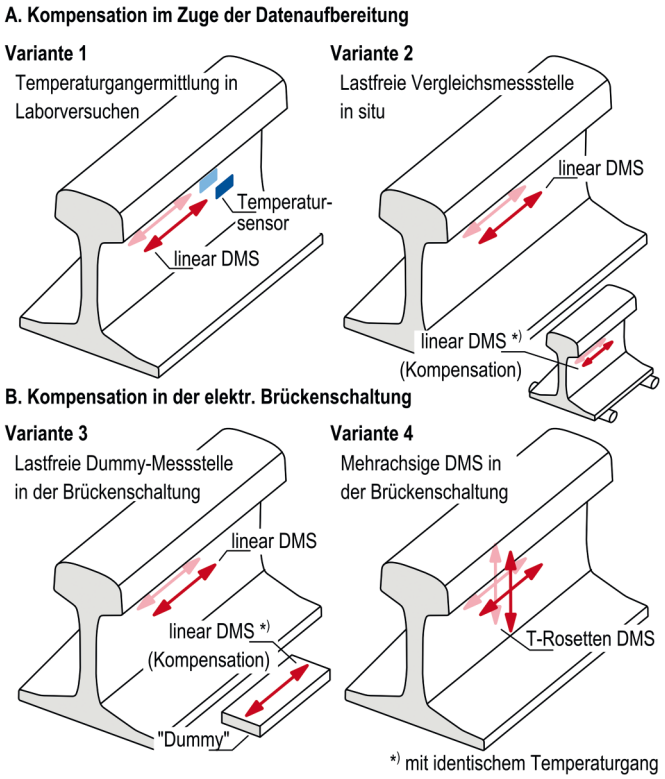


Bild 5 Methoden zur Temperaturkompensation der Messstelle bei Verwendung von DMS
Methods to compensate temperature errors by using stain gages

raturdehnungsverhalten von DMS und Grundmaterial sowie im temperaturveränderlichen elektrischen Widerstand der Leiterwerkstoffe von DMS-Messgitter und Zuleitungen. Derartige Temperaturfehler sind in dieser Untersuchung unerwünscht. Aufgrund der hohen Temperaturschwankungen der Schiene und der erforderlichen Messgenauigkeit kommt einer exakten Temperaturkompensation eine hohe Bedeutung zu. Die zur praktikablen Anwendung geeigneten Methoden sollen im Folgenden kurz vorgestellt (Bild 5) und diskutiert werden [16, 17]. Die Wahl von auf den thermischen Ausdehnungskoeffizienten des Bauteilwerkstoffs angepassten DMS, sogenannten selbsttemperaturkompensierenden DMS, wird hier als Trivialmaßnahme vorausgesetzt.

– *Variante 1: Temperaturgangermittlung in Laborversuchen*
  Im Labor werden DMS derselben Herstellercharge, wie sie an der Schiene zum Einsatz kommen, auf einem Probekörper aus dem Schienenmaterial messfertig appliziert. Zur Vermeidung von Anisotropieeffekten ist dabei idealerweise eine mit der Messsituation übereinstimmende räumliche Orientierung zwischen DMS und Werkstoffprobe zu beachten. In Temperatur- oder Klimakammerversuchen wird damit der charakteristische Temperaturgang aufgenommen und statistisch abgesichert über einen passenden Funktionsansatz (z. B. Polynom) approximiert. Die Temperaturkompensation der Schienenmessung erfolgt über die rechnerische Elimination im Zuge der Datenaufbereitung. Als Randbedingung wird die Kenntnis der tatsächlichen Temperatur an der Mess-

stelle benötigt, die z. B. durch Messung an einer Auswahl repräsentativer Stellen gewonnen werden kann.

- *Variante 2: lastfreie Vergleichsmessstelle in situ*
  Eine geringe Anzahl vergleichbar aufgebauter Messstellen (gleiche DMS-Charge, gleiches Bauteil) wird hergestellt und vor Ort mechanisch lastfrei angeordnet. Beispielsweise können auf kurzen Schienenabschnitten die DMS nach dem gleichen Muster wie an der Fahrschiene appliziert und auf dem Brückenrandweg platziert werden. Dadurch sind die real wirkenden Umgebungseinflüsse auf Schienen- und Vergleichsmessstellen in hohem Maße gleich. Die Bereinigung des Messsignals erfolgt wie in Variante 1 im Nachgang während der Datenaufbereitung. Gegenüber dem Laborversuch werden hierbei auch die Temperatureinflüsse auf die Messelektronik erfasst. Praktisch entspricht dies einer begleitenden kontinuierlichen Messung des Temperaturgangs, wobei der Umweg über die Funktionsapproximation entfallen kann.

- *Variante 3: lastfreie Dummy-Messstelle in der Brückenschaltung*
  In Analogie zu Variante 2 kann für jede Schienenmessstelle eine mechanisch unbeanspruchte Kompensationsmessstelle aus einem DMS derselben Herstellercharge auf einem vereinfachten Probekörper aus dem identischen Bauteilwerkstoff und einer ähnlichen Wärmekapazität hergestellt werden. Diese wird unmittelbar neben der zugehörigen Schienenmessstelle lastfrei angeordnet und unterliegt somit den gleichen Temperatur- und sonstigen Einflüssen. Die Temperaturkompensation erfolgt innerhalb der in der DMS-Messtechnik notwendigen Wheatstone'schen Brückenschaltung durch Anordnung der Kompensationsmessstelle in dem zur Schienenmessstelle vorzeicheninversen Brückenarm. Das aufgezeichnete Messsignal ist somit bereits um die Temperatureinflüsse kompensiert und muss nicht mehr rechnerisch bereinigt werden.

- *Variante 4: mehrachsige DMS in der Brückenschaltung*
  Eine Vereinfachung der Variante 3 besteht darin, DMS mit zwei senkrecht zueinander orientierten Messgittern auf einer gemeinsamen Trägerfolie, sogenannte T-Rosetten-DMS, auf der Schiene zu applizieren. Eines der Messgitter muss in Schienenlängsrichtung orientiert sein. Die beiden in der T-Rosette kombinierten Einzel-DMS haben hinreichend übereinstimmende Messeigenschaften und erfahren, da an praktisch identischer Stelle positioniert, dieselben Störeinflüsse. Auch für diese Variante erfolgt die Temperaturkompensation durch die elektrischen Eigenschaften in der Wheatstone'schen Brückenschaltung. Der Vorteil gegenüber der Variante 3 besteht im geringeren Installationsaufwand, da die separate Applikation einer Kompensationsmessstelle entfällt. Da sich bei einer derartigen Messanordnung Dehnungsanteile aus beiden Messgitterrichtungen im Ausgangssignal überlagern, ist die Anwendung beschränkt auf qualitativ bekannte Spannungs- bzw. Dehnungszustände. Im Fall des einachsigen Spannungszustands kann über die bekannte Querdehnzahl des Werkstoffs eine rechnerische Trennung vorgenommen werden.

Bei Gewährleistung der entsprechenden Bedingungen sind prinzipiell alle Varianten hinsichtlich der Qualität der Temperaturkompensation als gleichwertig zu betrachten. Unter der erweiterten Zielstellung eines möglichst geringen technischen und personellen Aufwands bei der Umsetzung des Monitorings wird eine Minimierung der Anzahl an Messkanälen und Sensoren sowie des Aufwands bei der Datenaufbereitung angestrebt. Aus diesem Grund wird für die Temperaturkompensation der Variante 4 der Vorzug gegeben. Mit dieser wurden in der Vergangenheit bereits gute Erfahrungen für die Erfassung der Schienenlängsdehnung in der Schienenneutralachse gesammelt und auch an der Grubentalbrücke umgesetzt.

Ergänzend soll bei der Betrachtung des Temperatureinflusses auf das Messsignal auf die Rolle der Kabelzuleitung hingewiesen werden. Die Zuleitung stellt in der Messanordnung einen zusätzlichen additiven Widerstandsanteil dar. Aufgrund des temperaturveränderlichen spezifischen elektrischen Widerstands des Leiterwerkstoffs variiert der Gesamtwiderstand der Zuleitung erheblich mit der Temperatur. Deshalb sind Zuleitungen grundsätzlich möglichst kurz zu gestalten. Bei den gegebenen Abmessungen typischer Brückenbauwerke lassen sich erhebliche Leitungslängen trotzdem nur schwer vermeiden. Zur Minimierung von Auswirkungen auf das Messergebnis ist im ersten Ansatz zu beachten, dass parasitäre Zuleitungswiderstände innerhalb der Brückenschaltung symmetrisch in den einzelnen Brückenarmen gestaltet werden, um einer Nullpunktdrift entgegenzuwirken. Zudem ist die Verwendung von Mehrleiter-Verkabelungen inzwischen als Stand der Technik anzusehen. Diese bewirken im Zusammenspiel mit dafür ausgelegten Messverstärkern einen Ausgleich des Abfalls der Speisespannung über die Zuleitungen und wirken einer Verfälschung des k-Faktors entgegen [23].

3.2.3 Langzeitstabilität

Bei Messungen über mehrere Jahre kann die dauerhafte Funktionstüchtigkeit der eingesetzten Sensoren durch klimatische, mechanische und chemische Einwirkungen beeinflusst werden. Bei DMS führt insbesondere das Eindringen von Feuchtigkeit zur Ausbildung eines elektrischen Nebenschlusses. Dieser ist anfänglich hochohmig. Mit zunehmendem Feuchtezutritt sinkt der Widerstand immer weiter ab. Dies äußert sich in einem langsamen und schwer erkennbaren „Wegdriften" des Messsignals. Langfristig kommt es zur Korrosion des Werkstoffs unter der Klebstoffschicht des DMS und damit zum kompletten Ablösen der Messstelle. Deshalb tragen neben der Wahl des Sensors auch die Wahl des Schutzsystems sowie die Qualität der Installation maßgeblich zur Langzeitstabilität

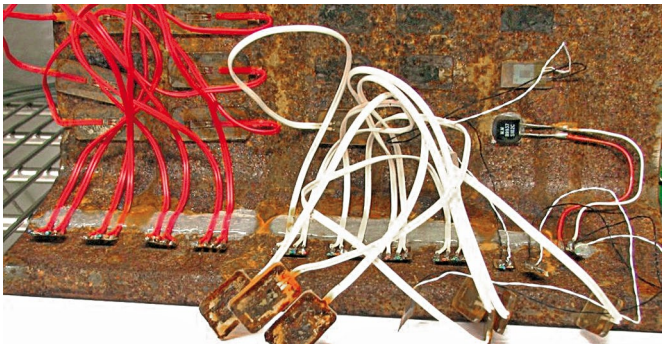


Bild 6 Zustand eines für die Projektanforderungen nicht geeigneten Schutzsystems der DMS nach Durchführung des Eignungstests, hier DMS mit integrierter Harzabdeckung [25]
State of non-appropriate strain gage sealing systems after qualification test, here strain gage with integrated waterproof structure

der Messstelle bei. Um den hohen Anforderungen beim hier vorgestellten Schienenmonitoring gerecht zu werden, wurden im Vorfeld Eignungsnachweise am Gesamtsensoraufbau durchgeführt [24]. In Bild 6 ist der Zustand von ungeeigneten Schutzsystemen nach Durchführung eines Versuchs im Klimasimulationsschrank abgebildet. Dabei wurden 475 Tag-Nacht-Zyklen mit Temperaturen von 5–55 °C und Luftfeuchtigkeitsniveaus in den Stufungen 30, 50 und 70 % rel. Feuchte simuliert [25]. Als geeignet haben sich Systeme mit mehreren nachträglich aufgebrachten Abdeckungen erwiesen. Zu bevorzugen sind Auflagen aus dauerelastischen Kitten, mikrokristallinen Wachsen und metallischen Schutzfolien zur Feuchtesperre. Besonderes Augenmerk ist auf die Abdichtung von Kabeleintritten zu legen. Neben der Findung eines geeigneten Schutzsystems und dem Nachweis seiner Wirksamkeit bieten Vorversuche auch die Möglichkeit, die Temperaturkompensation der Messstelle zu überprüfen.

Die Erfahrungen an der Grubentalbrücke zeigen, dass trotz sehr sorgfältiger Installation mehrere DMS-Messstellen der Maßnahme SLk bereits nach 13 Monaten (s. a. Abschn. 3.4) und wenige DMS-Messstellen an der Schiene nach ca. 18 Monaten keine plausiblen Messsignale mehr lieferten. Alle Ausfälle konnten auf das Eindringen von Feuchtigkeit an einer Schwachstelle der Schutzhülle zurückgeführt werden, das vermutlich durch den langanhaltenden Winter im Thüringer Wald und den Schnee beschleunigt wurde. Oft wurden die Auffälligkeiten erst im Zusammenhang mit einer Verstärkung von EMV-Defiziten deutlich. Die betroffenen Messstellen wurden ausgetauscht.

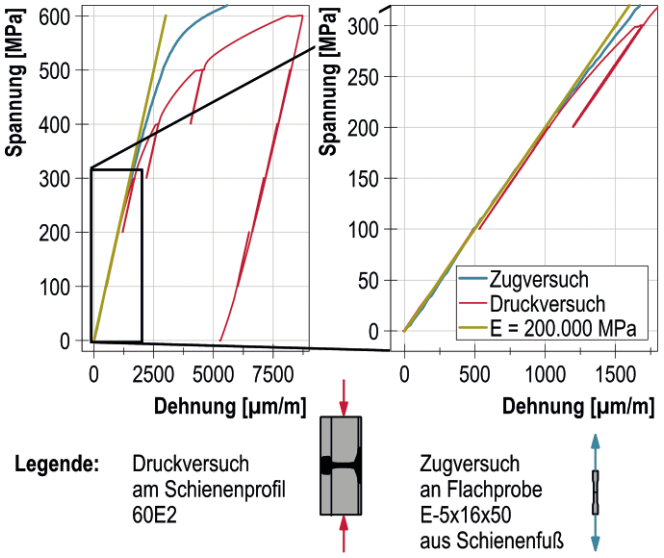


Bild 7 Spannungs-Dehnungslinie des Schienenstahls für das Profil 60E2, Güte R260, gleiche Charge wie [26]
Stress-strain curve for rail steel profile 60E2 grade R260, determined in a compression test (full rail section) and on a tensile test (flat specimen extracted from rail foot)

3.3 Datenaufbereitung

3.3.1 Umrechnung der gemessenen Dehnung in eine Spannung

Durch die Dehnungsmessstreifen werden Dehnungen des Schienenstahls in Höhe der Schwerachse erfasst. In einem ersten Schritt wurde überprüft, ob für die im Bereich der Brückenfugen zu erwartenden Schienendehnungen von ca. −1 000 … +1 000 μm/m (ca. −200 … +200 MPa, s. a. Abschn. 5.2) eine Umrechnung mit einem konstanten E-Modul möglich ist. Die Arbeitslinien des Schienenstahls, ermittelt an einem gesamten Schienenstück in einem Druckversuch und an einer Flachprobe in einem Zugversuch, sind in Bild 7 dargestellt. Wegen der Eigenspannungsverteilung im Querschnitt ist ersichtlich, dass im Versuch am kompletten Schienenstück die ersten Nichtlinearitäten deutlich früher auftreten als bei der eigenspannungslosen Zugprobe. Bei Dehnungen ab 1 500 μm/m treten größere bleibende Dehnungen auf.

Es kann daraus entnommen werden, dass der E-Modul des Stahls für den Beanspruchungsbereich der Schiene im Bereich von Brückenfugen für Normalkraft als konstant angenommen werden kann und $E \approx 200\,000$ MPa beträgt. Dieser Wert wird für die Auswertung der gemessenen Dehnungen und im numerischen Modell eingesetzt. Zur Vereinfachung wird in diesem Aufsatz von der „gemessenen Spannung“ gesprochen, es handelt sich dabei aber um die umgerechnete gemessene Dehnung.

An dieser Stelle soll erwähnt werden, dass bedingt durch den Herstellprozess der Schienen und die sich daraus ergebende Eigenspannungsverteilung über den Schienenquerschnitt der anzusetzende rechnerische Elastizitätsmodul schwankt. Versuche an ganzen Profilen ergaben für Biegung Werte von $E_B \approx 190\,000$ MPa und für Normalkraft $E_N \approx 200\,000$ MPa.

3.3.2 Referenzieren der Messung und Separierung der verschiedenen Spannungsursachen

Die Dehnungssensoren wurden wegen der genauen Positionierung der Sensoren sowie zur Vereinfachung der Schienenverlegung an die bereits verspannte und verschweißte Schiene appliziert. Um einen Bezug der Mess-

werte zu einem bekannten Spannungszustand der Schiene herzustellen, erfolgte nach der Installation und Inbetriebnahme der Sensoren nochmals ein Trennen der Schienen mit anschließendem Spannungsausgleich. Durch den Offset der Dehnungen im spannungslosen Zustand der Schiene und durch Aufnahme der Schienentemperatur zum Zeitpunkt des Verspannens konnte ein absoluter Bezug der Schienenbeanspruchung zum Verspannzustand (28. Apr. 2017) hergestellt werden.

Die gemessenen Schienenspannungen können auf verschiedene maßgebliche Ursachen zurückgeführt werden:

- Zwangsbeanspruchung der lückenlos verlegten Schiene bei Temperaturänderungen bezogen auf den Verspannzustand: σ^{th}
- Interaktion mit dem Brückenbauwerk: zusätzliche Schienenspannungen $\sigma^{\mathrm{zus.}}$
- direkte Verkehrsbeanspruchung durch Radlasten auf der Schiene σ^{Q}

Da der Fokus im vorliegenden Aufsatz auf die Normalkräfte in der Schiene gerichtet ist, bleiben die Einflüsse aus der direkten Verkehrsbeanspruchung vorerst unberücksichtigt. Die zusätzlichen Schienenspannungen können aus den gemessenen Dehnungen vom Anteil aus Temperaturzwang wie folgt separiert werden [7]:

$$\sigma^{\mathrm{zus.}} = \sigma - \sigma^{\mathrm{th}} = E \cdot \varepsilon^{\mathrm{gemessen}} + E \cdot \alpha^{\mathrm{th}} \cdot \Delta T_{\mathrm{R}} \qquad (1)$$

Mit E = 200 000 MPa, α^{th} = 1,15 · 10^{-5} 1/K und $\Delta T_{\mathrm{R}} = T_{\mathrm{R}} - T_{\mathrm{R,0}}$: die Schienentemperaturänderung bezogen auf die Verspanntemperatur $T_{\mathrm{R,0}}$.

Der Gl. (1) liegt die maßgebende Annahme zugrunde, dass ΔT_{R} konstant über die Schienenlänge ist. Durch die Lage der Brücke im bewaldeten Tal zwischen Tunnel und Einschnitt ist diese Annahme nur selten gültig. Durch den entstehenden Temperaturgradient der Schiene ist die Zwangsspannung σ^{th} im Unstetigkeitsbereich nicht proportional zur Schienentemperatur [27], sodass die Anteile σ^{th} und $\sigma^{\mathrm{zus.}}$ nicht voneinander getrennt werden können. Temperaturgradienten, die auf dem Bauwerk durch tiefen Sonnenstand und unterschiedliche Schattenwirkung entstehen, sind für die Bewertung der max. zusätzlichen Schienenbeanspruchungen nicht relevant, da sie i. d. R. zeitlich versetzt dazu auftreten. Im Tunnel herrschen jedoch dauerhaft andere Temperaturverhältnisse als im frei bewitterten Bereich [28]. Die entstehende Unstetigkeit im Bereich des Tunnelportals (s. Bild 4) muss bei der Bewertung der nach Gl. (1) berechneten zusätzlichen Schienenspannungen berücksichtigt werden. Zur Quantifizierung des Einflusses wurde ein Zeitpunkt mit ausgeprägtem Gradienten (29. Mai 2017, 15:00 h) im Modell abgebildet (s. a. Abschn. 5.1). Die Annahmen und Ergebnisse der Berechnung sind in Bild 8 zusammengefasst.

Durch die Sonnenstrahlung zum dargestellten Zeitpunkt entsteht ein Gradient von bis zu 30 K zwischen Tunnel und Außenbereich. Bedingt durch das nichtlineare Verhalten der Schienenlagerung ist der Störbereich der Spannung deutlich größer als der der Temperatur, wodurch ersichtlich wird, dass die Gl. (1) nicht länger verwendet werden kann. Im Beispiel wird die zusätzliche Spannung im Tunnel über- und außerhalb des Tunnels um bis zu 20 MPa unterschätzt (s. a. Bild 21), wobei die Störung bei den getroffenen Annahmen nahezu keinen Einfluss auf den Zustand in Achse 10 hat. Neben der betrachteten unmittelbaren Auswirkung des Gradienten auf die Spannung kann durch die Nichtlinearität des Systems das zyklische Auftreten des Gradienten sowie die Überlagerung beider Unstetigkeiten (Tunnelportal und Brückenende) auch eine Änderung des Spannungszustands vergleichbar mit einer Schienenwanderung (Akkumulation des Durchrutschens der Schiene in eine Richtung) auftreten. Eine eindeutige Separierung der Effekte ist deshalb im Bereich der Achse 10 nicht möglich.

