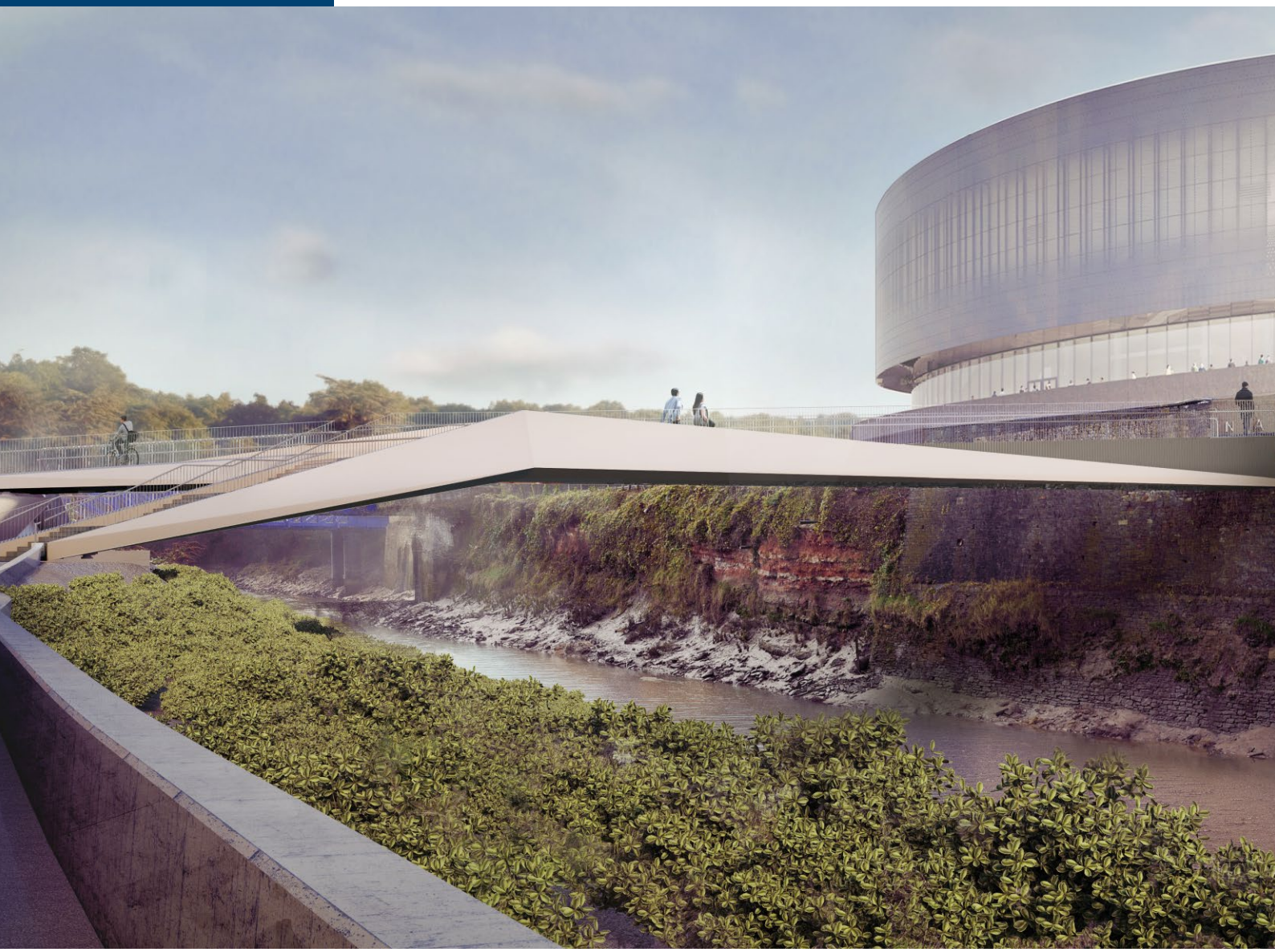
2

96. Jahrgang
Februar 2019
ISSN 0932-8351
A 1556

Sonderdruck S. 99-111

Bautechnik

Zeitschrift für den gesamten Ingenieurbau



Marc Wenner, Thomas Meier, Frederik Wedel, Steffen Marx

Versuchsgestützte Ermittlung der Unterbausteifigkeit einer großen Eisenbahnbrücke

Ernst & Sohn
A Wiley Brand

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

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.