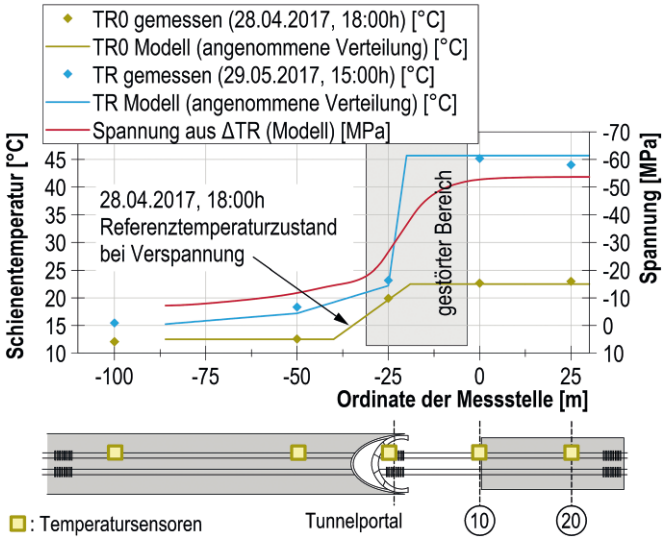


Bild 8 Schienenspannungsverteilung infolge der Temperatursingularität im Bereich des Tunnelportals
Distribution of the rail stresses due to the temperature gradient in the area of the tunnel portal

Neben der Verteilung der Schienentemperatur ist auch die Höhe der Verspanntemperatur $T_{\mathrm{R,0}}$ eine wichtige Größe, um die Spannungsanteile separieren zu können. Verfahrensbedingte Ungenauigkeiten beim Spannungsausgleich gem. [29] können zu Unterschieden zwischen geplanter und sich einstellender Verspanntemperatur führen. Durch die Dauer zwischen Längen, Abschließen des Verspannens und Verschweißen ist es in den Messungen schwierig gewesen, einen eindeutigen Zeitpunkt festzulegen, ab dem das lückenlose Gleis angenommen werden kann. Darüber hinaus erfolgt die Verspannung etappenweise, sodass bereits Teile der Schiene mit dem Bauwerk interagieren. Trotz genauer Überwachung des Verhaltens der Schiene während der Verspannung ist ein genaues Referenzieren der zusätzlichen Spannungen nicht möglich. Um ferner einen Vergleich zum Modell herstellen zu können, wurden die zusätzlichen Spannungen kurz nach Herstellen der letzten Schweißung nochmals zu 0 abgeglichen, sodass zu diesem Zeitpunkt ein bekannter Spannungszustand angenommen wird.

3.4 Plausibilität der Messung und Auswertung

Die Langzeitmessung der mechanischen Schienendehnungen ist technisch anspruchsvoll und vielen Störungs- und Fehlerquellen ausgesetzt (s. Abschn. 3.2), sodass die Qualitätssicherung der Messdaten zu einer wichtigen Aufgabe wird [30]. Um die Plausibilität der erfassten Dehnungsmesswerte bei der Maßnahme SL (s. Bild 4) und die vorgenommenen Umrechnungen sicherzustellen, werden folgende Überprüfungen durchgeführt:

Prüfung 1: Vergleich der DMS-Paare auf der Ost- und der Westseite des Schienenstegs

Durch die Darstellung der Dehnungswerte von der Ost- als Funktion der Westseite und eine anschließende lineare Regression (Bild 9, oben) können der Linearitätsfaktor a sowie das Bestimmtheitsmaß R^2 ermittelt werden. Diese Untersuchung wurde für alle 27 Sensorpaare durchgeführt und entsprechend ausgewertet (Bild 9, unten). Die kleine Streuung des Linearitätsfaktors bestätigt die gute Reproduzierbarkeit der Messergebnisse innerhalb eines Paars und das sehr hohe Bestimmtheitsmaß R^2 zeugt von einer identischen Langzeitentwicklung, sodass eine eintretende Drift eines Sensors unwahrscheinlich ist.

Prüfung 2: Auswertung der Dehnungsmessung an dem spannungslosen Schienenstück (SLk)

Durch die Messung am spannungslosen Schienenstück (SLk, s. Bild 4), das im Bereich des Randbalkens frei beweglich gelagert ist, können die Temperaturkompensation der Messstelle und die Messwertstabilität (Drift) überprüft werden. In Bild 10 ist der Zeitverlauf für die vier Messstellen ab Sensoreinbau im Sommer 2016 dargestellt. Die Funktionsweise der Temperaturkompensation kann an allen vier Stellen nachgewiesen werden. Allerdings weisen bis auf eine alle Messstellen eine erhebliche Drift und/oder erhebliche Störungen seit dem Sommer 2017 auf. Eine Zunahme der Drift ist nach dem Winter 2017/2018 festzustellen. Nach Demontage und Neuinstallation der Messstellen im Okt. 2018 konnte festgestellt werden, dass dieses Verhalten auf Feuchtigkeitseintrag zurückzuführen ist. Die Folgen sind eine Störung des elektrischen Widerstands und ein Verlust der Klebeverbindung des Folien-DMS. Ein solches Verhalten konnte bisher nicht an der Fahrschiene S4 für die DMS der Maßnahme SL festgestellt werden.

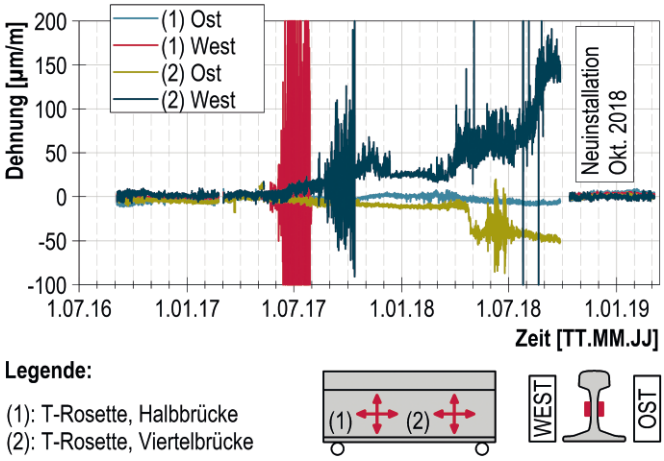


Bild 10 Plausibilitätsprüfung 2: Dehnungsmessung am spannungslosen Schienenstück SLk; Zeitverlauf der Dehnungen, Sensor (1): Kompensation durch elektrische Verschaltung als Halbbrücke, Sensor (2): Kompensation durch Verrechnung der Einzelsignale
2nd plausibility verification: measured strains on the stress-free dummy rail SLk

Prüfung 3: Auswertung der gemessenen Dehnungen in einem vom Bauwerk unbeeinflussten Bereich

Im Brückenbereich werden Einflüsse aus der Schienentemperatur und aus der Interaktion mit dem Bauwerk überlagert. Zur Überprüfung der vorgenommenen Separierung der Anteile gem. Abschn. 3.3.2 wurde eine Messstelle im Tunnel herangezogen (A10–100 m), bei der keine zusätzlichen Schienenspannungen auftreten sollten. Die Messergebnisse in Bild 11 bestätigen, dass die Separierungsmethodik zutreffend ist. Weiterhin zeigt diese Auswertung die Funktionsfähigkeit der verwendeten Temperaturkompensation (s. Abschn. 3.2.2): für $\sigma^{zus.}$ ab Mai 2017 M = 0,05 MPa und SD = 0,39 MPa.

Prüfung 4: Integral der räumlichen Verteilungsfunktion von $\sigma^{zus.}$

Die Brücke verursacht eine Störung im Spannungsverlauf der Schiene. Die Summe der durch die Interaktion mit dem Bauwerk erzeugten Schienenkräfte muss theoretisch gleich 0 sein (statisches Gleichgewicht). Da die Sensoren engmaschig entlang der Schiene verteilt wurden, kann zur Plausibilisierung der Auswertemethodik das Integral der Funktion von $\sigma^{zus.}$ als Funktion der Ordinate gebildet werden (s. a. Abschn. 5.3).

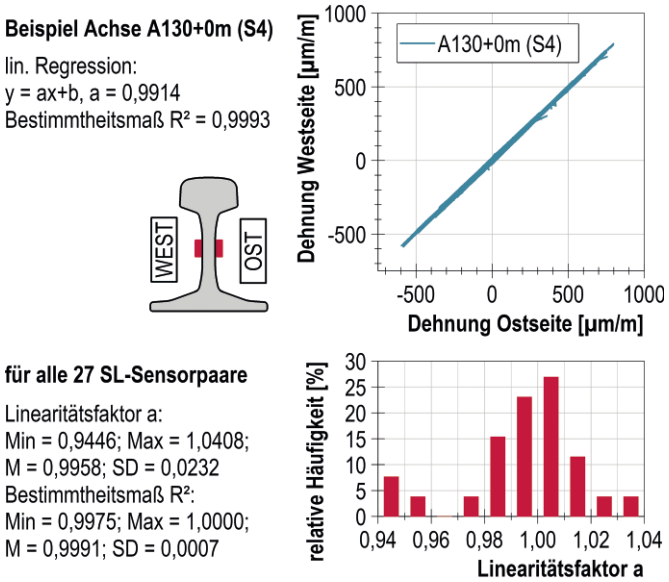


Bild 9 Plausibilitätsprüfung 1: Vergleich der Dehnungswerte auf der Ost- und Westseite des Schienenstegs
1st plausibility verification: comparison of the values of the strains on the western and eastern side of the rail web

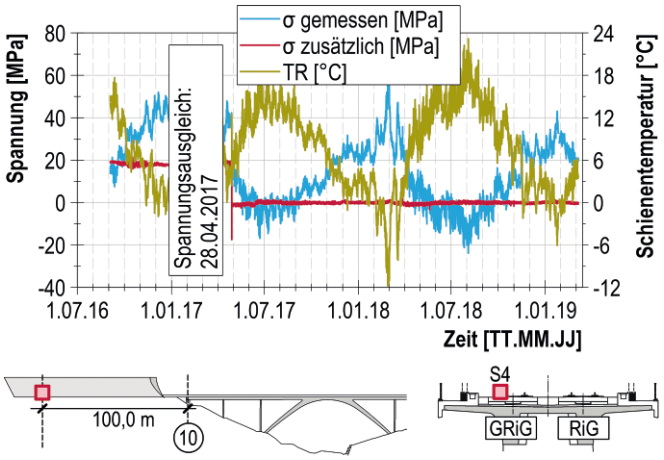


Bild 11 Plausibilitätsprüfung 3: Auswertung der Dehnungen in einem vom Bauwerk unbeeinflussten Bereich
3rd plausibility verification: analyse of the rail strains in an area uninfluenced by the bridge interaction

$$\Sigma^{\text{zus.}}(S) = \int_{-100}^{S} \sigma^{\text{zus.}}(x)\,dx, \quad S \in [-100;315] \tag{2}$$

Dies wurde für die Mess- und für die Modellergebnisse durchgeführt und in Bild 12 beispielhaft dargestellt. Für die Modellergebnisse ist das Integral über die Schienenlänge gleich 0 und die Theorie trifft erwartungsgemäß zu. Bei den Messungen ist eine geringe Restfläche unter der Kurve zu verzeichnen, das Integral $\Sigma^{\text{zus.}}$ (315) ist ungleich 0. Eine Variantenuntersuchung zeigte, dass das Integral sehr sensitiv auf die Annahmen zum Referenzzustand unmittelbar nach dem Spannungsausgleich reagiert. Je nach Ansatz des Referenzzeitpunkts innerhalb des Schlussschweißungsprozesses variieren die Werte zwischen + und –2000 m.MPa. Die Plausibilität konnte mit dieser Prüfung bestätigt werden.

In Summe können durch die unterschiedlichen Prüfungen die Plausibilität und Qualität der Messdaten bestätigt werden.

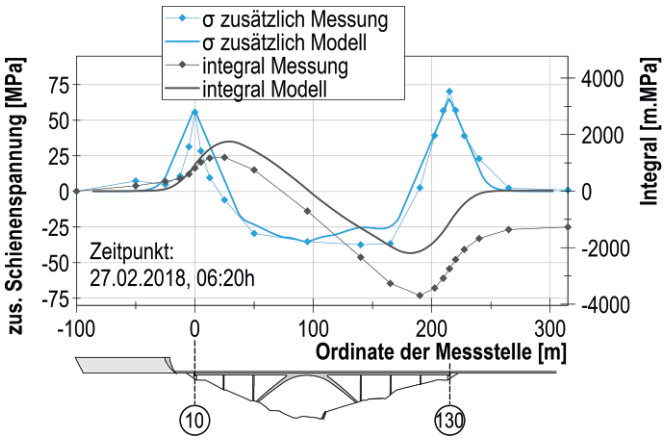


Bild 12 Plausibilitätsprüfung 4: Bildung des Integrals der Funktion $\sigma^{\text{zus.}} = f(\text{Ordinate})$
4th plausibility verification: integral calculation of the function $\sigma^{\text{zus.}} = f(\text{ordinate})$

4 Quantifizierung der realen Einwirkungen

Maßgebend für die Beanspruchung der Schiene infolge der Langzeiteffekte sind die min. und max. Änderungen des konstanten Temperaturanteils der Brücke ΔT_B sowie der Schiene ΔT_R. Die Ermittlung von ΔT_B ist im Eurocode [31] für die verschiedenen Arten von Brückenüberbauten geregelt und bezieht sich i. d. R. auf eine Aufstelltemperatur von $T_{B,0}$ = 10 °C. ΔT_R ist in den Grundlagendokumenten für die Ermittlung der zulässigen Schienenspannungen verankert [2] und beträgt vereinfacht $\Delta T_{R,max}$ = +50 K und $\Delta T_{R,min}$ = –50 K, bezogen auf einen Verspanntemperaturbereich von $T_{R,0}$ = 23 °C ± 3 K gem. [29]. Aus den Messungen können Rückschlüsse auf die tatsächlichen Extremwerte der Temperaturen gezogen werden. Zur Brückentemperatur gibt es bereits eine Vielzahl von Untersuchungen (z. B. [32]), sodass hier keine Auswertung der zugehörigen Extremwerte vorgenommen wird. Der Fokus der Untersuchungen in diesem Aufsatz ist auf den Zustand der Brücke bei Verspannung der Schiene sowie auf die Extremwerte der Schienentemperatur gerichtet.

Für die Herstellung des lückenlosen Gleises nach [29] werden Brücken von der sonstigen Strecke nicht unterschieden, sodass sich der Zeitpunkt der Verspannung und Verschweißung der Schiene auf dem Bauwerk nur nach der erforderlichen Verspanntemperatur der Schiene richtet. Die zum Zeitpunkt der Verspannung vorliegende Brückentemperatur (entspricht der Aufstelltemperatur $T_{B,0}$ für die Berechnung der Effekte aus der Gleis-Tragwerks-Interaktion) kann im Extremfall zwischen $T_{e,min}$ und $T_{e,max}$ [31] schwanken. Bei den überwachten Brücken auf der Neubaustrecke wurden Werte von $T_{B,0}$ bei der Verspannung zwischen 1 °C und 19 °C festgestellt. Der für die Schienenbeanspruchung relevante konstante Brückentemperaturanteil ΔT_B kann u. U. deutlich von den Rechenannahmen abweichen. Der Einfluss der Höhe von $T_{B,0}$ auf die Schienenbeanspruchung wurde anhand des in Abschn. 5.1 vorgestellten Modells für die Grubentalbrücke quantifiziert. Für eine gleichbleibende min. bzw. max. Bauwerkstemperatur von $T_{e,min}$ = –16 °C bzw. $T_{e,max}$ = +39 °C [31] ergibt sich bei Variation der Aufstelltemperatur $T_{B,0}$ um ± 10 K (entspricht einer Änderung von ca. 35 % von ΔT_B) eine Beeinflussung der zusätzlichen Schienenspannungen ermittelt am Beispiel der Achse 130 von 8–16 % (Bild 13). Diese Differenz ist auf die Nichtlinearität des Systems zurückzuführen. Die bisherigen Erfahrungen der Autoren zeigen, dass durch die Variation von $T_{B,0}$ keine Schäden aufgetreten sind. Damit kann davon ausgegangen werden, dass diese Ungenauigkeit implizit in den aktuellen zulässigen Werten der zusätzlichen Schienenspannungen enthalten ist. Wenn das Nachweisverfahren in Zukunft auf Basis der genaueren Erkenntnisse sowohl auf der Einwirkungs- als auch auf der Widerstandsseite aktualisiert wird, ist diesem Sachverhalt Rechnung zu tragen, entweder durch Verbot der Durchführung von Verspannungen außerhalb eines zulässigen Brückentemperaturbereichs oder durch eine rechnerisch höher anzusetzende Brückentemperaturänderung.

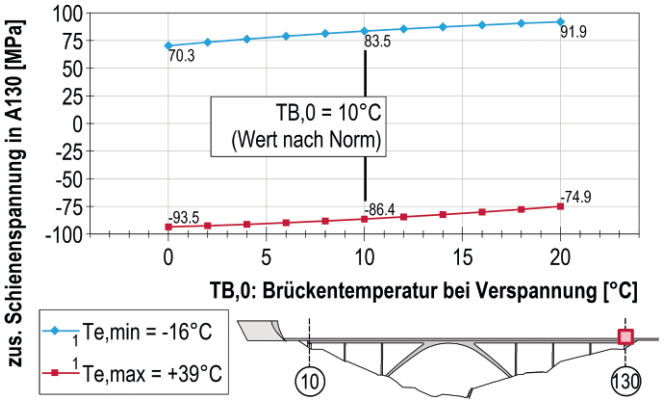


Bild 13 Darstellung von $\sigma^{zus.}$ in Achse 130 für den Lastfall $\Delta T_{B,min} = T_{e,min} - T_{B,0}$ und $\Delta T_{B,max} = T_{e,max} - T_{B,0}$ bei gleichbleibenden Extremwerten der Temperaturen und variierender Brückentemperatur bei Verspannung $T_{B,0}$, ermittelt am Modell
Variation of the additional rail stress in axis 130 for the load case $\Delta T_{B,min} = T_{e,min} - T_{B,0}$ and $\Delta T_{B,max} = T_{e,max} - T_{B,0}$ for constant minimal and maximal temperature of the bridge and for a variable bridge temperature by tensioning the rail $T_{B,0}$, determined on the system model

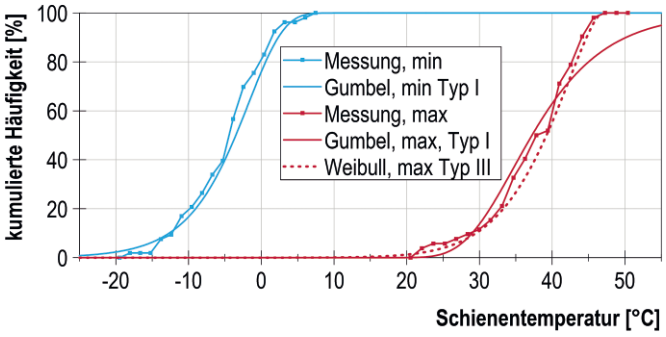


Bild 14 Grafische Darstellung der empirischen Häufigkeitsverteilungen und der approximierten Verteilungsfunktionen für die Extremwerte der Schienentemperatur
Diagram of the empiric frequency distributions and of the cumulative distributions function for the minimum and maximum rail temperature

Im Gegensatz zur Brückentemperatur wirkt sich die Schienentemperatur linear auf die Schienenspannung aus. Im aktuellen Nachweiskonzept wird die Schienentemperaturänderung implizit mit $\Delta T_{R,max}$ = +50 K (Verwerfungsnachweis) und $\Delta T_{R,min}$ = –50 K (mittelspannungsabhängiger Ermüdungsnachweis) in den zulässigen Spannungen berücksichtigt [2]. Der Wert von $\Delta T_{R,min}$ kann anhand der in der Ril 824.5010 [29] definierten Niedrigsttemperaturen der Schiene $T_{R,min}$ = –25 °C und des zulässigen Verspanntemperaturbereichs von $T_{R,0}$ = 23 ± 3 °C nachvollzogen werden: $\Delta T_{R,min}$ = –25 – (23 + 3) = –51 ≈ –50 K. Für $\Delta T_{R,max}$ würde sich nach der gleichen Betrachtung mit einer Höchsttemperatur von $T_{R,max}$ = +65 °C [29] $\Delta T_{R,max}$ = 65 – (23 – 3) = 45 K ergeben. Der Wert von $\Delta T_{R,max}$ = +50 K kann jedoch anhand der Informationen in [33] nachvollzogen werden. Die max. Schienentemperatur für Deutschland wird zu 58 °C angesetzt, wozu 3 K zur Berücksichtigung von plastischen Verformungen des Schienenstahls unterhalb der Fahrbahnoberfläche und 10 K zur Berücksichtigung von Kräftestaus (z. B. infolge wiederholter Bremsungen am Ende von Gefällestrecken) addiert werden. $\Delta T_{R,max}$ = 58 + 3 + 10 – (23 – 3) = 51 ≈ 50 K.

Aus den Messungen an den verschiedenen Bauwerken können Rückschlüsse für $T_{R,min}$ und für $T_{R,max}$ gezogen werden. Zur Ermittlung von charakteristischen Werten der Schienentemperatur mit einer mittleren Wiederkehrperiode von 50 Jahren (in Anlehnung an den EC 0 [34]) wurden die vorhandenen Daten über einen Zeitraum von zwei Jahren statistisch ausgewertet. Die Stichproben wurden mit der Block-Maxima-Methode erhoben, wobei die Wochenmaximalwerte der warmen Monate (Apr.–Sept.) für die max. und die Wochenminimalwerte der kalten Monate (Okt.–Mär.) für die min. Schienentemperatur angesetzt werden. Es ergibt sich eine mittlere Anzahl von 26 Ereignissen pro Jahr. Die aus den Messdaten ermittelten Häufigkeitsverteilungen wurden durch die Gumbelverteilung (Extremwertverteilung Typ I für Größtwerte bzw. Kleinstwerte) und Weibullverteilung (Extremwertverteilung Typ III für Größtwerte) approximiert (Bild 14). Die Verteilungsparameter wurden mittels der Maximum-Likelihood-Methode geschätzt. Der charakteristische Wert der min. resp. max. Schienentemperatur mit einer mittleren Wiederkehrperiode von R = 50 Jahren entspricht bei 26 Ereignissen pro Jahr und einem Messzeitraum von zwei Jahren dem Quantil $p = 1 - (\lambda \cdot R)^{-1}$ = 0,99923, wobei $\lambda = N_T/K$ = 26 (Anzahl von Ereignissen N_T = 52 und Messzeitraum K = 2 Jahre).

Es ergeben sich charakteristische Werte der Schienentemperatur von $T_{R,min}$ = –36,6 °C (Gumbel) und $T_{R,max}$ = +83,9 °C (Gumbel) bzw. +46,8 °C (Weibull). Durch den kurzen Beobachtungszeitraum sowie durch das Ignorieren von physikalischen Zusammenhängen bei der Wärmeentwicklung in der Schiene entstehen für den Maximalwert sehr unterschiedliche und teils unplausibel hohe charakteristische Werte. Diese Methodik ist unter den gegebenen Randbedingungen als unsicher einzustufen.

Deshalb wurden in Anlehnung an [35] die Messwerte hinsichtlich der Korrelation zwischen Schienen- und Lufttemperatur ausgewertet. Die charakteristischen Werte der Lufttemperatur, die für die betroffene Region mittels der Datenbank des DWD auf Basis einer ausreichenden

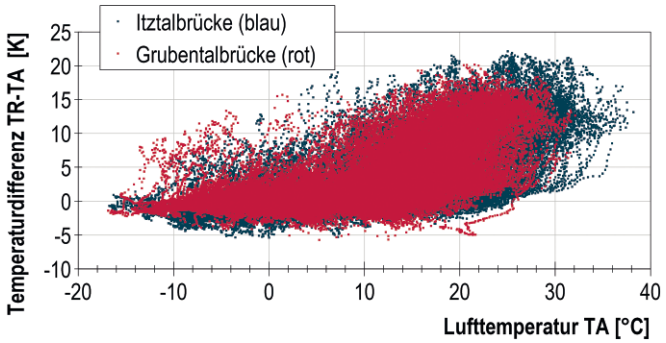


Bild 15 Zusammenhang zwischen Schienen- und Lufttemperatur für die zwei Bauwerke Grubentalbrücke (50° 30' 36,5" N 10° 59' 38,4" E, +603 m ü. NN) und Itztalbrücke (50° 16' 51,3" N 11° 00' 56,2" E, +338 m ü. NN), Messzeitraum zwei Jahre
Correlation between air and rail temperature for the two viaducts: Gruben and Itz valley viaduct, measurement period of two years

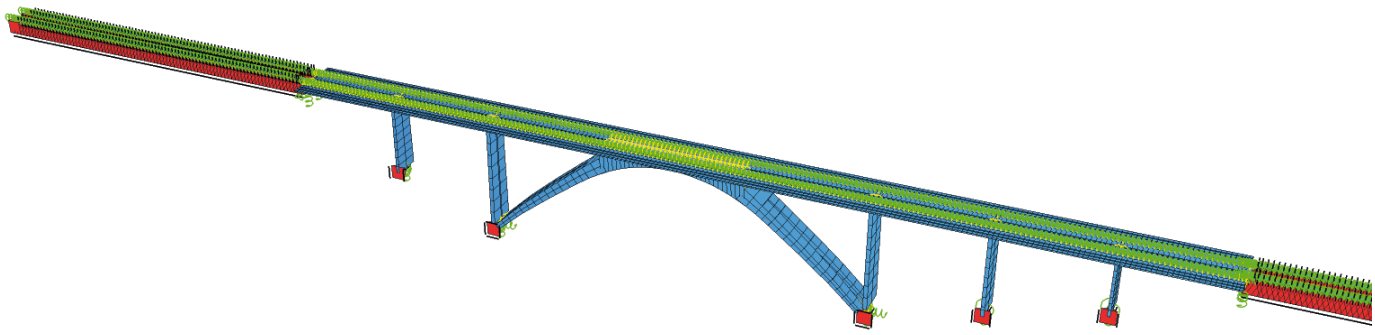


Bild 16 Modell der Grubentalbrücke für die Simulation der Gleis-Tragwerks-Interaktion, Software SOFiSTiK
Model of the Gruben valley viaduct for the simulation of track bridge interaction

Datengrundlage stochastisch ermittelt werden können, werden in Schienentemperaturen umgerechnet. Diese Verfahrensweise trägt dem physikalischen Zusammenhang zwischen beiden Größen Rechnung. Der Zusammenhang zwischen Schienen- und Lufttemperatur wurde in Bild 15 beispielhaft für zwei Bauwerke dargestellt. Die Korrelation zwischen der Temperaturdifferenz $T_R - T_A$ und der Lufttemperatur T_A bei Extremwerten wurde empirisch und vereinfachend durch einen konstanten Versatz beschrieben: $T_{R,min} = T_{A,min} - 3$ K und $T_{R,max} = T_{A,max} + 20$ K (bedingt durch die Sonnenstrahlung). Die Werte wurden auf der sicheren Seite geschätzt und decken sich mit den Angaben aus [35, 36]. Für eine detailliertere stochastische Auswertung der Korrelation sind sog. Konturplotverfahren geeignet [37]. Für die Grubentalbrücke (angenommene DWD Station Neuhaus a. Rennweg) ergeben sich folgende charakteristische Werte der Schienentemperatur: $T_{R,min} = -28\,°C$ und $T_{R,max} = +55\,°C$, wobei anzumerken ist, dass der Thüringer Wald zu den kälteren Regionen in Deutschland gehört. Die Vorgehensweise kann auf weitere Standorte übertragen werden.

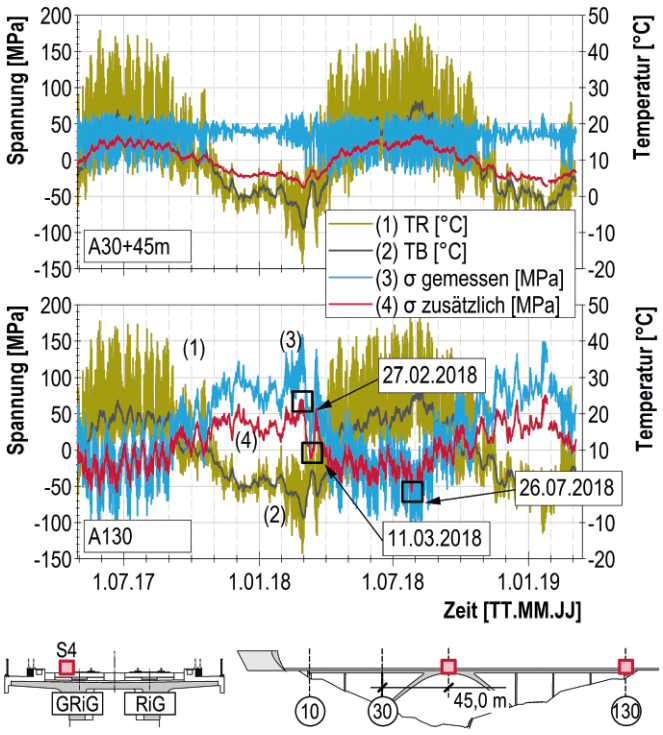


Bild 17 Zeitverlauf der Schienentemperatur, der Bauwerkstemperatur, der gemessenen Schienenspannung sowie der ermittelten zusätzlichen Schienenspannung für zwei Messquerschnitte
Representation of the rail temperature, the bridge temperature, the measured stress and the determined additional stress for two measurement points

Die Auswertungen beziehen sich hier auf die Extremwerte der Temperaturen. Um das aktuelle Nachweiskonzept auf ein semiprobabilistisches Konzept zu ändern, wie bereits in [36] umgesetzt, muss zusätzlich die Verteilung der Brücken- und Schienentemperatur einbezogen werden. In diesem Zuge sind die derzeit als Temperaturinkremente berücksichtigten Effekte (z. B. Plastizierungen/Rolling out, Kraftstau, Wirbelstrombremse s. o.) separat in die Berechnung einzubeziehen. Dies soll Gegenstand von weiteren Untersuchungen werden.

5 Auswertung der Langzeitdaten und Vergleich mit dem Modell

5.1 Modell

Zum Vergleich des gemessenen Verhaltens mit dem numerischen Modell wurde das Tragwerk inkl. Oberbau entsprechend [1] idealisiert. Es wird für die Kopplung zwischen Schiene und Tragwerk vorerst der Vorschlag der bilinearen Arbeitslinie aus dem gültigen Regelwerk [15] für die Feste Fahrbahn übernommen: Verschiebewiderstand im unbelasteten Zustand von 30 kN/m Gleis ab 0,5 mm, entspricht 9,75 kN/Stützpunkt (= 30 kN/m Gleis · 0,65 m Stützpunktabst./2 Schienen). Dazu wurden nichtlineare Federn zwischen der Schiene und dem Tragwerk implementiert. Entsprechend den Voruntersuchungen (s. Abschn. 3.3.1) wird für den Schienenstahl ein E-Modul von $E \approx 200\,000$ MPa zugrunde gelegt. Die Schiene wird durchgängig bis 100 m hinter den Widerlagern modelliert und am Ende in Längsrichtung festgehalten, um den angrenzenden Gleisbereichen Rechnung zu tragen. Das thermische Verhalten des Überbaus wurde anhand der Messungen (Maßnahmen TB und F, s. Abschn. 3.1) kalibriert, sodass die Fugenverschiebungen im Modell mit denen der Messungen übereinstimmen. Die Bestandsunterlagen (Pläne und Statiken) bilden die Grundlage für die im Modell implementierten Geometrien und Steifigkeiten (Bild 16). Der Nichtlinearität des Systems wird bei der Aufbringung von Lastzyklen und bei der

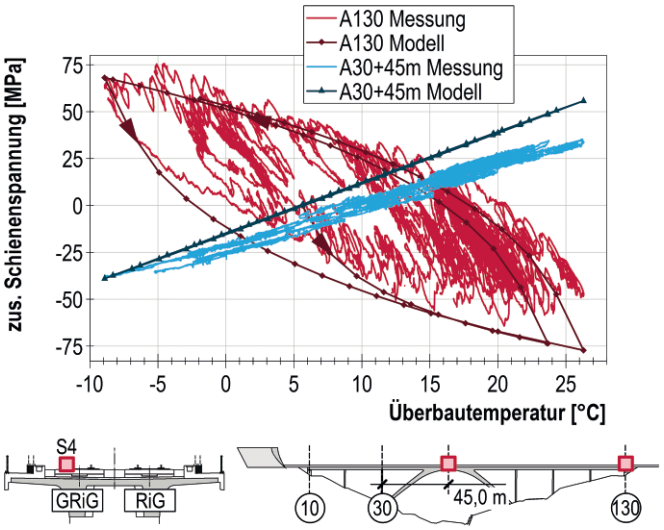


Bild 18 Darstellung der zusätzlichen Schienenspannung an relevanten Punkten als Funktion der Überbautemperatur für den Messzeitraum Apr. 17 bis Feb. 19
Representation of the additional rail stresses on two relevant places as function of the bridge temperature for the period Apr. 2017 to Feb. 2019

Überlagerung von aufeinanderfolgenden Lastfällen Rechnung getragen [38, 39].

5.2 Zeitliche Entwicklung der zusätzlichen Schienenspannungen

Aus den Messergebnissen wurden entsprechend Abschn. 3.3.2 die Effekte aus der Interaktion separiert. Die Ergebnisse der Aufbereitung sind am Beispiel von zwei Messpunkten für den Zeitraum ab dem Spannungsausgleich in Bild 17 zusammengefasst.

Durch die Abkühlung des Tragwerks in den Wintermonaten entstehen zusätzliche Zugspannungen über der Fuge A130. Aus Gleichgewichtsgründen entstehen zusätzliche Druckspannungen im Bereich der Überbaumitte. In Achse 130 entstehen jährliche Schwankungen der Spannung von ca. 290 MPa. Im Sommer entstehen durch die hohen Tag/Nacht-Temperaturunterschiede der Schiene tägliche Schwankungen von bis zu 110 MPa. Die zusätzlichen Schienenspannungen variieren über das Jahr zwischen +70 und –65 MPa, wobei die täglichen Schwankungen wegen der Temperaturträgheit des Überbaus nur max. ca. 25 MPa betragen.

Der zeitliche Verlauf der zusätzlichen Schienenspannung korreliert mit dem der Bauwerkstemperatur und entspricht qualitativ der Modellvorstellung. In Bild 18 werden die zwei Größen als Funktion voneinander dargestellt, wobei die Mess- mit den Modellergebnissen verglichen werden. Im Modell wurden die Bauwerkstemperaturänderungen bezogen auf den Zeitpunkt der Schienenverspannung (28. Apr. 2017, T_e = 5,6 °C) schrittweise aufgetragen und über eine nichtlineare Überlagerung kombiniert. Dabei wurde für den Messzeitraum Apr. 2017 bis Feb. 2019 die Brückentemperatur im Modell zwischen 5,6 → 23,7 → –8,9 → 26,3 → –1,9 °C in Schritten von 2 K aufgebracht.

Die Modellprognosen für die zusätzlichen Spannungen korrespondieren sehr gut mit dem gemessenen Verhalten, wobei die Größe der Spannung im Sommer im Modell überschätzt wird. Die gleiche Gegenüberstellung erfolgt in Bild 19 für die auftretenden Schienenlängsverschiebungen an drei relevanten Punkten.

Auch hier kann eine gute Übereinstimmung zwischen Messung und Modell festgestellt werden. Dies bestätigt auch die Ergebnisse der Dehnungsmessung durch die Erfassung einer weiteren unabhängigen physikalischen Größe. Die Verschiebungen auf dem anschließenden Damm sind größer als im Modell prognostiziert. Auffällig ist bei den Verschiebungen auch, dass bei Temperaturen < 0 °C der Verschiebungszuwachs bei Änderung der Überbautemperatur bzw. bei Verschiebung der Brückenfuge geringer wird, was darauf hindeutet, dass die Oberbaukomponenten steifer reagieren.

Das bei der Grubentalbrücke identifizierte Verhalten für die Spannungen und die Verschiebungen konnte auch durch die Messungen an anderen Brücken bestätigt werden. In Bild 20 sind die gemessenen und am Modell berechneten zusätzlichen Schienenspannungen und relative Längsverschiebungen für die Stöbnitztalbrücke dargestellt. Durch die Reihenfolge mehrerer Überbauten weichen statisches System und wirksame Brückenlänge von der Grubentalbrücke ab, aber die Modellprognosen der Spannungen für den Winter stimmen gut mit dem gemessenen Verhalten überein und die Spannungen im Sommer werden durch die Berechnung überschätzt.

Die verschiedenen Feststellungen sollen in den folgenden Abschnitten durch Einbeziehung der räumlichen Verteilung von Spannungen und Verschiebungen sowie durch

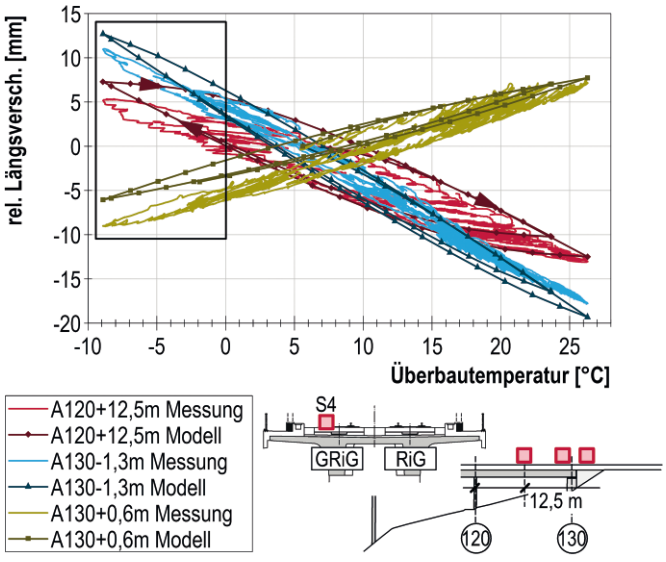


Bild 19 Darstellung der relativen Schienenverschiebungen im Bereich der A130 als Funktion der Überbautemperatur für den Messzeitraum Apr. 17 bis Feb. 19
Representation of the relative longitudinal rail displacement in the area of axis 130 as function of the bridge temperature for the period Apr. 2017 to Feb. 2019

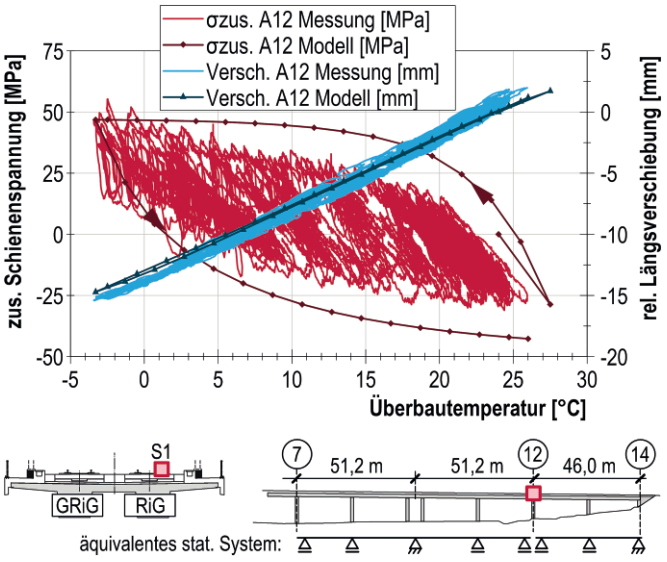


Bild 20 Darstellung der zusätzlichen Schienenspannungen und der relativen Schienenverschiebungen im Bereich der A12 der Stöbnitztalbrücke als Funktion der Überbautemperatur für den Messzeitraum Juli 2015 bis Jan. 2018

Representation of the additional rail stresses and the relative longitudinal rail displacement in the area of axis 12 of the Stöbnitz valley viaduct as function of the bridge temperature for the period July 2015 to Jan. 2018

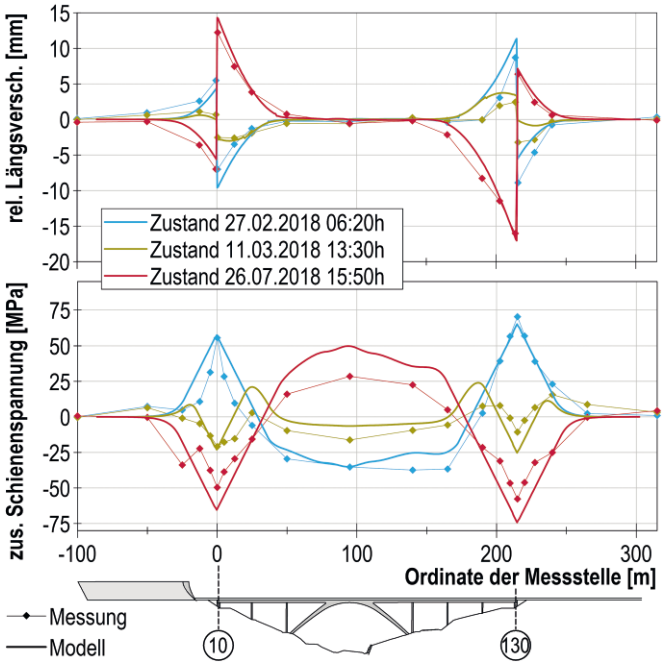


Bild 21 Verteilung der zusätzlichen Schienenspannungen und der relativen Längsverschiebung der Schiene über die Bauwerkslänge zu relevanten Zeitpunkten gem. Bild 17

Distribution of the additional stresses and relative longitudinal rail displacements along the bridge for three relevant moments acc. fig. 17

Ermittlung des sich einstellenden Längsverschiebewiderstands weiter belegt und analysiert werden.