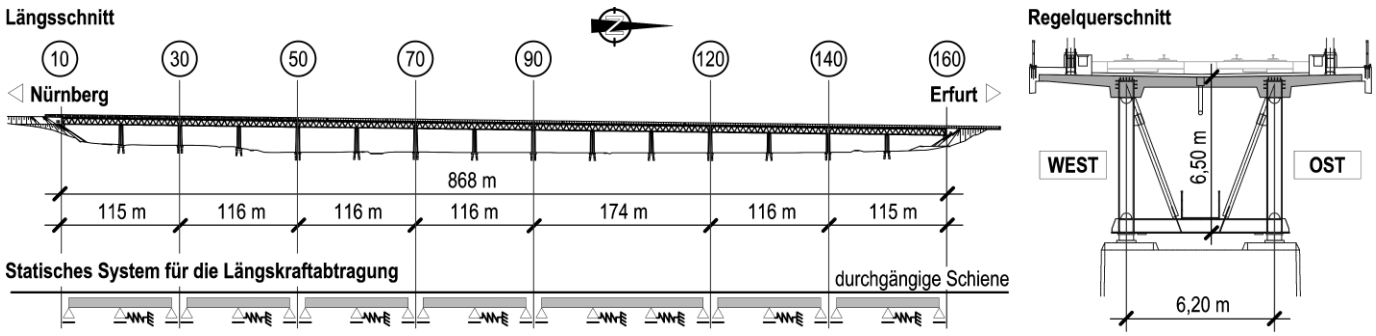


Bild 2 Längsschnitt, Regelquerschnitt sowie statisches System der EÜ Itztal
Longitudinal section, cross section and static system of the Itztal railway viaduct

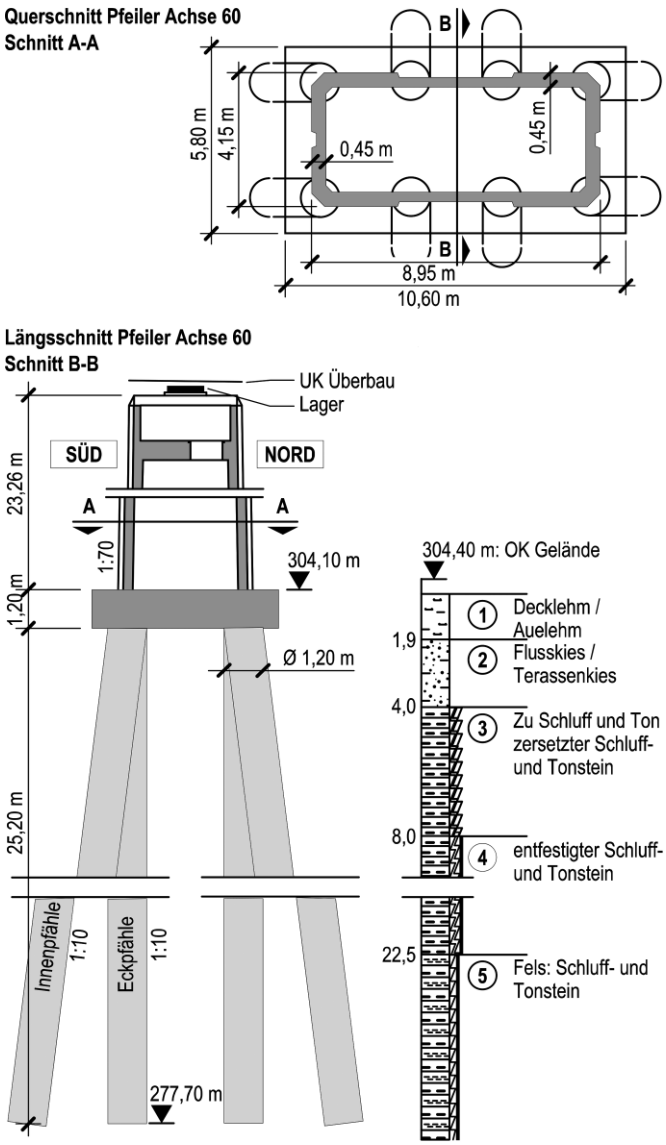


Bild 3 Geometrie und Abmessungen des Pfeilers und der Gründung sowie Baugrundverhältnisse in Achse 60
Geometry and dimensions of the pier and foundation and characteristics of the soil in axis 60