5.3 Räumliche Verteilung der zusätzlichen Schienenspannungen

Neben dem zeitlichen Verlauf ist durch die umfangreiche Instrumentierung der Schiene 4 auch eine Darstellung der räumlichen Verteilung der zusätzlichen Schienenspannungen über die Bauwerkslänge zu ausgewählten Zeitpunkten möglich. In Bild 21 werden die Ergebnisse der zusätzlichen Spannungen und der relativen Verschiebungen zwischen Schiene und Fester Fahrbahn für drei relevante Zeitpunkte (s. Bild 17) dargestellt. Auch hier werden Mess- und Modellergebnisse verglichen.

Die Aussagen aus dem letzten Abschnitt werden durch die räumliche Auswertung bestätigt: (1) gute Übereinstimmung zwischen Messung und Modell, (2) die zusätzlichen Spannungen werden im Modell für den Lastfall Sommer überschätzt, (3) die Bewegungen der Schiene auf dem Bauwerk sind im Winter geringer als im Sommer und stellen sich in einem deutlich kürzeren Bereich ein.

5.4 Einfluss von Überfahrten auf die Schienenspannungen und -verschiebungen

Zugüberfahrten führen zu einer Störung des zum Zeitpunkt der Überfahrt herrschenden Zustands der Schienenspannungen und -verschiebungen, sodass sich nach der Zugüberfahrt nicht wieder der Zustand einstellt, der vor der Überfahrt aus den Langzeitverformungen des Tragwerks vorhanden war. Diese Störung ist auf verschiedene, jedoch untrennbare mechanische Prozesse zurückzuführen:

- zyklische Verformung des nichtlinearen Systems (globale Verformungen des Tragwerks durch Auf- und Abfahrt des Zugs sowie lokale Verformungen der Schiene durch Radüberfahrt),
- Wechsel der Koppelsteifigkeit der Stützpunkte in Abhängigkeit von der darauf wirkenden vertikalen Last aus Verkehr (unbelastet/belastet) bzw. Reorganisation der Stützpunktkomponenten durch die kombinierte vertikale und longitudinale Schienenverschiebung unter Auflast.

Dieses Phänomen wurde in [40, 41] theoretisch eingehend untersucht. Die Berechnungen an Einfeldträger-Brücken zeigten, dass es für eine Vorbelastung aus ΔT_B zu Umlagerungen der Schienenspannungen nach jeder Überfahrt kommt, wobei sich die Entwicklung nach drei Zyklen stabilisiert. Weiterhin wurde gezeigt, dass es durch diese zyklischen Be- und Entlastungen des Systems zu einer Zunahme der max. Schienenspannungen infolge Zugüberfahrt kommt.

Um den Einfluss der Zugüberfahrten auf die Entwicklung der langzeitbedingten Schienenspannungen bewerten zu können, wurden die Ergebnisse der erfassten Zugüberfahrten am Beispiel der Grubentalbrücke ausgewertet. In Bild 22 wurden für drei Spannungsmessstellen die Zeitverläufe für zwei ausgewählte Zugüberfahrten bezogen auf den Zustand vor der Zugüberfahrt dargestellt. Es handelt sich bei beiden Überfahrten um ICE-1-Züge auf dem Gegenrichtungsgleis (GRiG). Bei der Schiene 4 im

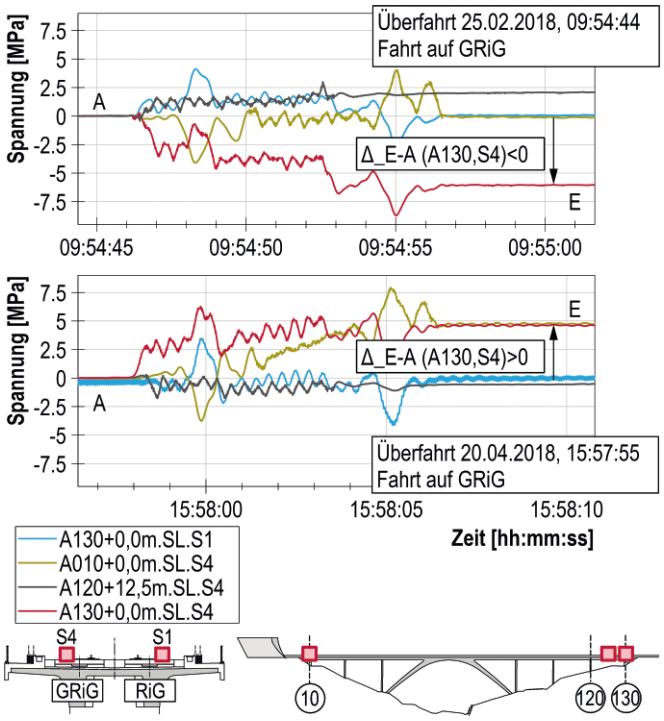


Bild 22 Zeitverläufe der Schienenspannungen im Bereich der Fugen in beiden Gleisen für zwei Überfahrten von ICE-1-Zügen auf dem GRiG von A130 in Richtung A10 (Regelrichtung)
Development over time of the longitudinal rail stresses in the area of the bridge joints for two train crossings (ICE 1 running on the track GRiG from axis 130 to 10)

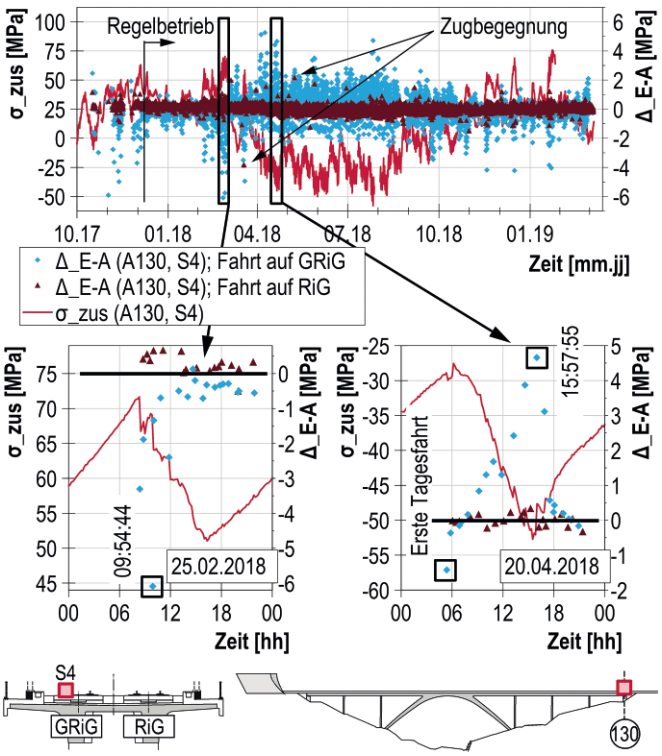


Bild 23 Einfluss der Zugüberfahrten auf die Spannungsumlagerungen im Zeitraum von Okt. 2017 bis Feb. 2019 im Bereich der Achse 130, Schiene 4
Influence of train crossing on the stress redistribution within the rail in the period from Oct. 2017 to Feb. 2019 in the area of axis 130, rail S4

überfahrenen Gleis kann eine Umlagerung der Spannungen festgestellt werden. Diese Umlagerung wird durch das Maß $\Delta_{E\text{-}A}$ (Δ Ende–Anfang) quantifiziert. Ein negatives $\Delta_{E\text{-}A}$ entspricht einer zusätzlichen Druckspannung. Bei der Schiene 1 (unbefahrenes Gleis) kann die typische Einflusslinie der Brückenendverschiebungen gut erkannt werden, die bleibenden Spannungen sind jedoch gering. Die Umlagerungen im befahrenen Gleis finden im Einzugsbereich der Fuge (ca. ± 30 m) statt, wobei das Vorzeichen der Umlagerung in der Fuge entgegengesetzt ist zu dem in den angrenzenden Bereichen (Bild 22), was durch die Wiederherstellung des Gleichgewichts erklärt wird.

Zur Verallgemeinerung der Aussagen ist in Bild 23 für den Zeitraum Okt. 2017 bis Feb. 2019 (Regelbetrieb seit Dez. 2017) und für jede Überfahrt das Maß $\Delta_{E\text{-}A}$ parallel zur zusätzlichen Schienenspannung in Achse 130 dargestellt.

Unterschied befahrenes/unbefahrenes Gleis

Die Überfahrten auf dem Richtungsgleis (RiG) und auf dem GRiG sind farblich gekennzeichnet. Die Darstellung in Bild 23 bestätigt, dass Überfahrten nur zu geringen Spannungsumlagerungen im Nachbargleis führen (< 1 MPa). Umlagerungen im befahrenen Gleis können bis zu ± 6 MPa betragen. Dieses Verhalten zeigt, dass weniger die alternierenden Bauwerksverformungen infolge der wandernden vertikalen Last (hier insbesondere durch die Verformung des Bogens infolge halbseitiger Last, Bild 22), die für beide Gleise etwa gleich sind, zu diesen Umlagerungen führen, sondern vielmehr die lokalen Schienenbewegungen innerhalb der Stützpunkte kombiniert mit dem Steifigkeitswechsel bei Radüberfahrt. Wie in Bild 24 dargestellt, entsteht infolge der Durchbiegung der elastisch gelagerten Schiene bei der Radüberfahrt eine Längsbewegung in Höhe des Schienenfußes von ca. 0,1 mm, die zusammen mit der vertikalen Bewegung der Schiene und des damit einhergehenden Steifigkeitswechsels in Längsrichtung zu den Spannungsumlagerungen führt. Die Umlagerungen erfolgen im Zusammenhang mit der Überfahrt der ersten Fahrzeugachsen (s. vertikaler Versatz bei Spannungen bzw. Verschiebungen zwischen RiG und GRiG in den Bildern 22, 24). Diese Hypothese konnte an mehreren Überfahrten bestätigt werden.

Einfluss des Zeitpunkts der Überfahrt

In Bild 23 kann festgestellt werden, dass die Umlagerungen nicht bei jeder Zugüberfahrt in gleichem Maße auftreten. Der herrschende Spannungszustand zum Zeitpunkt der Überfahrt sowie die Überfahrtshistorie spielen dabei eine Rolle.

Es zeigt sich in Bild 23, dass bei hohen zusätzlichen Zugspannungen (Nov.–Mär.) $\Delta_{E\text{-}A}$ negativ und bei hohen zusätzlichen Druckspannungen $\Delta_{E\text{-}A}$ positiv ist. Zudem kann erkannt werden, dass die erste Zugüberfahrt des Tags am Morgen nach der nächtlichen Abkühlung der Brücke zu einem negativen $\Delta_{E\text{-}A}$ führt, wobei dieses Verhalten im Sommer wegen der großen Temperaturgradienten besonders ausgeprägt ist (Bild 23). Diese Beobachtun-

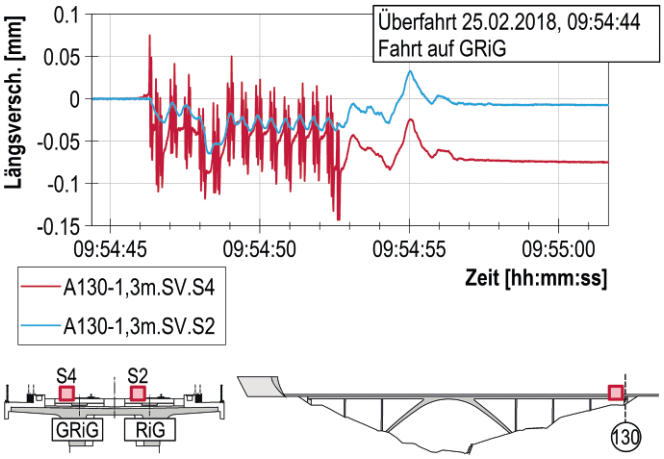


Bild 24 Zeitverläufe der relativen Längsverschiebung zwischen Schiene und Stützpunkt im Bereich der Fuge A130 in beiden Gleisen für eine Überfahrt eines ICE-1-Zugs auf dem GRiG von A130 in Richtung A10 (Regelrichtung)
Development over time of the relative longitudinal rail displacements between rail and fastening in the area of axis 130 in both tracks for one train crossing (ICE 1 running on the track GRiG from axis 130 to 10)

gen zeigen, dass die Umlagerungen bei Zugüberfahrten grundsätzlich zu einer Entspannung der Schiene führen: nach der Überfahrt ist der Spannungszustand im Bereich der Fuge geringer als zuvor. Diese Entspannung bezieht sich nicht auf den absoluten Spannungszustand in der Schiene, sondern auf die Entwicklungsrichtung der Spannung: z. B. entspannt sich im Sommer bei der ersten Überfahrt die über die Nacht aufgebaute zusätzliche „Zugspannung“, nicht die vorherrschende zusätzliche Druckspannung (Bild 23). Dieses Verhalten ist auf das nichtlineare Verhalten der Schienenbefestigungselemente zurückzuführen.

Auch die Überfahrtshistorie bzw. die Zugabfolge über das Bauwerk spielt bei der Größe der Umlagerungen eine Rolle. Wenn sich das System infolge Langzeiteinwirkungen über längere Zeit in eine Richtung bewegt und anschließend eine Überfahrt stattfindet, treten einmalig größere Umlagerungen auf, als wenn mehrere Überfahrten hintereinander stattfinden. Dieser Effekt ist vor der Aufnahme des Regelbetriebs und bei der ersten Tagesfahrt zu beobachten.

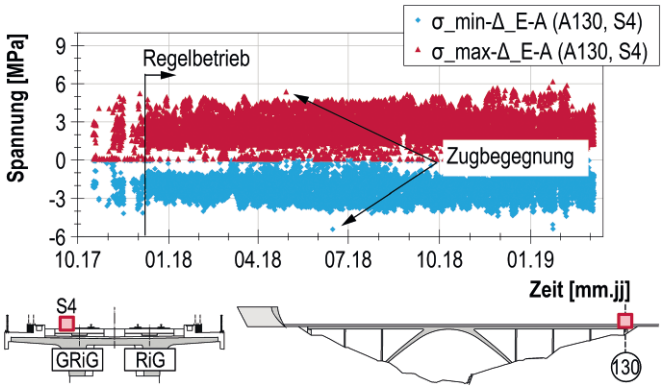


Bild 25 Einfluss der Zugüberfahrten auf die min. und max. Spannungsänderungen bei Zugüberfahrt unter Abzug der Spannungsumlagerungen $\Delta_{E\text{-}A}$ im Zeitraum von Okt. 2017 bis Feb. 2019 im Bereich der Achse 130, Schiene 4
Influence of train crossings on the minimal and maximal stress change due to the train passage, considering the effect of the stress redistribution $\Delta_{E\text{-}A}$ in the period from Oct. 2017 to Feb. 2019 in the area of axis 130, rail S4

Einfluss auf die Höhe der Schienenspannung bei Überfahrt

Aus [40] kann entnommen werden, dass die durch Überfahrten hervorgerufenen Spannungsänderungen durch wiederholte Überfahrten zunehmen können. Dieses Phänomen konnte bei den Messungen hier nicht festgestellt werden (Bild 25). Bei gleichen Fahrzeugen bleiben die Spannungsschwankungen bei den Überfahrten unter Einbeziehung der Umlagerungen nahezu konstant. Es wird hier auch angemerkt, dass in der Realität die wiederholten Überfahrten wegen der sich ständig ändernden Bauwerkstemperatur nicht auf einem zu Beginn einmal voreingeprägten Zustand aufbauen, sondern ständig auf einen neuen Zustand bedingt durch Bewegungen des Bauwerks aus ΔT_B.

Fazit

Durch die Nichtlinearität des Systems führt jede Zugüberfahrt zu Spannungsumlagerungen in der Schiene. Diese Umlagerungen führen zu einer Entspannung des Systems und zu einer Reduzierung der aus den Langzeitbewegungen des Tragwerks entstehenden zusätzlichen Schienenspannungen. Da der Spannungsabbau betragsmäßig gering und räumlich begrenzt ist, baut sich die Spannung durch die stetige Temperaturänderung der Brücke verbunden mit verhältnismäßig größeren Längsverschiebungen der Schiene wieder schnell auf. Eine Berücksichtigung dieses günstigen Effekts in der Berechnung der zusätzlichen Spannungen ist deshalb nicht zielführend, zumal Zeiträume ohne Verkehr existieren (Nachtruhe) bzw. auftreten können (z. B. Gleissperrung).

Eine Zunahme der Spannungsänderungen bei wiederholten Zugüberfahrten konnte messtechnisch nicht festgestellt werden, sodass der Modellansatz einer einzelnen Überfahrt für die Berechnung der zusätzlichen Spannungen im Sinne des Nachweises weiterhin als gültig eingeschätzt wird.

Das bei der Grubentalbrücke observierte Verhalten konnte auch bspw. bei der Gänsebachtalbrücke oder bei der Itztalbrücke festgestellt werden, sodass von einem systembezogenen Verhalten bei Fester Fahrbahn ausgegangen werden kann.

Die einsetzenden Prozesse bei der Zugüberfahrt sind komplex. Zum Verständnis der Spannungsänderungen bei Zugüberfahrt und der Überlagerung der verschiedenen Lastfälle sind anschließend an die theoretischen Untersuchungen in [38–41] weiterführende numerische Analysen durchzuführen und anhand der Messungen zu bewerten.

6 Ermittlung des Längsverschiebewiderstands

6.1 Definitionen

Das Verschiebewiderstandsgesetz ist einer der wichtigsten Parameter, der die Effekte aus der Gleis-Tragwerks-Interaktion beeinflusst. Bei der Festen Fahrbahn wird der Verschiebewiderstand der Schienen gegenüber den mit dem Bauwerk verbundenen Schienenstützpunkten üblicherweise durch den sog. „Durchschubwiderstand“ beschrieben [1].

Der Durchschubwiderstand (DSW) ist ein Kennwert, der bei der Prüfung der Stützpunkte gem. DIN EN 13146-1 [42] ermittelt und wie folgt definiert wird: *„[…] die maximale Längskraft, die auf eine Schiene aufgebracht werden kann, […] ohne dass eine bleibende Verschiebung der Schiene eintritt“*. Im Sinne der Gleis-Tragwerks-Interaktion ist jedoch nicht der Durchschubwiderstand, sondern die bei größeren Längsverschiebungen vom Stützpunkt aufgenommene Kraft in Längsrichtung von Bedeutung. Diese Eigenschaft wird im Folgenden zur Vermeidung von Verwechslungen bei der Festen Fahrbahn als Längsverschiebewiderstand (LVW) bezeichnet. Je nach Ausbildung des Stützpunkts können LVW und DSW unterschiedlich sein. Dieser Tatsache wird auch im aktuellen Entwurf der Normaktualisierung [43] mit einem 5. Lastzyklus Rechnung getragen. Durch die gesammelten Erfahrungen zum Stützpunktverhalten im Labor und in situ können Rückschlüsse über den sich tatsächlich einstellenden Längsverschiebewiderstand gezogen werden.

6.2 Längsverschiebewiderstand aus Laboruntersuchungen in Anlehnung an EN 13146-1

Am Stützpunkt (Stp) 300-1 (s. Beschreibung in Abschn. 2.2) wurden Versuche entsprechend EN 13146-1 [42] durchgeführt, mit dem Unterschied, dass die Belastung weggesteuert in Zyklen von ± 20 mm aufgebracht wurde, um mehrere Jahresgänge der Brückenbewegung zu simulieren. Die Versuche wurden an zwei in Reihe geschalteten Stützpunkten durchgeführt. Damit ließ sich die Verschiebung der Schiene in Längsrichtung im Versuch realistischer darstellen und der Einfluss aus Verkippungen aus der exzentrischen Lasteinleitung minimieren. Die Komponenteneigenschaften der getesteten Stützpunkte können wie folgt zusammengefasst werden:

- Zw 692-6 aus EVA, 6 mm Nenndicke
- Skl B 15, Standhöhe (vert. Abstand zwischen Mittelschlaufe und Federarmenden) ca. 22 mm entspr. Richtzeichnung Iog 30.0800
- Anspannkraft am vollständigen Befestigungssystem nach [44] ca. 13 kN

Die Ergebnisse von drei Versuchsreihen sind in Bild 26 zusammengefasst. Bei den Versuchen 1a und 1b wurden die Regel-Zw 692 aus EVA eingebaut. Im Versuch 1b wurde eine stärker korrodierte Schiene eingesetzt. Der gleiche Versuch wurde auch mit einer Zw 608 aus PA wiederholt (Versuch 2).

Die Diagramme zeigen das typische Verhalten für die untersuchten Stützpunkte (Abkürzungen s. Bild 3): (I) ein rascher und verformungsarmer Anstieg der Längskraft bis zur Überwindung der Haftreibung zwischen Zw und Grp, (II) Gleiten der Zw auf der Grp bis zum Kontakt der Zw-Nasen mit der Grp und seitliche elastische Auslenkung der Federarme (s. a. Bild 3), (III) Gleiten der Schiene auf der Zw und unter der Skl. Bei den drei Versuchen zeigen sich deutliche Unterschiede in der Charakteristik der Phase (III). Beim Versuch 1a zeigt sich ein sehr glatter Verlauf, der auf ein Gleiten der Federarmenden auf dem Schienenfuß hinweist. Bei den Versuchen 1b und 2 konnte bei der Durchführung ein Wechsel zwischen Haftphasen und Zurückschnellen der Federarmenden auf dem Schienenfuß festgestellt werden, der für das unstetige Verhalten verantwortlich ist [45]. Bei den Versuchen 1a und 1b ist die Höhe der vom Stützpunkt aufnehmbaren Längskraft vergleichbar und beträgt ca. 7 kN/Stp und ist damit kleiner als der Wert von 9,75 kN/Stp aus der Norm [15]. Die aufnehmbare Kraft ist beim Schieben und Ziehen der Schiene vergleichbar, wobei Asymmetrien auftreten können.

Es zeigte sich bereits in den Laborversuchen, dass die Eigenschaft der Schienenoberfläche (Korrosion, Ablagerungen) und die daraus resultierenden Reibeigenschaften zwischen Schiene und Zw sowie zwischen Schiene und Skl die Höhe des Verschiebewiderstands maßgeblich beeinflussen und zu großen Streuungen führen können. Die Reproduzierbarkeit der Ergebnisse ist deshalb eingeschränkt. Durch Änderung der Gleitpaare mit bspw. einer härteren Zw aus PA statt EVA ergibt sich eine Reduzierung des LVW auf ca. 5 kN/Stp (Versuch 2).

Diese Ergebnisse sollen mit denen aus In-situ-Messungen verglichen werden, um beurteilen zu können, ob die La-

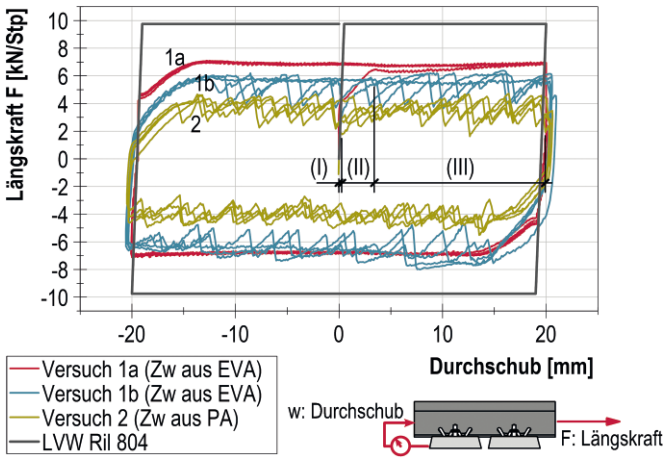


Bild 26 Kraft-Weg-Diagramme beim Durchschubwiderstandsversuch am Stützpunkt 300-1 im Labor, aufgebaut als Doppelstützpunkt, Belastungsgeschw. ca. 80 mm/min
Load-displacement diagram for the determination of the longitudinal rail restraint according EN 13146-1 for the fastening system 300-1 tested as double fastening in the lab, loading velocity: approx. 80 mm/min

borrandbedingungen die gebaute Realität abbilden können.

6.3 Längsverschiebewiderstand aus In-situ-Messungen

6.3.1 Methodik

Um die Modellannahmen für den LVW zu überprüfen und die ausgewerteten Messergebnisse in den Abschn. 5.2, 5.3 zu erklären, wurde der LVW aus den in situ gemessenen Schienendehnungen abgeleitet. Entsprechend Abschn. 6.1 wird der LVW als die vom Stützpunkt aufgenommene Längskraft definiert. Durch die Auswertung der mechanischen Schienendehnung ($\varepsilon^{\text{gemessen}}$) und die Berechnung des Kraftgradienten ($\Delta F^{\text{Schiene}} = E \cdot \Delta\varepsilon^{\text{gemessen}} \cdot A^{60E2}$) über n Stützpunkte können Rückschlüsse auf die in diesen Stützpunkten abgetragene Längskraft gezogen werden [6, 7]. Der Gradient ist in Bild 21 durch die Steigung der Spannungskurve gekennzeichnet. Bei Darstellung der Ergebnisse als Funktion des mittels Wegsensoren gemessenen Schienendurchschubs (SV s. Bild 4) und Aufteilung der Kraft auf die n Stützpunkte kann die gemittelte Arbeitslinie der betrachteten Stützpunkte dargestellt und der sich einstellende LVW ermittelt werden. Diese Analyse wird im Bereich der Brückenfugen, in denen die Stützpunkte durch große Längsverschiebungen aktiviert werden, durchgeführt. Diese Methodik ermöglicht eine direkte, jedoch lokale Ermittlung des LVW, die auf einen ausgewählten Durchschubsensor bezogen wird. Alle Untersuchungen hier beziehen sich auf den Stützpunkt 300-1 (s. Abschn. 2.2), Sonderbrückenstützpunkte (BSP-FF-B1) im unmittelbaren Bereich der Fugen werden vorerst außer Betracht gelassen.

6.3.2 Längsverschiebewiderstand gemessen in einem Großversuch

Im Zuge der Durchführung eines Großversuchs an einem 31 m langen Feste-Fahrbahn-Abschnitt [46] wurden die Dehnungen über die Schienenlänge erfasst. Der LVW wurde entsprechend der o. g. Methodik über $n = 12$ Stützpunkte an zwei Schienen bei verschiedenen Messkampagnen berechnet. Der Probekörper wurde mit den gleichen Komponenten wie auf der Brücke ausgerüstet. Die Schienenverschiebung wurde über hydraulische Pressen weggesteuert aufgebracht. Durch die direkte Kraftkontrolle mittels Kraftaufnehmern und die weitestgehend konstant bleibenden Temperaturverhältnisse konnte die angewandte Methodik überprüft und bestätigt werden.

Der Verlauf der Messkurven (Bild 27) ist vergleichbar mit denen der Laborversuche (Bild 26). Durch die Mittelung des LVW über zwölf Stützpunkte ergibt sich bei der Gleitphase ein gleichmäßiges Verhalten. Der LVW bei Versuch 1 mit der Zw 692 zeigt grundsätzlich um 40–70 % höhere Werte als im Laborversuch, was auf eine steifere Antwort des in situ zusammengebauten Gesamtsystems hindeutet. Trotz gleicher Einbaurandbedingungen wer-

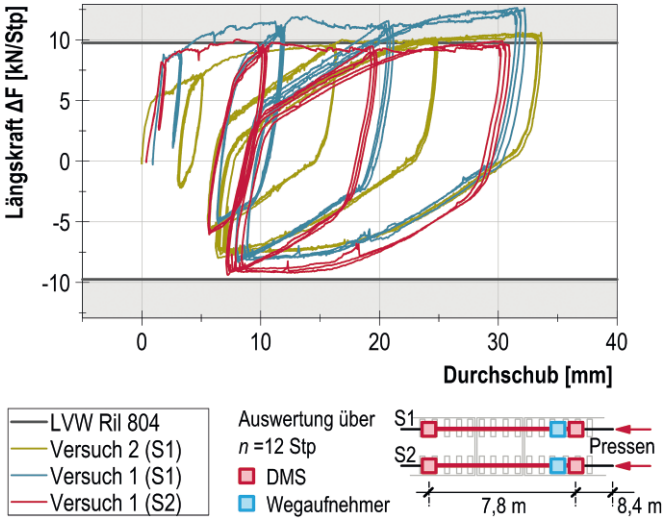


Bild 27 Kraft-Weg-Diagramme im Großversuch, Versuch 1: mit Zw 692 aus EVA, Versuch 2: Zw 608 aus PA, beide Versuche mit Isolierstück aus Kunststoff zwischen Schiene und Spannklemme (Einfluss wird hier vorerst vernachlässigt), Belastungsgeschw. ca. 6 mm/min
Load-displacement diagram for the determination of the longitudinal rail restraint in a large-scale experiment, test 1 with a rail pad Zw 692 (material EVA), test 2 with Zw 608 (material PA), loading velocity: approx. 6 mm/min

den bei Schiene 1 höhere Kräfte von den Stp abgetragen als bei Schiene 2. Dies bestätigt die im Labor festgestellte Streuung des LVW. Ähnlich wie beim Laborversuch wirkt sich auch hier die härtere Zw 608 aus PA günstig auf die Höhe des LVW aus, jedoch ist die erzielte Reduktion im Großversuch etwas geringer.

Der Großversuch konnte zeigen, dass Laborergebnisse sich zwar qualitativ, jedoch nicht quantitativ auf das Gesamtsystem übertragen lassen. Die Erkenntnisse bilden zudem eine abgesicherte Vergleichsbasis für die Bewertung des am Bauwerk gemessenen LVW.

6.3.3 Längsverschiebewiderstand gemessen am Bauwerk

Für zwei Bereiche bei Fuge Achse 130 der Grubentalbrücke wurde der LVW mit der o. g. Methodik ermittelt. Im unmittelbar an der Fuge anschließenden Bereich 1 (Bild 28) erreicht der mittlere LVW auf einer Länge von 11 Stp im Sommer ca. 10 kN und im Winter ca. 14 kN. Dies entspricht einer Zunahme des LVW im Vergleich zum Laborversuch von bis zu 100 %. Im Sommer pegelt sich der Wert auf einem konstanten Niveau ein, im Winter steigt der LVW jedoch für Schienentemperaturen < 0 °C überproportional an. Auf dem 45 m langen Bereich 2, in dem messbare Relativverformungen zwischen Schiene und Tragwerk auftreten (> 1 mm, s. Bild 21), erreicht der mittlere LVW ca. 7 kN im Sommer und 9 kN im Winter. Dies bestätigen auch die in den Abschn. 5.2, 5.3 formulierten Feststellungen: (1) grundsätzliche gute Übereinstimmung der Mess- und Modellergebnisse, (2) Überschätzung der Spannungen im Modell im Sommer.

In situ stellt sich im Gegensatz zum Modell aus dem Regelwerk oder zum Laborversuch kein kraftkonstantes

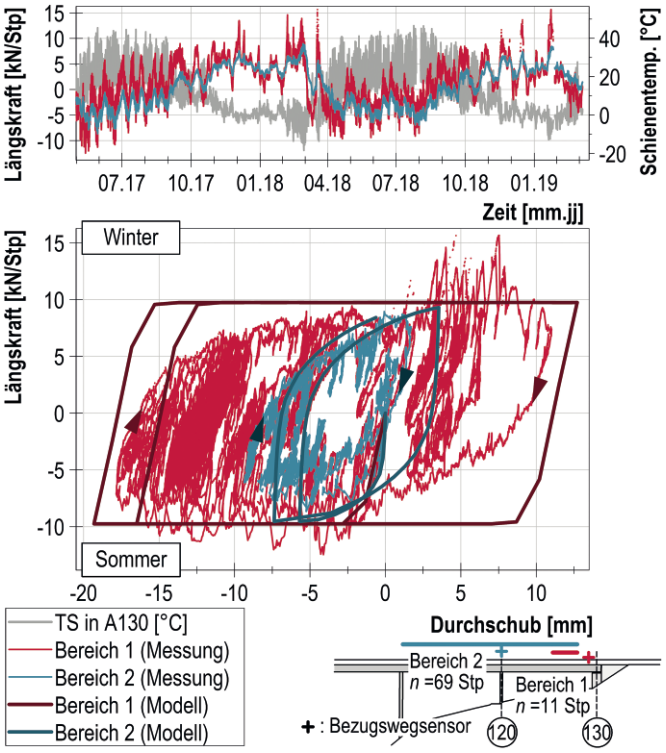


Bild 28 Längsverschiebewiderstand für zwei ausgewählte Bereiche der Grubentalbrücke im Einzugsbereich der Achse 130 dargestellt als Zeitverlauf und als Arbeitslinie, Messzeitraum Apr. 2017 bis Feb. 2019, Vergleich mit den Modellergebnissen nach Ril 804
Longitudinal rail restraint determined in two areas in the vicinity of the bridge joint in axis 130 represented over time and as function of the rail displacement, measurement period: Apr. 2017 to Feb. 2019, comparison with the calculation result according to the model in EN 1991-2

Gleitplateau ein, sondern der LVW ist abhängig vom Schienendurchschub. Der höhere LVW im Bereich der Fugen wird im Beispiel der Grubentalbrücke durch den kleineren LVW in Richtung Bauwerksmitte kompensiert, sodass trotz Vereinfachung und Unterschätzung des max. LVW im Modell Letzteres die auftretenden Schienenspannungen im Fugenbereich gut abbilden kann.

Im Bereich der Brückenfugen werden bei Fester Fahrbahn i. d. R. sog. Brückenstützpunkte, die höhere vertikale Kräfte aufnehmen können, eingebaut. Dabei werden drei Brückenstützpunkte BSP-FF (Fa. Schwihag) auf jeder Seite der Fuge angeordnet. Der Einfluss dieser Sonderstützpunkte auf die Schienenlängskräfte wurde untersucht. Lokale Betrachtungen im Bereich der Fuge zeigen einen um 5–9 kN höheren LVW (je Stützpunkt) als bei den Regelstützpunkten System 300-1.

Die Messungen an der EÜ Itztal, EÜ Gänsebachtal und EÜ Stöbnitztal [11, 12], bei denen jährliche Schienendurchschübe zwischen ca. 15 und 25 mm auftreten, bestätigen diese Feststellungen sowohl qualitativ als auch quantitativ. Die überproportionale Zunahme des LVW bei Schienentemperaturen < 0 °C ist bei allen überwachten Tragwerken auf der NBS Ebensfeld Leipzig (mit System 300-1) in einer ähnlichen Ausprägung vorhanden, wobei die Auswirkung auf die zusätzlichen Schienenspannungen bei längeren Bauwerken ausgeprägter ist.

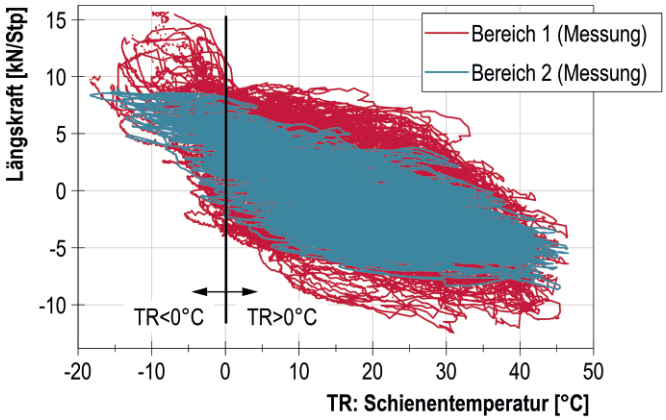


Bild 29 Längsverschiebewiderstand für zwei ausgewählte Bereiche der Grubentalbrücke im Einzugsbereich der Achse 130 dargestellt als Funktion der Schienentemperatur, Messzeitraum Apr. 2017 bis Feb. 2019
Longitudinal rail restraint determined in two areas in the vicinity of the bridge joint in axis 130 represented as function of the rail temperature, measurement period: Apr. 2017 to Feb. 2019

Für die Grubentalbrücke wurde der Zusammenhang zwischen LVW und Schienentemperatur grafisch in Bild 29 dargestellt.

Die vorhandene Datenbasis von ca. zwei Jahren ist nicht ausreichend, um belastbare Rückschlüsse auf die Entwicklung des LVW über die Lebensdauer eines Stützpunkts oder den langfristigen Einfluss des Verkehrs auf Letztere zu ziehen. Es lässt sich aber an den verschiedenen Bauwerken der Trend erkennen, dass die Änderungen in der Arbeitslinie (Bild 28) über die Jahre sehr gering sind.

6.4 Fazit zum Längsverschiebewiderstand und Rückschlüsse auf das Modell

Die Untersuchungen zeigen deutliche Unterschiede zwischen dem im Labor und dem in situ gemessenen Längsverschiebewiderstand. Im Großversuch und an der Grubentalbrücke stellen sich mitunter deutlich höhere LVW in den Bereichen mit großem Schienendurchschub ein. Dafür können folgende Ursachen genannt werden:

- Die Oberflächen- und Kontakteigenschaften der Komponenten in situ verursachen bedingt durch Korrosion, Verschmutzungen, Ablagerungen aus dem Schienenschleifen (Bild 30) eine höhere Rauheit in den Reibebenen Grp/Zw, Zw/Schiene und Schiene/Skl.
- Die Geschwindigkeit der Schienenlängsbewegung in situ ist deutlich geringer als im Labor.
- Durch geometrische Toleranzen in der Position (Lage und Höhe) der Stützpunkte sowie durch die Höhenkorrektur mittels dickeren Zw entstehen am montierten Gesamtsystem weitere Reibungen und Pressungen.

Dadurch entstehen eine stärkere Verzahnung der einzelnen Komponenten und eine höhere Reibung im In-situ-

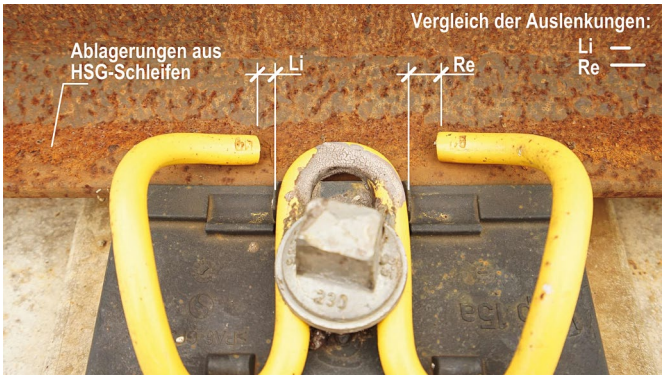


Foto: Marc Wenner

Bild 30 Deformierte Spannklemme Skl B15 beim System 300-1 und Ablagerungen auf dem Schienenfuß aus den Rückständen des Schienenschleifens (HSG)
Deformed fastening clip Skl B15 of system 300-1 and surface roughness of the rail foot with deposits due to rail ginding (HSG)

System als im Laborversuch. Bild 30 zeigt bspw. den am Bauwerk vorzufindenden Zustand. Durch die bessere Haftung an der Kontaktfläche zwischen Schiene und Spannklemme werden die Federarme stark ausgelenkt, wodurch eine verschiebungsabhängige Erhöhung des LVW entsteht. Die überproportionale Zunahme des LVW im Winter ist vermutlich auf eine temperaturabhängige Versteifung der Komponenten und Zunahme der Verzahnung zwischen Letzteren zurückzuführen.

Diese Erfahrungen zeigen, dass Laborversuche bestenfalls eine grobe Quantifizierung des LVW ermöglichen, jedoch keine ausreichende Basis bieten, um die zusätzlichen Schienenspannungen aus Langzeiteffekten (aus thermischer Bewegung der Brücke) zu berechnen. Zum System 300-1 liegen jetzt Informationen zum tatsächlichen Verhalten vor. Falls „neue“ Stützpunkte zum Einsatz auf der Festen Fahrbahn auf langen Brücken entwickelt werden sollen, müssen aus Sicht der Autoren neben den nach Norm definierten Anforderungen und Prüfungen (EN 13146 sowie EN 13481) weitere Untersuchungen am Gesamtsystem unter realen Randbedingungen durchgeführt werden. Dafür eignet sich z. B. der Einbau der Komponenten in einem Pilotbereich. Die Überwachung des LVW entspr. Abschn. 6.3.1 sollte über mind. ein Jahr erfolgen.