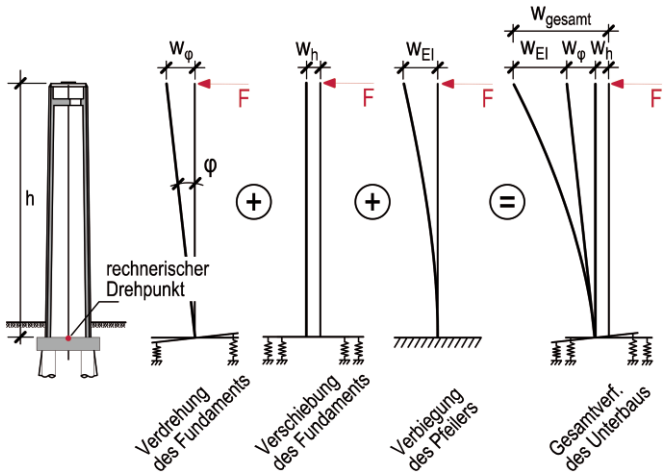


Bild 4 Verformungsanteile, die zu einer Gesamtverformung am Pfeilerkopf führen
Deformation components of the pier head

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

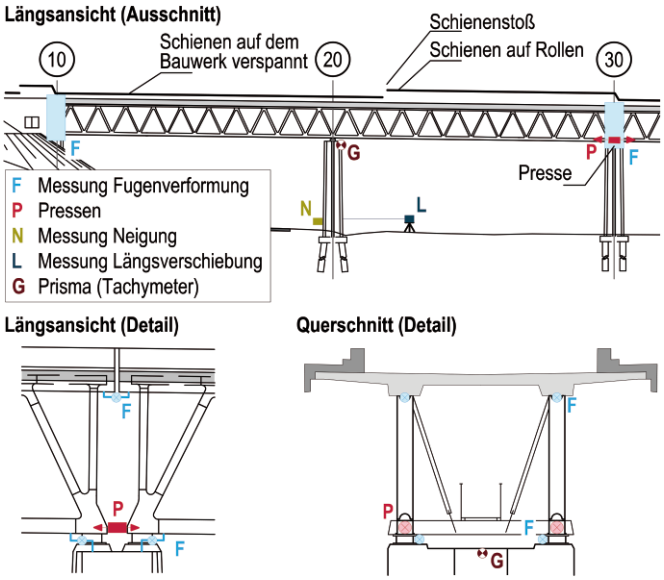


Bild 5 Schematischer Versuchsaufbau am Beispiel der Lasteinbringung in Achse 30 (erster Teilversuch)
Schematic test setup with introduction of the force in axis 30

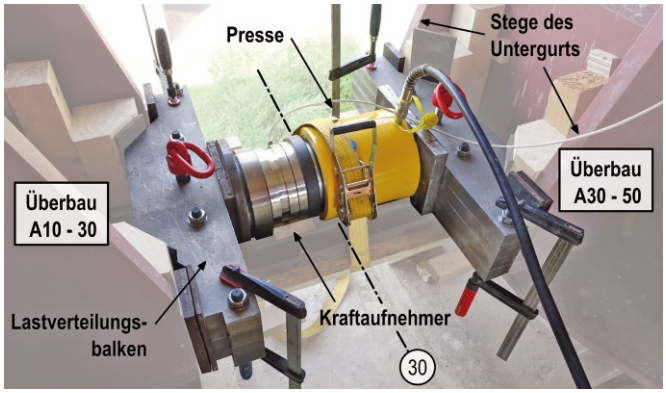


Bild 6 Presse mit Kraftaufnehmer und Lasteinleitungskonstruktion
Hydraulic jack, load transducer and construction for the load application