Im Modell gem. Ril 804 bzw. EN 1991-2 [15, 47] wird eine vereinfachte bilineare Arbeitslinie für die Stützpunkte angesetzt (s. Bild 26). Die Erfahrungen aus den Messungen zeigen, dass das Durchrutschen in der Schienenbefestigung erst bei Verformungen > 0,5 mm eintritt und dass der LVW keinen konstanten Wert annimmt, sondern abhängig von der Schienenlängsverschiebung und der Temperatur (im Winter) ist. Technisch ist es möglich, auch solche Arbeitslinien für den Stützpunkt im Modell abzubilden. Dies kann entweder über eine nichtlineare Feder mit frei definierter Arbeitslinie erfolgen oder es können, wie in [10], FEM-Modelle, die auf Verbundwerkstoffen basieren, verwendet werden. Angesichts der guten Übereinstimmung von gemessenen und berechneten zusätzlichen Schienenspannungen und Schienenverschiebungen sowohl an diesem Bauwerk (Abschn. 5.2, 5.3) als auch bei anderen Bauwerken sowie angesichts der erforderlichen Praxistauglichkeit der verwendeten Modelle scheint die aktuelle Vorgehensweise ausreichend genau zu sein, um die Interaktionseffekte für Langzeiteffekte abzubilden. Das Modell gem. Ril 804 wird für die Feste Fahrbahn mit dem Stützpunkt System 300-1 bestätigt.

7 Zusammenfassung

Die Interaktion zwischen Gleis und Tragwerk beeinflusst maßgeblich den Entwurf von langen Eisenbahnbrücken. Bei Einsatz der Festen Fahrbahn ist die Schiene unmittelbar über die Stützpunkte mit dem Bauwerk verbunden, sodass höhere zusätzliche Schienenspannungen im Vergleich zum Schotteroberbau zu erwarten sind. Die aktuellen Modelle zur Berechnung der Effekte aus der Gleis-Tragwerks-Interaktion sind auf die 1980er-Jahre zurückzuführen. Über die umfangreichen Oberbau- und Brückenmessungen, die in den letzten Jahren an mehreren Talbrücken der Eisenbahnneubaustrecke Nürnberg–Berlin durchgeführt wurden, konnten die Modellannahmen für die Prognose der Langzeiteffekte überprüft werden.

Die maßgebenden Schlussfolgerungen können wie folgt zusammengefasst werden:

- Eine zuverlässige messtechnische Auswertung der Effekte aus der Gleis-Tragwerks-Interaktion setzt eine sorgfältige Auswahl, eine qualitativ hochwertige Installation der Sensorik und eine kontinuierliche Kompensation von Störgrößen voraus.
- Die Überwachung der Schienen- und Bauwerkstemperatur zeigte, dass die vorhandene Brückentemperatur bei Verspannung der Schiene i. d. R. deutlich von der Annahme der Aufstelltemperatur von $T_{B,0}$ = 10 °C abweicht. Es wird vorgeschlagen, dieser Tatsache im Zuge einer zukünftigen Anpassung des Nachweisverfahrens Rechnung zu tragen.
- Zugüberfahrten führen zu einer Störung des zum Zeitpunkt der Überfahrt herrschenden Zustands der Schienenspannungen und -verschiebungen. Diese Störung wirkt sich durch eine Entspannung der in der Schiene gespeicherten zusätzlichen Spannungen aus. Die damit zusammenhängenden Spannungsumlagerungen sind verhältnismäßig klein und werden durch die thermischen Bewegungen der Brücke schnell rückgängig gemacht. Entgegen einer weit verbreiteten Vermutung konnte bei den Messungen auf Fester Fahrbahn kein langfristiges „Herausrütteln“ der zusätzlichen Spannungen durch Verkehr beobachtet werden.
- Der Vergleich der gemessenen Schienenspannungen mit dem Modell zeigt, dass für das bei Fester Fahrbahn in Deutschland verwendete System 300-1 mit einem Stützpunktabstand von 65 cm die aktuelle Annahme mit einem Längsverschiebewiderstand von 30 kN/m Gleis zur Prognose der Maximalwerte im

Winter zutreffend ist. Im Sommer zeigt sich, dass das Modell zu einer Überschätzung der Realität führt.

- Der gemessene Längsverschiebewiderstand der verbauten Stützpunkte auf einem Bereich von ca. 50 m vor der Fuge bestätigt die gute Übereinstimmung von gemessenen und berechneten zusätzlichen Schienenspannungen und Schienenverschiebungen. Lokale Auswertungen zeigen jedoch einen überproportionalen Anstieg des LVW für Schienentemperaturen < 0 °C und eine Abhängigkeit der vom Stützpunkt aufnehmbaren Kraft vom Schienendurchschub.
- Der im Labor ermittelte LVW in Anlehnung an die DIN EN 13146-1 mit Zyklen von ± 20 mm ist deutlich geringer als der in situ festgestellte. Diese Abweichung wird auf die höhere Rauheit der Schiene in situ, auf die sich ergebende höhere Reibung zwischen den Komponenten und auf die langsamen Relativbewegungen zwischen Schiene und Stützpunkt zurückgeführt.
- Laborversuche ermöglichen eine grobe Quantifizierung des LVW als unteren Wert bei idealen Bedingungen, bieten jedoch keine ausreichende Basis für die Berechnung der zusätzlichen Schienenspannungen aus Langzeiteffekten. Für die Zulassung neuer Stützpunkte auf Brücken mit Fester Fahrbahn müssen aus Sicht der Autoren neben den nach Norm geforderten Prüfungen weitere modifizierte Laborprüfungen (z. B. Längsverschiebungszyklen von ± 20 mm am Doppelstützpunkt) sowie Untersuchungen unter realen Randbedingungen durchgeführt werden.
- Die Messungen erlauben wegen des verhältnismäßig kurzen Messzeitraums keine direkten Rückschlüsse auf die Effekte aus Kriechen und Schwinden von Betonüberbauten. Da keine nennenswerten Spannungsumlagerungen über mehrere Temperaturjahreszyklen beobachtet werden konnten und der Einfluss aus Verkehr nur zu lokalen und geringen Umlagerungen führt, ist davon auszugehen, dass sich Kriech- und Schwindverkürzungen äquivalent einer zusätzlichen Abkühlung des Überbaus auf die Schienenspannungen auswirken. Es sind für die Berechnung sinnvolle Annahmen hinsichtlich des für die Schiene wirksamen Zeitfensters (Zeitpunkt der Verspannung + Liegedauer der Schiene) zu treffen.
- Die zusätzlichen Schienenspannungen sind auf den ausschließlichen Effekt der Interaktion mit dem Brückenbauwerk zurückzuführen. Im Sinne des Nachweises der Schienenspannungen [2] ist aber sowohl für die Zugseite (Ermüdungsnachweis) als auch für die Druckseite (Verwerfung) die Gesamtlängskraft bzw. die Gesamtspannung in der Schiene relevant. Die Messungen geben Hinweise auf die Überlagerungen der verschiedenen Spannungsanteile, die für eine Entwicklung des Nachweises zu einer Schadensakkumulation oder zu einem Gesamtspannungsnachweis genutzt werden können. Die Besonderheiten der zusätzlichen Beanspruchungen im Bereich von Fugen sind dabei zu berücksichtigen [48, 49].

Methodisch äquivalente Untersuchungen an Brücken mit Schotteroberbau [7] und ältere Untersuchungsergebnisse [5, 50] zeigen, dass sich der Schotter hinsichtlich der Höhe der Schienenspannungen vorteilhafter verhält als im Regelwerk angenommen. Bei der Festen Fahrbahn erlauben die Feststellungen aus den Messungen für das Langzeitverhalten allerdings keinen Ansatz eines günstigeren Verhaltens. Im Vergleich zu den heutigen Annahmen wären eher noch höhere Spannungen anzusetzen, um die Unsicherheit hinsichtlich der vorherrschenden Brückentemperatur bei Verspannung der Schiene $T_{B,0}$ zu berücksichtigen. Es wird jedoch darauf hingewiesen, dass diese Ergebnisse in den Gesamtkontext der aktuell laufenden Forschungsaktivitäten zu stellen sind, in denen auch die Widerstandsseite der Schienenspannungsnachweise untersucht wird. Erst auf Basis von abgesicherten Modellansätzen und Prognosen für die Schienenspannungen auf der Einwirkungsseite können die tatsächlichen Schienen- bzw. Systemwiderstände, die deutlich größer sind als im aktuellen Regelwerk, angesetzt werden. Ziel soll es sein, auch für längere Brücken auf teure, instandhaltungsaufwändige und komfortmindernde Schienenauszüge zu verzichten und eine differenziertere Betrachtung bauwerksspezifischer Einflüsse zu ermöglichen. Zur Vervollständigung des Bilds auf der Einwirkungsseite sollen in einem anschließenden Aufsatz die Effekte aus Verkehr ausführlicher thematisiert werden.

Literatur

[1] Wenner, M.; Lippert, P.; Plica, S.; Marx, S. (2016) *Längskraftabtragung auf Eisenbahnbrücken – Teil 1 Geschichtliche Entwicklung und Modellbildung* in: Bautechnik 93, H. 2, S. 59–67. https://doi.org/10.1002/bate.201500107

[2] Wenner, M.; Lippert, P.; Plica, S.; Marx, S. (2016) *Längskraftabtragung auf Eisenbahnbrücken – Teil 2 Hintergründe des Nachweises* in: Bautechnik 93, H. 7, S. 470–481. https://doi.org/10.1002/bate.201600034

[3] Eisenmann, J. (1983) *Forschungsbericht Nr. 1030: Langzeitmessungen an der Amperbrücke zur Ermittlung der Beanspruchung und des Verformungsverhaltens des Oberbaus (R/S Brücken).* Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen, Technische Universität München.

[4] Eisenmann, J. (1983) *Forschungsbericht Nr. 980: über die Brems- und Schneidversuche am Oberbau der Amperbrücke (R/S Brücken).* Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen, Technische Universität München.

[5] Klaus, M. (2003) *Längskraftabtragung bei Eisenbahnbrücken unter Temperatureinwirkung* [Dissertation]. Berichte des Instituts für Massivbau, Universität Hannover.

[6] Ryjáček, P.; Vokáč, M. (2014) *Long-term monitoring of steel railway bridge interaction with continuous welded rail* in: Journal of Constructional Steel Research 99, Aug., pp. 176–186. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.04.009

[7] Wenner, M.; Seidl, G.; Garn, R.; Marx, S. (2019) *Langzeitverhalten einer 170 m langen integralen Eisenbahnbrücke*

– *Messungen und Modellbildung zur Interaktion Boden-Bauwerk-lückenloses Gleis am Beispiel der Rednitztalbrücke* in: Bautechnik 96, H. 2, S. 120 – 132. https://doi.org/10.1002/bate. 201800068

[8] Strauss, A.; Karimi, S.; Kopf, F.; Caparu, C.; Bergmeister, K. (2015) *Monitoring-based performance assessment of rail-bridge interaction based on structural reliability* in: Structural Concrete, no. 3, pp. 342–355. https://doi.org/10.1002/suco.201500019

[9] Strauss, A.; Karimi, S.; Somodikova, M.; Lehky, D.; Novak, D.; Frangopol, D. M.; Bergmeister, K. (2018) *Monitoring based nonlinear system modeling of bridge-continuous welded rail interaction* in: Engineering Structures 155, pp. 25–35. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.10.053

[10] Strauss, A.; Somodikova, M.; Lehky, D.; Novak, D.; Bergmeister, K. (2018) *Nonlinear finite element analysis of continuous welded rail – bridge interaction: Monitoring-based calibration* in: Journal of Civil Engineering and Management 24, no. 4, pp. 344–354. https://doi.org/10.3846/jcem.2018.3050

[11] Marx, S.; Wenner, M.; Käding, M.; Wedel, F. (2018) *Vom Rechnen und Wissen – Monitoring an den Talbrücken der Neubaustrecke Erfurt-Leipzig/Halle* in: Curbach, M. [Hrsg.] Tagungsband des 28. Dresdner Brückenbausymposiums. Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken. Dresden, 13. März 2018. Technische Universität Dresden, S. 41–56.

[12] Wenner, M.; Meier, T.; Wedel, F.; Marx, S. (2019) *Versuchsgestützte Ermittlung der Unterbausteifigkeit einer großen Eisenbahnbrücke* in: Bautechnik 96, H. 2, S. 99–111. https://doi.org/10.1002/bate.201800019

[13] Keil, A.; Wenger, P.; Fackler, T.; Schilling, J. (2011) *Die semiintegrale Grubentalbrücke – Besonderheiten bei der Planung* in: Bautechnik 88, H. 10, S. 723–730. https://doi.org/10.1002/bate.201101485

[14] Keil, A.; Wenger, P. (2015) *Die semiintegrale Grubentalbrücke – Besonderheiten bei der Bauausführung* in: Bautechnik 92, H. 2, S. 134–143. https://doi.org/10.1002/bate.201500005

[15] DB Netz AG (2018) Richtlinie 804 – Eisenbahnbrücken und *sonstige Ingenieurbauwerke planen, bauen und instandhalten.* [Stand: 1. Jan. 2018].

[16] Liu, G.; Liu, H.; Wei, A; Xiao, J.; Wang, P.; Li, S. (2018) *A new device for stress monitoring in continuously welded rails using bi-directional strain method* in: Journal of Modern Transportation 26, no. 3, pp. 179–188. https://doi.org/10.1007/s40534-018-0164-z

[17] Wang, P.; Xie, K.; Shao, L.; Yan, L.; Xu, J.; Chen, R. (2016) *Longitudinal force measurement in continuous welded rail with bi-directional FBG strain sensors* in: Smart Materials and Structures 25 015019. https://doi.org/10.1088/0964-1726/25/1/015019

[18] European Rail Research Institute (1999) D 202/RP 12: *Verbesserung der Kenntnis der Kräfte im lückenlose Gleis (einschließlich Weichen): Schlussbericht*. Utrecht, Apr. 1999.

[19] Wegner, A. (2008) *Zerstörungsfreie Railscan-Neutraltemperaturprüfung* in: EI – Eisenbahningenieur, H. 11, S. 38–42.

[20] Krull, R.; Hintze, H.; Thomas, H.-M. (2000) *Moderne Methoden der zerstörungsfreien Werkstoffprüfung im Oberbau* in: Brandenburg, FH [Hrsg.] Internationales Symposium „Schienenfehler", Bd. 3, S. 1–16.

[21] Weaver, R. (2006) *Vibration Measurement of Rail Stress* in: Transportation Research Board of the national academies [ed.] Final Report for High-Speed Rail IDEA Project 48.

[22] Judge, T. (2003) *Measuring stress to combat sun kinks* in: Railway Track & Structure, no. 4, pp. 43–48.

[23] Hofmann, K. (1987) *Eine Einführung in die Technik des Messens mit Dehnungsmessstreifen.* Hottinger Baldwin Messtechnik, Darmstadt.

[24] Herrmann, R.; Stockmann, M.; Marx, S. (2015) *Untersuchungsstrategie zur Bewertung der Langzeitstabilität von elektrischen Dehnungsmessstreifen* in: Bautechnik 92, H. 7, S. 451–460. https://doi.org/10.1002/bate.201500018

[25] Stockmann, M. (2013) *Prüfbericht: Untersuchung des Langzeitverhaltens von DMS-Installationen an einer Eisenbahnschiene bei zyklischer Temperaturänderung in unterschiedlichen Feuchtigkeitsbereichen.* TU Chemnitz, Professur Festkörpermechanik.

[26] Schneider, S.; Kang, C.; Wenner, M. (2019) *Experimentelle Untersuchungen zum Schienenwiderstand – Gestaltfestigkeitsuntersuchungen an Schienenstücken* [Forschungsbericht]. Leibniz Universität Hannover, Institut für Massivbau. [Stand: 11. Jan. 2019].

[27] Bösl, B. (1992) *Längsbewegung des Gleises als Folge von Normalkraftstörungen* [Dissertation]. Mitteilungen des Prüfamtes für Verkehrswegebau der Technischen Universität München, Heft 65.

[28] Seraphim, H.-P. (1989) *Schienenbeanspruchung auf der NBS Hannover – Würzburg Süd; Schienenspannungen, Bericht 85 6 704.* Versuchsanstalt Minden, Deutsche Bundesbahn.

[29] DB Netz AG (2007) Richtlinie 824.5010 – *Lückenlose Gleise, Weichen und Stoßlückengleise herstellen; Grundsätze*. [Stand: 2007].

[30] Herrmann, R.; Rabe, J.; Bolle, G.; Marx, S. (2017) *Konzepte für Datenqualität und Datenablage bei Entwurf und Umsetzung von Monitoringsystemen* in: Bauingenieur 92, H. 12, S. 537–545.

[31] DIN EN 1991-1-5:2010-12 (2010) Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1–5: Allgemeine Einwirkungen – Temperatureinwirkungen; deutscher Nationaler Anhang DIN EN 1991-1-5/NA:2010-12. Berlin: Beuth. Ausgabe Dez. 2010.

[32] Mangerig, I. et al. (2008) *FE 15.441/2006/FR, Fortschreibung DIN-FB 101, Einwirkungen auf Brücken – Ergänzende Untersuchungen zum Teilsicherheitsbeiwert für Temperatureinwirkungen auf Brücken* [Forschungsbericht]. Universität der Bundeswehr München.

[33] Eisenmann, J. (2002) *Gleisstabilität von HGV-Strecken unter Berücksichtigung der linearen Wirbelstrombremse* in: EI – Eisenbahningenieur 53, H. 5, S. 12–18.

[34] DIN EN 1990:2010-12 (2010) Grundlagen der Tragwerksplanung. Berlin: Beuth. Ausgabe Dez. 2010.

[35] Leykauf, G. (1999) *Stellungnahme zur Gleisstabilität bei Einsatz der Wirbelstrombremse.* (unveröffentlicht).

[36] Freystein, H. (2012) *Untersuchungen zu den zulässigen zusätzlichen Schienenspannungen aus Interaktion Gleis/Brücke* [Dissertation]. Heftreihe des Instituts für Bauingenieurwesen der Technischen Universität Berlin.

[37] Schmidt, B. (2018) *Kombinierte extreme Einwirkungen für Offshore-Windenergieanlagen* [Dissertation]. Berichte des Instituts für Massivbau, Universität Hannover.

[38] Ruge, P.; Birk, C.; Muncke, M.; Schmälzlin, G. (2005) *Schienenlängskräfte auf Brücken bei nichtlinearer Überlagerung der Lastfälle Temperatur, Tragwerksbiegung, Bremsen* in: Bautechnik 82, H. 11, S. 818–825. https://doi.org/10.1002/bate.200590234

[39] Wenner, M. (2009) *Nichtlineare Schienenspannungsberechnung unter Berücksichtigung des Zeiteinflusses der Belastung* [Diplomarbeit]. TU Dresden.

[40] Ruge, P.; Widarda, D.; Birk, C. (2009) *Schienenlängskräfte auf Brücken bei Zugüberfahrt* in: Bautechnik 86 H. 11, S. 677–694. https://doi.org/10.1002/bate.200910067

[41] Widarda, D. (2009) *Longitudinal forces in continuous welded rails due to nonlinear track-bridge interaction for loa-*

ding sequences [Dissertation]. Fakultät Bauingenieurwesen, Technische Universität Dresden.

[42] DIN EN 13146-1:2015-01 (2015) Bahnanwendungen – Oberbau – Prüfverfahren für Schienenbefestigungssysteme – Teil 1: Ermittlung des Durchschubwiderstandes in Längsrichtung. Berlin: Beuth. Ausgabe Jan. 2015.

[43] prEN 13146-1:2017 (2017) Bahnanwendungen – Oberbau – Prüfverfahren für Schienenbefestigungssysteme – Teil 1: Ermittlung des Durchschubwiderstandes in Längsrichtung. Berlin: Beuth. Entwurf.

[44] DIN EN 13146-7:2012-06 (2012) Bahnanwendungen – Oberbau – Prüfverfahren für Schienenbefestigungssysteme – Teil 7: Bestimmung der Spannkraft. Berlin: Beuth. Ausgabe Juni 2012.

[45] Kupfer, R. (2004) *Auswirkungen von Beschleunigungs- und Bremskräften auf die Längsbewegungen des Gleisrostes* [Dissertation]. TU München, Lehrstuhl und Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen.

[46] Wenner, M.; Diers, J.; Marx, S. (2018) *Admissible additional compressive stresses for ballastless track on railway viaducts: experiment and numeric analyses* in: Hiller, E. [ed.] Proceedings of the 12th Japanese-German Bridge Symposium, Munich, Germany, 4.–7. Sept. 2018.

[47] DIN EN 1991-2:2010-12 (2010) Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Berlin: Beuth. Ausgabe Dez. 2010.

[48] Vogel, M.; Schramm, N.; Plica, S.; Fischer, O. (2018) *Entwicklung neuer Nachweiskonzepte für vertikale Schienenstützpunktkräfte an Bauwerksfugen bei Fester Fahrbahn mithilfe von Grenzwertbetrachtungen* in: Bauingenieur 93, H. 3, S. 124–130.

[49] Mensinger, M.; Pessel, S.; Freudenstein, S.; Simon, C.; Fischer, O.; Schramm, N. (2017) *Bruchmechanische Betrachtung von Schienenbrüchen ausgehend vom Schienenfuß* in: Eisenbahntechnische Rundschau ETR, H. 10, S. 40–44.

[50] Siefer, T.; Grünberg, J.; Eickmann, C.; Klaus, M. (2000) *Forschungsbericht Nr. 9941, Auswertung vorliegender Messdaten zur Ermittlung der Längskraftabtragung auf Eisenbahnbrücken*. Institut für Verkehrswesen, Eisenbahnbau und -betrieb, Institut für Massivbau der Universität Hannover.

Autoren

Dipl.-Ing. Marc Wenner
Leibniz Universität Hannover
Institut für Massivbau
Appelstraße 9A
30167 Hannover
wenner@ifma.uni-hannover.de

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Steffen Marx
Leibniz Universität Hannover
Institut für Massivbau
Appelstraße 9A
30167 Hannover
marx@ifma.uni-hannover.de

Dr.-Ing. Matthias Koca
Marx Krontal Partner
MKP GmbH
Zum Hospitalgraben 2
99425 Weimar

3 Wesentliche wissenschaftliche Erkenntnisse

Das Ziel der vorliegenden Arbeit ist die Validierung der für den Nachweis verwendeten Modelle zur Prognose der Effekte aus dem Langzeitverhalten basierend auf Messergebnissen an realen Objekten.

Durch eine umfangreiche Literaturrecherche im ersten Block *State of the Art* (Publikationen Nr. 1 und 2) wurden nach einem geschichtlichen Rückblick auf die Entwicklung des lückenlosen Gleises und den Umgang mit den Interaktionseffekten auf Brücken, der Hintergrund zu den derzeit gültigen Grenzwerten im Regelwerk zusammengefasst. Es wurden darüber hinaus folgende Erkenntnisse gewonnen:

- Bei lückenloser Führung der Schiene über das Brückenbauwerk kann sich die Untersuchung zu den zusätzlichen Schienenspannungen auf den Bereich der Brückenfugen beschränken, da dort die Schiene die in Summe höchste Beanspruchungen erfährt.
- Im aktuellen Nachweis wird durch die Begrenzung der zusätzlichen Zugspannungen der Nachweis der Schienenbruchlücke implizit geführt. Wenn allerdings von den im Regelwerk verankerten Randbedingungen abgewichen wird, z. B. durch Einsatz eines Stützpunkts mit geringerem Längsverschiebewiderstand, muss der Nachweis der Bruchlücke explizit geführt werden. Dafür wurde eine Methode in der Publikation Nr. 2 vorgeschlagen.
- Bei Einbau eines Schienenauszugs im Bereich einer Brücke, muss zusätzlich zur Berücksichtigung der Unterbrechung der Schiene im Modell der Lastfall der Temperaturänderung der Schiene explizit berücksichtigt werden. Somit können die auftretenden Kräfte und Verschiebungen im Tragwerk und im Gleis ermittelt werden. Dabei müssen die anzusetzenden Grenzwerte der zulässigen zusätzlichen Schienenspannungen angepasst werden.

Im zweiten Block *Analyse des Bauwerksverhaltens* (Publikationen Nr. 3 und 4) wurden die maßgeblichen Tragwerksparameter für die Berechnung der Langzeiteffekte aus Gleis-Tragwerks-Interaktion, (1) der thermische Ausdehnungskoeffizienten des Überbaus, (2) die zeitabhängigen Überbaudehnungen aus Kriechen und Schwinden sowie (3) die Längssteifigkeit der Unterbauten anhand von Messungen an ausgewählten Objekten charakterisiert. Es können folgende Rückschlüsse aus den Untersuchungen gezogen werden:

- Bei einem ausreichenden Messzeitraum, im Falle der Scherkondetalbrücke 4 Jahre, lässt sich das thermische Verformungsverhalten einer neu erstellten Betonbrücke gut charakterisieren. Der aus den Messungen ermittelbare effektive Wärmeausdehnungskoeffizient des Überbaus ist kein reiner Materialkennwert, sondern er ist abhängig vom eingesetzten Werkstoff, insbesondere von der Art und der Zusammensetzung der Zuschlagstoffe und vom statischen System der Brücke. Bei der Scherkondetalbrücke wurde ein Wert von $8{,}7 \cdot 10^{-6}$ 1/K ermittelt. Vergleichbare Messungen an anderen Brücken [26] zeigen Werte zwischen 8 und $13{,}0 \cdot 10^{-6}$ 1/K. Die Überbauten dieser Brücken können sich in Längsrichtung weitestgehend frei ausdehnen, sodass der Einfluss des statischen Systems auf das thermische Verhalten gering ist. In der Publikation Nr. 5 wurde ebenfalls eine integrale Betonbrücke untersucht. Die Interaktion zwischen Widerlager und Hinterfüllung beeinflusst hier maßgeblich das thermische Verformungsverhalten des Tragwerks und führt zu einer deutlichen Reduzierung des effektiven Wärmeausdehnungskoeffizienten des Überbaus. Diese Verformungsbehinderung sollte bei der Modellierung von integralen Tragwerken im Hinblick auf die Berechnung der Gleis-Tragwerks-Interaktion durch geeignete Ansätze erfasst werden. Dazu wurden verschiedene Modellansätze vorgestellt.

  Die Schwankungen beim thermischen Ausdehnungsverhalten von Betonüberbauten wirken sich direkt auf die für die Gleis-Tragwerks-Interaktion relevanten Überbauendverschiebungen aus,

wobei die Schwankung durch die Nichtlinearität des Längsverschiebewiderstands nicht linear in die Höhe der zusätzlichen Schienenspannungen eingeht, s. a. Publikation Nr. 6, Abschn. 4.

› Die Kriech- und Schwindverkürzungen von Betonüberbauten sind regelwerksseitig als Lastfall für die Berechnung der Effekte aus Gleis-Tragwerks-Interaktion zu berücksichtigen. Gerade bei neugebauten Talbrücken aus Spannbeton, bei denen das Gleis kurze Zeit nach Fertigstellung der Tragstruktur eingebaut wird, sind sehr große anfängliche Überbauverkürzungen zu verzeichnen, die sich unmittelbar auf die Schienenbeanspruchung auswirken. Bei der Scherkondetalbrücke wurde in der Publikation Nr. 3 der Überbauverformungsanteil aus Kriechen und Schwinden aus den Messungen extrahiert und mit den rechnerischen Werten aus der Statik verglichen. Das im Eurocode geregelte Modell zur Prognose von Verformungen aus Kriechen und Schwinden konnte am überwachten Objekt für die ersten fünf Jahre bestätigt werden.
  Da das Gleis bei der Scherkondetalbrücke mit einem Schienenauszug versehen ist, wurde kein Oberbaumonitoring durchgeführt, sodass die direkten Effekte dieser langsamen und monotonen Überbauverkürzung auf die Schienenbeanspruchung bei dem langen Bauwerk nicht ausgewertet werden können. Die detaillierten Untersuchungen an der Grubentalbrücke in der Publikation Nr. 6 zeigen aber, dass bei Fester Fahrbahn keine nennenswerten Spannungsumlagerungen über mehrere Temperaturjahreszyklen beobachtet werden konnten und der Einfluss aus Verkehr nur zu lokalen und geringen Umlagerungen führt. Diese Erfahrungen zeigen, dass sich Kriech- und Schwindverkürzungen äquivalent einer zusätzlichen Abkühlung des Überbaus auf die Schienenspannungen auswirken. Es sind für die Berechnung sinnvolle Annahmen hinsichtlich des für die Schiene wirksamen Zeitfensters (Zeitpunkt der Verspannung und Liegedauer der Schiene) zu treffen.
  Beim Schotteroberbau sind Spanungsumlagerungen wegen der Eigenschaft des Schotters wahrscheinlicher als bei der Festen Fahrbahn. Es gibt allerdings keine bekannte Messung, bei der nennenswerte Kriech- und Schwindverkürzungen über einen ausreichenden Messzeitraum von mehr als 5 Jahren erfasst wurden und bei der gleichzeitig die Schienenspannungen gemessen wurden. Dieser günstige Effekt bei Schotteroberbau kann derzeit nur vermutet werden, konnte allerdings noch nicht bestätigt werden.

› Die Unterbausteifigkeit in Brückenlängsrichtung wirkt sich sowohl bei langsam auftretenden Lagerkräften aus Temperatureinwirkungen als auch bei schnellen Überbaubewegungen z. B. aus dem Bremsvorgang eines Zuges auf die Höhe und auf die Verteilung der zusätzlichen Schienenspannungen aus. I. d. R. wird die Unterbausteifigkeit von Tiefgründungen anhand eines Teilmodells der Gründung mit der Pfahlrost-Methode rechnerisch ermittelt. Die messbasierte Analyse zeigt, dass die rechnerisch ermittelte Steifigkeit wegen der Schwierigkeit der Festlegung von realitätsnahen Bettungsansätzen die Realität häufig deutlich unterschätzt (im Beispiel der Itztalbrücke um Faktor 3 bis 5). Bei Verwendung von 3D Finite Elemente Modellen, in denen der Baugrund als Kontinuum modelliert wird und geeignete Stoffmodelle und Kontaktformulierungen verwendet werden, lassen sich realitätsnähere Ergebnisse erreichen. Diese Methode wird empfohlen, sobald das System sensitiv auf die Unterbausteifigkeit reagiert. An der Itztalbrücke wurde auch versucht, die im Bremslastfall aktivierte Unterbausteifigkeit mit der eingebauten Messtechnik experimentell im Rahmen von Bremsversuchen zu ermitteln. Wie in [27] bereits gezeigt wurde, spielen die Aktivierung der Massenträgheitsanteile und der Strukturdämpfung, insbesondere bedingt durch die Reibung in den längsbeweglichen Lagern, eine wesentliche Rolle bei der Analyse des dynamischen Strukturverhaltens beim Lastfall Bremsen. Eine Ermittlung der beim Lastfall aktivierten Unterbausteifigkeit ist nicht möglich, wenn allein Messergebnisse zu Grunde gelegt werden. Die Analyse bedarf einer detaillierten rechnerischen dynamischen Betrachtung parallel zur Messung.

Im dritten Block *Validierung des Modells anhand von Langzeitmessdaten* werden sowohl für den herkömmlichen Schotteroberbau als auch für die Feste Fahrbahn Erkenntnisse aus in situ Messungen auf die Modellebene übertragen. Die wesentlichen Erkenntnisse aus den Publikationen Nr. 5 und 6 können wie folgt zusammengefasst werden:

- Das für die Überwachung der Effekte aus Gleis-Tragwerks-Interaktion entwickelte Messkonzept, das z. B. an der Rednitztalbrücke und an der Grubentalbrücke angewendet wurde, erlaubt Rückschlüsse über die Höhe der zusätzlichen Schienenspannungen und ihre Verteilung über die Bauwerkslänge. Durch ein Referenzieren der Sensoren durch das Trennen der Schiene und einen anschließenden Spannungsausgleich können zusätzlich Rückschlüsse über die absolute Schienenspannung gezogen werden. Weiterhin ermöglicht das gewählte Sensorlayout eine Quantifizierung des im Gleis tatsächlich aktivierten Längsverschiebewiderstands. Das bewährte Messkonzept lässt sich auf weitere Bauwerke übertragen.
- Neben den Effekten aus der Gleis-Tragwerks-Interaktion führt auch die Gradiente der Schienentemperatur über die Schienenlänge zu Störungen des Spannungsverlaufes in der Schiene. Deshalb ist es für die Auswertung und Separierung der Schienenspannungsanteile notwendig, die Schienentemperatur entlang der Schiene im Rahmen des Oberbaumonitorings zu erfassen, wobei das Sensorraster im Bereich von Singularitäten wie z. B. Tunnelportalen, Lärmschutzwänden, Einschnitten oder Vegetation zu verdichten ist.
- Die nach Regelwerk für den Nachweis der Gleis-Tragwerks-Interaktion zu berücksichtigenden Brückentemperaturänderungen beziehen sich implizit auf eine Brückentemperatur beim Verspannen der Schiene auf dem Bauwerk von 10 °C. Aus der Erfahrung der letzten Jahre durch die Überwachung von vielen Bauwerken im Zuge der Herstellung des lückenlosen Gleises zeigt sich, dass die tatsächliche Referenztemperatur deutlich von der Annahme des Regelwerks abweichen kann. Diese mögliche Schwankung und die sich daraus ergebenden erhöhten anzusetzenden Temperaturschwankungen für die Brücke sollten im Zuge einer zukünftigen Anpassung des Nachweisverfahrens berücksichtigt werden.
- Die Messungen an der Rednitztalbrücke (Publikation Nr. 5) zeigen das ausgeprägte nichtlineare Verhalten des Schotteroberbaus bei Längsverschiebungen des Gleisrostes. Bei großen Längsverschiebungen „verdichtet“ sich das Schottergerüst und die Relativbewegung der Schwelle im Schotter nimmt ab, während die Relativverschiebung zwischen Schiene und Schwelle ansteigt. Dieses Verhalten ist besonders im Sommer bei Höchsttemperaturen und im Winter bei Niedrigsttemperaturen beobachtbar.
- Es zeigt sich an der Rednitztalbrücke, dass die aktivierte Arbeitslinie des Längsverschiebewiederstands weicher ist als in der Norm (Richtlinie 804 [18]) für das unbelastete Schottergleis angegeben. Der Verschiebewiderstand von 20 kN/m, der auch im Regelwerk verankert ist, wird im untersuchten Fall erst bei 5 mm statt bei 2 mm aktiviert, was sich positiv auf die Höhe der zusätzlichen Schienenspannungen auswirkt. Diese Werte sind spezifisch für die Rednitztalbrücke und können noch nicht ohne weiteres verallgemeinert werden. Durch größere Brückenbewegungen können durchaus höhere Werte des Längsverschiebewiderstands aktiviert werden. Untersuchungen von *Klaus* in [9] zeigen jedoch ebenfalls die Tendenz, dass die sich in situ auf langen Brücken der Neubastrecke Hannover – Würzburg einstellende Arbeitslinie günstiger ist als im Regelwerk angesetzt, allerdings in einer anderen Ausprägung und nur anhand von wenigen und diskreten Messungen.
- Die Richtline 804 [18] sieht beim Schotteroberbau eine Erhöhung des Längsverschiebewiderstands des Gleisrostes für den Lastfall „Winter“ vor, um dem Frieren des Schottergefüges bei Frosttemperaturen Rechnung zu tragen. Untersuchungen aus den 1980er

Jahren [28] zeigen, dass bei gefrorener Bettung keine Schwellenbewegungen mehr auftreten und die Schienenbewegung ausschließlich in der Schienenbefestigung stattfindet, wobei der Durchschubwiderstand zwischen Schiene und Stützpunkt aktiviert wird. Die eigenen Untersuchungen über mittlerweile 2 Winter an der Rednitztalbrücke zeigen, dass das Verhalten im Winter und im Sommer sich kaum voneinander unterscheiden, sodass keine Hinweise auf ein Frieren des Schottergefüges vorliegen, gleichwohl im Winter 2017/2018 eine lange Frostperiode aufgezeichnet wurde. Ähnliche Untersuchungen in [5] bestätigen die Ergebnisse an der Rednitztalbrücke. Untersuchungen in [8] belegen jedoch, dass der Längsverschiebewiderstand im Winter nach Eintritt der Frostperiode anwächst.
Es wird vermutet, dass das Frieren des Schotters nur selten unter besonderen Randbedingungen von Luftfeuchtigkeit, Niederschlag und Temperatur auftritt. Weiterhin kann die Sauberkeit des Schotters, seine Durchlässigkeit und die Versickerungsfähigkeit des Planums das Frieren beeinflussen. Deshalb wird für die Berechnung der Effekte aus der Gleis-Tragwerks-Interkation vorgeschlagen, die Erhöhung des Längsverschiebewiderstands nur für den Anteil mit $T < 0$ °C der für den Winter anzusetzenden Bauwerkstemperaturänderung zu berücksichtigen.

› Bei Brücken mit Fester Fahrbahn wird der Längsverschiebewiderstand des Gleises maßgeblich durch die Charakteristik der Stützpunkte gesteuert. An der Grubentalbrücke (Publikation Nr. 6) zeigen sowohl die Messungen der zusätzlichen Schienenspannungen als auch die direkte Erfassung des sich einstellenden Längsverschiebewiderstands, dass die rechnerischen Prognosen der Schienenspannungen anhand des aktuellen Modells mit der Arbeitslinie nach Richtlinie 804 [18] die Realität ausreichend gut abbilden.

› Der Durchschubwiderstand von Stützpunkten wird im Zuge eines Laborversuchs nach der DIN EN 13146-1 [29] ermittelt. Die Monitoringergebnisse zeigen, dass der Durchschubwiderstand im Labor deutlich von dem am Bauwerk gemessenen Längsverschiebewiderstand abweicht. Die Übernahme des im Labor ermittelten Durchschubwiderstands als Arbeitslinie des Stützpunkts unter Längsverschiebungen ist nicht geeignet, um die Effekte aus der Gleis-Tragwerks-Interaktion modelltechnisch abzubilden. Gründe für den Unterschied zwischen Labor- und in-situ-Wert sind (1) die höheren Oberflächenrauigkeiten der Schiene auf der Brücke durch Korrosion, Verschmutzungen und Ablagerungen, (2) die Geschwindigkeit der aufgebrachten Schienenlängsbewegung und (3) die realen Einbaubedingungen wie z. B. Trassierung, geometrische Toleranzen, Position der Komponenten oder Drehmoment der Schwellenschraube. Deshalb wird für den Einbau von „neu entwickelten“ Stützpunkten auf Brücken vorgeschlagen, erweiterte Laborversuche mit langsamen und großen Verschiebungszyklen von ±20 mm sowie Untersuchungen am Gesamtsystem unter realen Randbedingungen als Grundlage für die Berechnung durchzuführen. Dazu würde sich z. B. ein Versuch an einer halbierten Gleistragplatte mit einer Reihe von 8 Stützpunkten mit einer korrodierten Schiene eignen. Der Versuch sollte weggesteuert ausgeführt werden, die Wege sollten zyklisch (Druck / Zug) und möglichst langsam aufgebracht werden.

› Durch die Erfassung des Tragwerks- und Oberbauverhaltens während Zugüberfahrten kann deren Einfluss auf den vor der Überfahrt vorliegenden Schienenspannungszustand analysiert werden. Es zeigen sich durch die direkte Befahrung der Schiene verhältnismäßig geringe Spannungsumlagerungen im unmittelbaren Bereich der Bauwerksfugen. Die Schiene erfährt dadurch eine Entspannung. Diese lokalen Störungen werden allerdings wieder kurz nach der Überfahrt durch die thermischen Bewegungen der Brücke rückgängig gemacht. Ein dauerhafter Einfluss des Verkehrs auf die Schienenspannungen aus den Langzeiteinwirkungen konnte nicht beobachtet werden.