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-

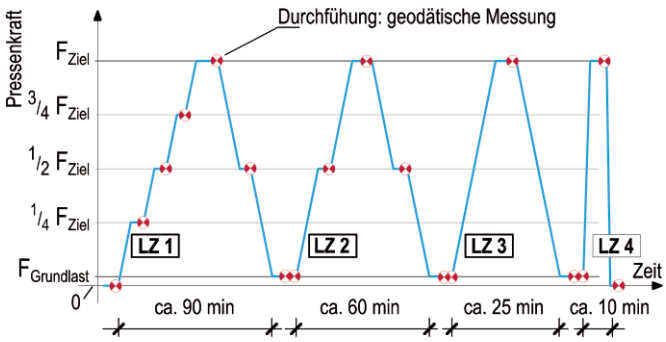


Bild 8 Schematische Darstellung der Lastzyklen (LZ)
Schematic diagram of load cycles

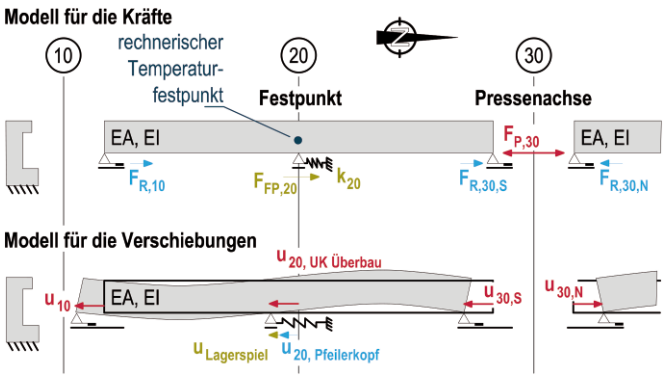


Bild 9 Mechanisches Modell für die Auswertung der Kräfte und Verschiebungen am Beispiel des ersten Teilversuchs
Mechanical model for analysing the resulting forces and displacements

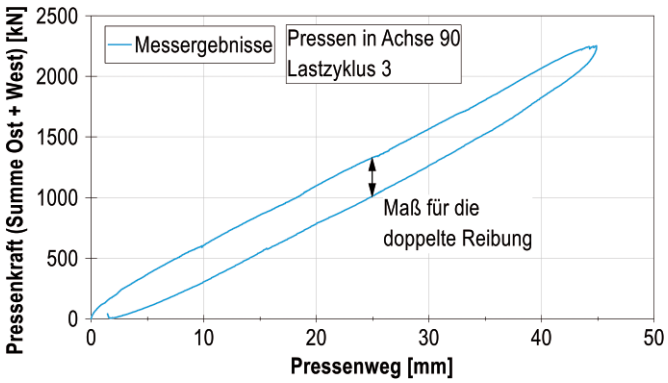


Bild 10 Ermittlung der Reibanteile in den verschieblichen Lagern
Determination of friction of floating bearings

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-

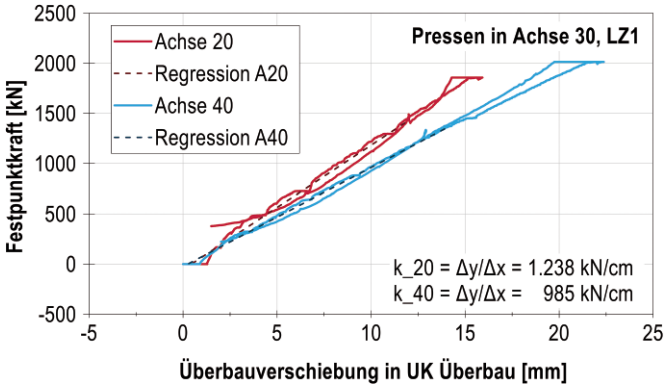


Bild 11 Ermittlung der Gesamtsteifigkeit am Beispiel der Achsen 20 und 40 beim ersten Lastzyklus
Determination of the stiffness of the piers at load cycle 1 using the example of axis 20 and 40

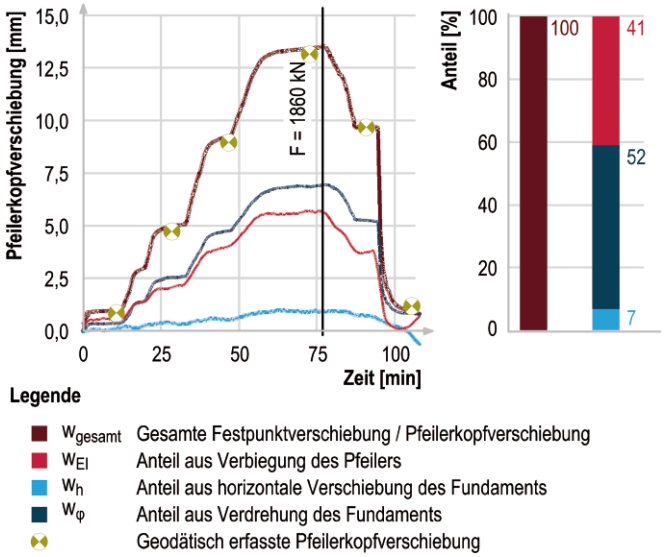


Bild 12 Verformungsanteile für die Unterbauten in Achse 20 (Pressen in Achse 30)
Subdivision of the pier top deformation in axis 20 (hydraulic jacks located in axis 30)

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.

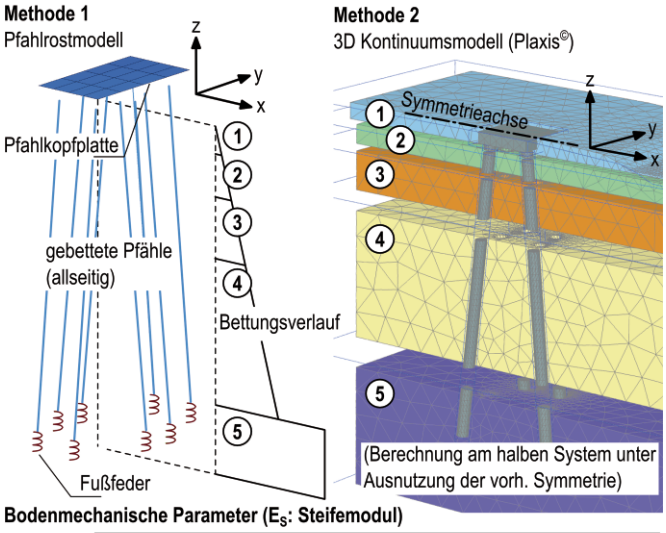
Die Verdrehung und die Verschiebung des jeweiligen Fundaments wurden beide direkt über einen Neigungssensor bzw. einen Laserdistanzsensor während des Versuchs gemessen. Sowohl der Messpunkt, in welchem die Horizontalverschiebung mit dem Lasersensor erfasst wurde, als auch der Neigungssensor befanden 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

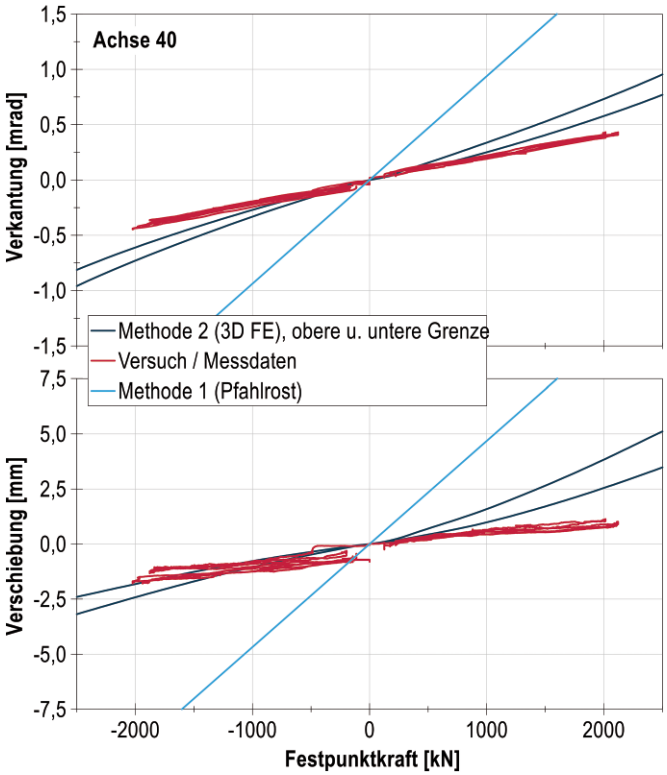


Bild 14 Vergleich der Messergebnisse mit den Ergebnissen aus den zwei Berechnungsmethoden für die Verschiebung und die Verdrehung des Fundaments am Beispiel der Achse 40
Comparison between measured and calculated displacement and rotation of the foundation using the example of axis 40