› Neben den statischen Beanspruchungen des Stützpunkts infolge Anspannung des Systems treten durch Verkehr zusätzliche Beanspruchungen aus der Schienenverformung unter Last und aus den dynamischen Effekten im Rad-Schiene-System auf. In [30] wurde gezeigt, dass die hochfrequente Anregung des Eisenbahnoberbaus durch singuläre und periodische Unebenheiten im Schienenfahrspiegel zu Resonanzerscheinungen in der Spannklemme führen können. Diese Anregung kann schädigend wirken und zu Spannklemmenbrüchen führen. Im Bereich von Bauwerksfugen von langen Brücken mit lückenlosem Gleis wie auch im Bereich von Schienenauszügen kommt es zu Relativverformungen zwischen Schiene und Stützpunkt. In der Publikation Nr. 6 wurde gezeigt, dass die zyklischen longitudinalen Schienenverformungen aus den Langzeitverformungen der Brücke die Federarme der Spannklemme wegen der hohen Haftung mit der Schiene deutlich auslenken, sodass daraus eine weitere Beanspruchung der Spannklemme resultiert. Derzeit sind dem Autor keine Schäden bekannt, die auf diese zusätzlichen Spannklemmenbeanspruchung im Bereich von Brückenfuge zurückzuführen sind. Es ist jedoch zu vermuten, dass eine Überlagerung der Effekte aus einer dynamischen Anregung der Spannklemme und der Auslenkung der Federarme aus der Gleis-Tragwerks-Interaktion zu einer schnelleren Schadensentwicklung bei Spannklemmen führen kann. Auch aus diesem Grund ist die Entstehung von Schienenfehlern und Schienenunebenheiten wie Schlupfwellen oder Riffeln, die zu einer dynamischen Anregung der Spannklemme führen können, möglichst durch eine präventive Schienenoberflächenbehandlung auf Brücken zu unterbinden.

› Die Untersuchungen an der Rednitztalbrücke (Publikation Nr. 5) zeigen, dass sich Bauwerke mit integraler Ausbildung des Brückenendes günstig im Hinblick auf die zusätzlichen Schienenspannungen verhalten. Die Mobilisierung des Bodens hinter dem Widerlager führt zu geringeren thermischen Überbaulängsverschiebungen und zu einer Mitnahmebewegung des Hinterfüllbereichs, was sich vorteilhaft auf die Höhe und Verteilung der zusätzlichen Schienenspannungen am Bauwerksende auswirkt. Die Erfahrungen an diesem Bauwerk zeigen, dass Bauwerkslängen von über 200 m mit durchgängig verschweißtem Schottergleis durch die integrale Ausbildung möglich sind.

4 Ausblick und weitere Untersuchungen

Mit der messtechnischen Validierung der Modelle zum Langzeitverhalten der Gleis-Tragwerks-Interaktion wurde ein Beitrag zur Aktualisierung und zukünftigen Weiterentwicklung des Nachweises der Gleis-Tragwerks-Interaktion geleistet.

Wie im Abschn. 1.1 bereits erwähnt, gibt es noch weitere Themen, die für eine grundlegende Aktualisierung des Umgangs mit der Gleis-Tragwerks-Interkation zu bearbeiten sind. Die bisherigen Erfahrungen des Autors zeigen, dass Reserven im aktuellen Nachweis vorhanden sind, und dass eine Aktualisierung und damit verbunden eine Mobilisierung dieser Reserven zu größeren Freiheiten im Entwurf des Tragsystems bei langen Talbrücken und zu einer Reduktion der Anzahl der teuren und instandhaltungsaufwendigen Schienenauszüge führen kann. Die Aufgaben für zukünftige Arbeiten werden in die folgenden vier Kategorien untergliedert:

Validierung bzw. Anpassung der Modelle und Berechnungsmethoden zur Prognose der Effekte aus der Gleis-Tragwerks-Interaktion für die verschiedenen Oberbauarten

Die Betrachtungen der vorliegenden Arbeit beziehen sich auf die Validierung des Modells für die Langzeiteinwirkungen, die i. d. R. den betragsmäßig größten Anteil der zusätzlichen Schienenspannungen hervorrufen. Zur rechnerischen Abbildung der Auswirkungen des Verkehrs auf die Effekte aus der Gleis-Tragwerks-Interaktion gibt es bereits detaillierte Untersuchungen (z. B. *Ruge*

[13] [14], *Toth* [27]), die zum Teil auch durch Messungen validiert wurden. Auf Basis der vorliegenden Messungen sollen mithilfe der theoretischen Untersuchungen praxistaugliche Modelle zur Berechnung der für die Nachweisführung relevanten Systemgrößen entwickelt werden.

Der Schotteroberbau ist in Deutschland die häufigste Oberbauform. Die eigenen Untersuchungen haben gezeigt, dass das aktuelle Modell des Längsverschiebewiderstands weit auf der sicheren Seite hinsichtlich der Berechnung der zusätzlichen Schienenspannungen liegt. Aufgrund der großen Schwankungen der Eigenschaften des Schotteroberbaus (durch die vielfältigen Systemvarianten, durch den Zustand des Schottergefüges, etc.) können aus einer Messung noch keine allgemeinen Aussagen getroffen werden. Es sollten ähnlich der Messungen an der Grubentalbücke mehrere Brücken mit unterschiedlichen Längen hinsichtlich der Langzeit- und Kurzzeiteffekte unter Verkehr messtechnisch untersucht werden und daraus die Modelle angepasst werden.

Die aktuellen Modelle begrenzen sich derzeit auf die Abbildung der longitudinalen Effekte aus der Gleis-Tragwerks-Interaktion. Insbesondere für den Fall der Festen Fahrbahn sind auch die Modelle für die Berechnung der Effekte aus Fugenversätzen bzw. Verdrehungen in den Bauwerksfugen auf die Schienenbiegung systembezogen zu definieren.

Systembezogene Aktualisierung der Grenzwerte für die zulässigen zusätzlichen Schienenbeanspruchungen und Verformungen

Die aktuellen Grenzwerte für die zulässigen zusätzlichen Spannungen liegen auf der sicheren Seite.

Für die Anpassung der Grenzwerte auf der Zugseite soll sowohl als Basis für einen Dauerfestigkeits- als auch für einen Betriebsfestigkeitsnachweis, die Gestaltfestigkeit von aktuellen Schienen unterschiedlicher Schienenprofile unter mindestens 5 Mio. Lastwechsel auf dem nachzuweisenden Beanspruchungsniveaus von ca. σ_U = 200 bis 250 MPa ermittelt werden und unter Berücksichtigung der vorliegenden Eigenspannungen sowohl für die Schienenfußmitte als auch für den Schienenfußrand ausgewertet werden. Mit weiteren Ermüdungsuntersuchungen bei 50 Mio. Lastwechsel können zudem die angesetzten Wöhlerlinien im Sinne eines Betriebsfestigkeitsnachweises experimentell präzisiert werden.

Für die Anpassung der Grenzwerte auf der Druckseite ist grundsätzlich zwischen Schotteroberbau und Feste Fahrbahn zu unterscheiden. Für die Feste Fahrbahn gibt es derzeit keine wissenschaftliche Basis für die in der Richtlinie 804 [18] vorgegebene zulässige Druckspannung von 92 MPa. Neue Untersuchungen unter Einbeziehung der möglichen Versagenszustände (Grenzzustände) sind durchzuführen, s. a. [31].

Aktualisierung des Nachweisformats

Die im Regelwerk [18] verankerten Grenzwerte der Schienenspannungen und die vorgegebenen Modelle zur Berechnung der zusätzlichen Schienenspannungen gelten für bestimmte Oberbauarten und angenommenen Achslasten bzw. Streckenklassen (siehe Publikationen Nr. 1 und 2). Durch die undifferenzierten Angaben werden die Nachweise beispielsweise für eine Brücke mit Fester Fahrbahn für den Hochgeschwindigkeits- und Güterverkehr und für eine Metro-Brücke mit leichter Schiene und großen Stützpunktabstand in der Praxis häufig gleichbehandelt. Diese systembezogenen Eigenschaften müssen in der Zukunft berücksichtigt werden können. Ein möglicher Weg in dieser Richtung wurde bereits von *Freystein* in [20] vorgezeigt. Auf Basis von aktuellen Ergebnissen zur Gestaltfestigkeit von Schienen unterschiedlicher Profile sollten die Ergebnisse Eingang in das Regelwerk finden.

Konstruktive Lösungen zur Reduzierung der Effekte aus der Gleis-Tragwerks-Interaktion

Derzeit ist der Einbau von Schienenauszügen die meist verfolgte Lösung, wenn die Nachweise der Schienenspannungen überschritten sind. Die Unterbrechung des Gleises führt jedoch zu einem gezielten Eintrag der Längskräfte, insbesondere aus Bremsen / Anfahren in die Unterbauten der Brücke und kann zu einer deutlich kräftigeren und unwirtschaftlicheren Ausbildung letzterer führen. Zudem sind Schienenauszüge teuer, sowohl in der Anschaffung als auch in der Instandhaltung.

Zur Herstellung der Verträglichkeit zwischen Gleis und Tragwerk sollte wenn möglich immer als erstes eine tragwerksseitige Optimierung z. B. durch die Wahl eines geeigneten statischen Systems, die richtige Positionierung des längsfesten Lagers und durch die Begrenzung der Ausgleichslänge des Überbaus angestrebt werden. Durch den Einsatz weiterer Hilfsmittel wie Steuerstäbe oder Bremsdämpfer [32] kann auch das statische System im Hinblick auf die Längskraftabtragung angepasst werden, wobei der Einsatz von mechanischen und beweglichen Bauteilen zu zusätzlichen Instandhaltungskosten führen kann und vermieden werden sollte. Wenn der Tragwerksentwurf nicht angepasst werden kann, können auch oberbauseitige Lösungen eingesetzt werden.

Durch die Reduktion des Längsverschiebewiderstands kann eine teilweise Entkopplung von Gleis und Tragwerk und damit eine Reduzierung der zusätzlichen Schienenspannungen erreicht werden. Derzeit werden bei Brücken mit Fester Fahrbahn Stützpunkte des Systems 300-1 mit Spannklemmen Skl B15 verwendet. Ziel wäre es, auf Basis der Erkenntnisse der Publikation Nr. 6 Alternativsysteme mit reduziertem Längsverschiebewiderstand zu entwickeln, im Zuge einer Betriebserprobung zu testen und anschließend zu regeln.
Durch Einsatz der sog. „längsbeweglichen Festen Fahrbahn“ kann eine nahezu vollständige Entkopplung von Gleis und Tragwerk erreicht werden und somit bei langen Brücken komplett auf Schienenauszüge verzichtet werden [32] [33]. Das ursprünglich in Deutschland patentierte System [34] wurde in den letzten 10 Jahren großmaßstäblich in China eingesetzt und ist noch teilweise Gegenstand der Forschung. Diese Technologie ist hinsichtlich der Gleis-Tragwerks-Interaktion für den Brückenentwurf als auch für die Führung des Oberbaus im Brückenbereich sehr vorteilhaft und sollte auch in Deutschland weiterverfolgt werden.

5 Literaturverzeichnis

[1] WENNER, M. (2016) *A case study about the calculation of rail stresses on bridges*, IABSE Young Engineers Colloquium, Hamburg 2016, Report

[2] ZHANG, J.; WU, D.J.; LI, Q. (2015) *Loading-history-based track–bridge interaction analysis with experimental fastener resistance*, Engineering Structures **83**, 15 January 2015, Pages 62 – 73, DOI: 10.1016/j.engstruct.2014.11.002

[3] DIN EN 13146-1:2015-01 (2015) *Bahnanwendungen – Oberbau – Prüfverfahren für Schienenbefestigungssysteme – Teil 1: Ermittlung des Durchschubwiderstandes in Längsrichtung*. DIN, Beuth Verlag

[4] RYJÁČEK, P.; HOWLADER, M.; VOKÁČ, M.; STOLLENWERK, B.; ONDOVČÁK, P (2016) The rail-bridge interaction – recent advances with ERS fastening system for steel bridges, Transportation Research Procedia 14, Pages 3972 – 3981, DOI: doi: 10.1016/j.trpro.2016.05.494

[5] RYJÁČEK, P.; VOKÁČ, M. (2014) *Long-term monitoring of steel railway bridge interaction with continuous welded rail*, Journal of Constructional Steel Research **99**, August 2014, Pages 176 – 186, DOI: 10.1016/j.jcsr.2014.04.009

[6] KUPFER, R. (2004) *Auswirkungen von Beschleunigungs- und Bremskräften auf die Längsbewegungen des Gleisrostes*, Dissertation, TU München, Lehrstuhl und Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen

[7] EISENMANN, J.; DUWE, B. (1983) *Forschungsbericht über die Brems und Schneidversuche am Oberbau der Amperbrücke*, Bericht Nr. 980, Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen, Technische Universität München

[8] EISENMANN, J.; DUWE, B. (1983) *Langzeitmessungen an der Amperbrücke zur Ermittlung der Beanspruchung und des Verformungsverhalten des Oberbaues*, Bericht Nr. 1030, Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen, Technische Universität München

[9] KLAUS, M. (2003) *Längskraftabtragung bei Eisenbahnbrücken unter Temperatureinwirkung*, Dissertation, Universität Hannover, Institut für Massivbau

[10] STRAUSS, A.; KARIMI, S.; KOPF, F.; CAPARU, C.; BERGMEISTER, K. (2015) *Monitoring-based performance assessment of rail-bridge interaction based on structural reliability*, Structural Concrete No. 3, S. 342 – 355, DOI: 10.1002/suco. 201500019

[11] STRAUSS, A.; KARIMI, S.; SOMODIKOVA, M.; LEHKY, D.; NOVAK, D.; FRANGOPOL, D M.; BERGMEISTER, K (2018) *Monitoring based nonlinear system modeling of bridge-continuous welded rail interaction*, Engineering Structures **155**, S. 25–35, DOI: 10.1016/j.engstruct.2017.10.053

[12] STRAUSS, A.; SOMODIKOVA, M.; LEHKY, D.; NOVAK, D.; BERGMEISTER, K. (2018) *Nonlinear finite element analysis of continuous welded rail – bridge interaction: Monitoring-based calibration*, Journal of Civil Engineering and Management **24**, H. 4, S. 344–354, DOI: 10.3846/jcem.2018.3050

[13] RUGE, P.; BIRK, C.; MUNCKE, M.; SCHMÄLZLIN, G. (2005) Schienenlängskräfte auf Brücken bei nichtlinearer Überlagerung der Lastfälle Temperatur, Tragwerksbiegung, Bremsen, Bautechnik **82**, H. 11, S. 818 – 825

[14] RUGE, P.; WIDARDA, D.; BIRK, C. (2009) *Schienenlängskräfte auf Brücken bei Zugüberfahrt*, Bautechnik **86** H. 11, S. 677–694

[15] WIDARDA, D. (2009) *Longitudinal forces in continuous welded rails due to nonlinear track-bridge interaction for loading sequences*, Dissertation, Fakultät Bauingenieurwesen, Technische Universität Dresden

[16] YANG, S.; JANG, S. (2016): *Track–Bridge Interaction Analysis Using Interface Elements Adaptive to Various Loading Cases*, J. Bridge Eng., 2016, 21(9): 04016056, 19 Pages, DOI: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.000091

[17] DAI, G.; LIU, W. (2013) *Applicability of small resistance fastener on long-span continuous bridges of high-speed railway*, J. Cent. South Univ. **20**, Pages 1426−1433, DOI: 10.1007/s11771-013-1631-7

[18] DB NETZ AG (2018) *Richtlinie 804 – Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke planen, bauen und instandhalten*, Stand 01.11.2018

[19] DIN EN 1991-2:2010-12 (2010) *Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken*, DIN, Beuth Verlag

[20] FREYSTEIN, H. (2012) *Untersuchungen zu den zulässigen zusätzlichen Schienenspannungen aus Interaktion Gleis/Brücke*, Dissertation, Heftreihe des Instituts für Bauingenieurwesen der Technischen Universität Berlin

[21] MENSINGER, M.; PESSEL, S.; FREUDENSTEIN, S.; SIMON, C.; FISCHER, O.; SCHRAMM, N. (2017) *Bruchmechanische Betrachtung von Schienenbrüchen ausgehend vom Schienenfuß*, Eisenbahntechnische Rundschau ETR, Heft 10, S. 40-44

[22] VOGEL, M.; SCHRAMM, N.; PLICA, S.; FISCHER. O. (2018) *Entwicklung neuer Nachweis-konzepte für vertikale Schienenstützpunktkräfte an Bauwerksfugen bei Fester Fahr-bahn mithilfe von Grenzwertbetrachtungen*, Bauingenieur **93**, H. 3, S. 124 – 130

[23] LIU, J. (2013) *Einfluss der Schienenbefestigungskomponenten auf das laterale Verformungs- und Lastverteilungsverhalten der Schiene*, Dissertation, TU München, Lehrstuhl und Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen

[24] PAIXÃO, A.; FORTUNATO, E.; CALÇADA, R. (2014) *Transition zones to railway bridges: Track measurements and numerical modelling*, Engineering Structures **80**, December 2014, Pages 435 – 443

[25] WANG, H.; MARKINE, V.L. (2016) *Analysis of the Long-Term Behaviour od Track Transition Zones*, In: J. Pombo, (Editor): Proceedings of the Third International Conference on Railway Technology: Research, Development and Maintenance, Paper 203

[26] MARX, S.; WENNER, M.; KÄDING, M.; WEDEL, F. (2018) *Vom Rechnen und Wissen – Monitoring an den Talbrücken der Neubaustrecke Erfurt-Leipzig/Halle*, In: Curbach, M. (Hrsg.): Tagungsband des 28. Dresdner Brückenbausymposiums. Planung, Bauausführung, Instandsetzung und Ertüchtigung von Brücken. Dresden, 13. März 2018. Technische Universität Dresden, S. 41 – 56

[27] TOTH, J. (1999) *Längskraftabtragung auf Eisenbahnbrücken mit durchgehendem Gleis für den Lastfall Bremsen*, Dissertation, TU Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen

[28] EISENMANN, J.; DUWE, B. (1983) *Forschungsbericht über die Ermittlung des Längsverschiebewiderstands des Gleisrostes bei gefrorenem Schotter*, Bericht Nr. 1010, Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen, Technische Universität München

[29] DIN EN 13146-1:2015-01 (2015) *Bahnanwendungen – Oberbau – Prüfverfahren für Schienenbefestigungssysteme – Teil 1: Ermittlung des Durchschubwiderstandes in Längsrichtung*, DIN, Beuth Verlag

[30] VEIT STEGER, M. (2017) *Untersuchungen zum Schwingungsverhalten und der daraus resultierenden Beanspruchung von Spannklemmen für Schienenbefestigungen unter Berücksichtigung von hochfrequenten Anregungen*, Dissertation, TU München, Lehrstuhl und Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen

[31] WENNER, M.; DIERS, J.; MARX, S. (2018) *Admissible additional compressive stresses for ballastless track on railway viaducts: experiment and numeric analyses*. In: Hiller, E. (Hrsg.) Proceedings of the 12th Japanese - German Bridge Symposium, Munich, Germany 4.-7. September 2018

[32] WENNER, M.; MARX, S. (2013) *Concrete slab track - bridge interaction and its impact on bridge design*, In: Avraham N. Dancygier (Hg.): Proceedings of the fib Symposium. Engineering a concrete future: Technology, Modeling & Construction. Tel Aviv, Israel, 22-24 April 2013, S. 403 – 406

[33] DAI, G.; GE, H.; LIU, W.; CHEN, F. (2017) *Interaction analysis of Continuous Slab Track (CST) on long-span continuous high-speed rail bridges*, Structural Engineering and Mechanics **63**, No. 6, pages 713-723, DOI: 10.12989/sem.2017.63.6.713

[34] FASTENAU, W.; GEBHARDT, H. (1974) *Eisenbahnbrücke mit schotterlosem Gleisunterbau*, Patent, 24 43 770

Lebenslauf | CV

Persönliche Daten

Marc Wenner

Geboren am 20.06.1986
in Strasbourg, Frankreich

Französischer Staatsbürger

Verheiratet, zwei Kinder

Ausbildung

2001– 2004:	Lycée Stanislas in Wissembourg, Frankreich Abschluss Baccalauréat S, Schwerpunkt Ingenieurwissenschaften (SI)
2004 – 2008:	Ingenieurstudium am *Institut National des Sciences Appliquées* (INSA) in Strasbourg, Frankreich

Deutsch – Französischer Studiengang INSA Strasbourg – TU Dresden (Doppeldiplom)

2008 – 2009:	Ingenieurstudium an der Technischen Universität Dresden in der Vertiefungsrichtung Konstruktiver Ingenieurbau
Dez. 2009:	Diplomarbeit zum Thema „Nichtlineare Schienenspannungsberechnung unter Berücksichtigung des Zeiteinflusses der Belastung“ an der TU Dresden (Prof. Marx)

Abschluss Diplom Ingenieur (DE) und Grade de Master (FR)

Beruflicher Werdegang

02.2010 – 09.2011:	Planungsingenieur konstruktiver Ingenieurbau bei der DB ProjektBau GmbH, Regionalbereich Ost in Berlin, Deutschland
10.2011 – 09.2018:	Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau der Leibniz Universität Hannover, Deutschland
01.2013 – 12.2019:	Projektleiter im Ingenieurbüro Marx Krontal Partner, Hannover, Deutschland
Seit 01.2020:	Geschäftsführer im Ingenieurbüro Marx Krontal Partner, Hannover, Deutschland

Hannover im Januar 2020