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

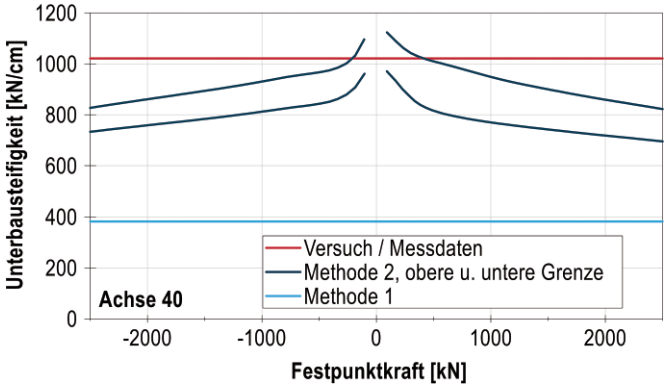


Bild 15 Vergleich der Messergebnisse mit den Ergebnissen aus den zwei Berechnungsmethoden für die Gesamtsteifigkeit am Beispiel der Achse 40
Comparison between measured and calculated stiffness of the substructure using the example of axis 40

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

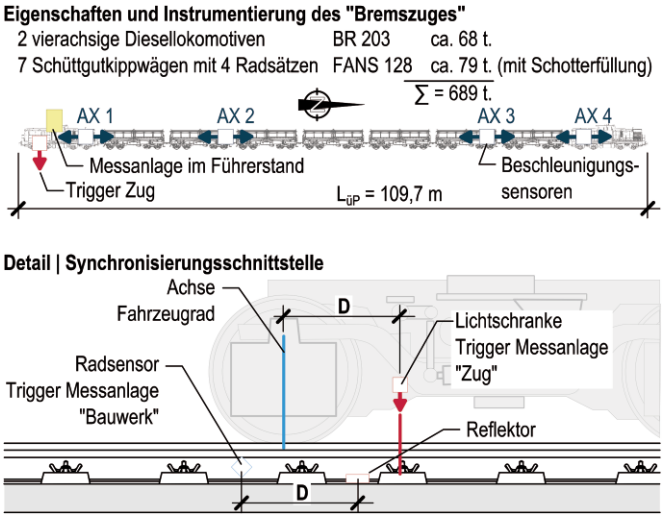


Bild 16 Instrumentierung des Zugs und Synchronisation der Messanlagen im Zug und am Bauwerk
Arrangement of the measurement devices on the train and synchronisation of both measurement systems in the train and on the bridge

Quelle: Marc Wenner

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.

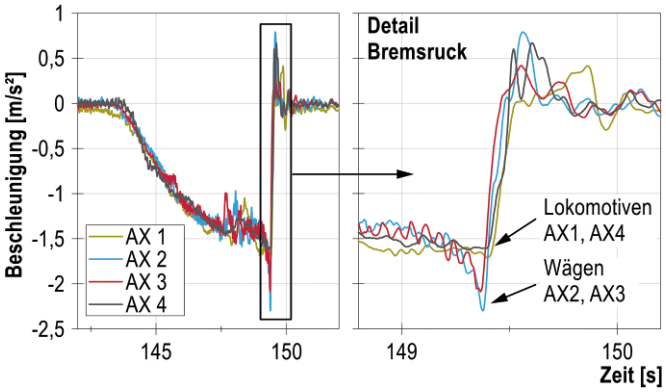


Bild 18 Gemessene Bremsbeschleunigung am 1. d (Fahrt 2.1.3), Darstellung der Signale der vier Sensoren
Measured braking acceleration in the four sensors installed along the train

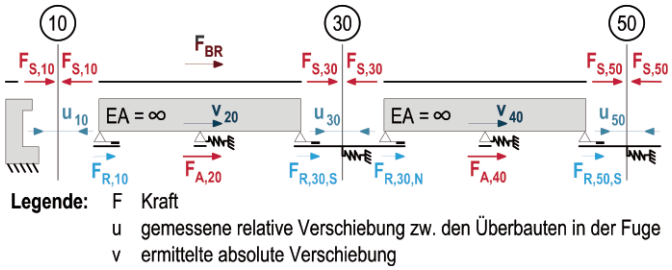


Bild 19 Ausschnitt des statischen und geometrischen Ersatzsystems, Beispiel: Bremsung auf Überbau A10–30
Cutout of the equivalent static and geometric system, example for a braking in the field A10–30

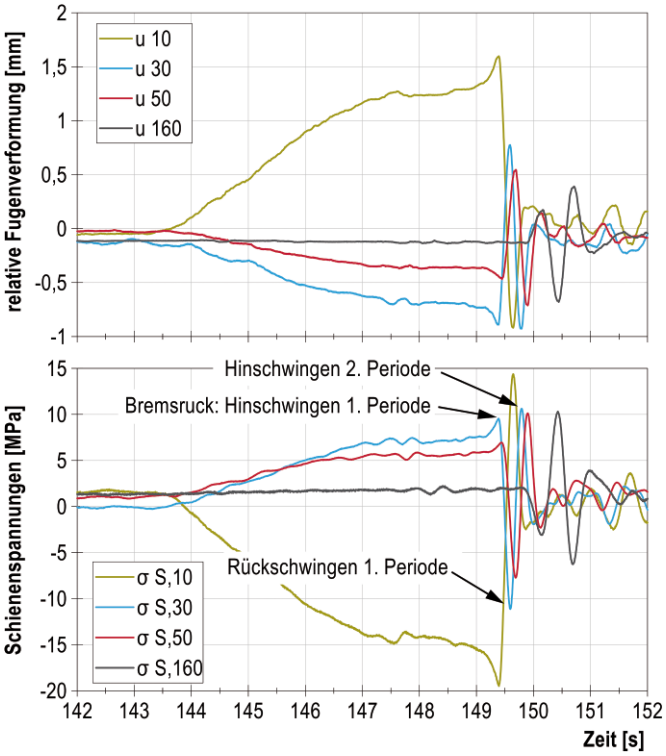


Bild 20 Zeitverlauf der relativen Fugenverformungen und der Schienenspannungen in den Fugen beim Bremsvorgang (Fahrt 2.1.3)
Time development of longitudinal deformation of the bridge and of the rail stresses in the joints

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.

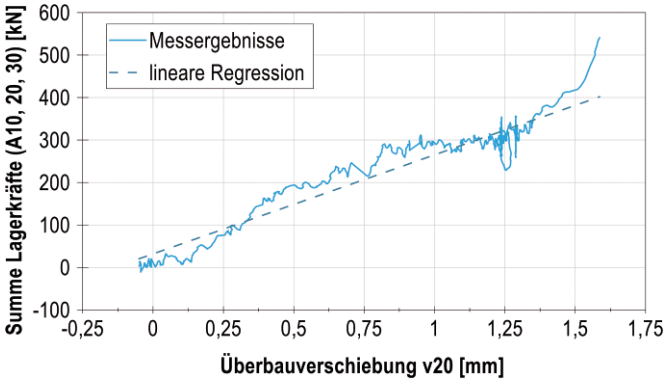


Bild 21 Darstellung der Summe der Lagerkräfte für den Überbau A10–30 als Funktion der Überbauverschiebung, Bremsfahrt 2.1.3
Sum of the horizontal forces in the substructure of field A10–30 as function of the horizontal deformation of the substructure

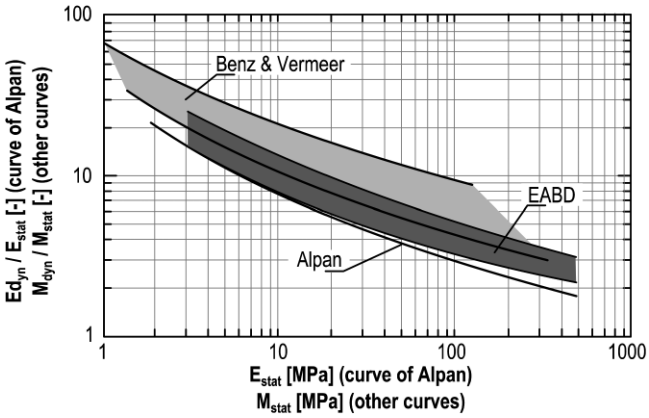


Bild 22 Verhältnis der sogenannten dynamischen zu statischen Steifigkeiten [20] (nachgezeichnet)
Ratio of so-called dynamic to static stiffnesses

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