



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

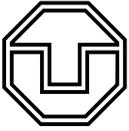
FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

Schriftenreihe
Konstruktiver Ingenieurbau Dresden
Heft 40



Manfred Curbach, Heinz Opitz,
Silke Scheerer, Torsten Hampel (Hrsg.)

8. SYMPOSIUM EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN VON BAUKONSTRUKTIONEN



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN

Manfred Curbach, Heinz Opitz,
Silke Scheerer, Torsten Hampel (Hrsg.)

**8. SYMPOSIUM
EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN
VON BAUKONSTRUKTIONEN**

Schriftenreihe
Konstruktiver Ingenieurbau Dresden
Heft 40

Herausgeber der Reihe

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach
apl. Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Graf
Prof. Dr.-Ing. Peer Haller
Prof. Dr.-Ing. habil. Ulrich Häußler-Combe
Prof. Dr.-Ing. habil. Michael Kaliske
Prof. Dr.-Ing. Viktor Mechtcherine
Prof. Dr.-Ing. Richard Stroetmann
Prof. Dr.-Ing. Bernhard Weller
Prof. Dr.-Ing. habil. Bernd W. Zastrau

Institut für Massivbau
Technische Universität Dresden

D - 01062 Dresden

Tel.: 49 351 / 4 63-3 42 77
Fax: 49 351 / 4 63-3 72 89

Redaktion: Silke Scheerer
Korrekturen: Angela Heller
Gestaltung: Ulrich van Stipriaan
Titelfoto: Kathrin Dietz
Probebelastung an Fahnenstangen am Goldenen Reiter in Dresden

Diese Publikation gibt es auch Open Access auf www.qucosa.de

Druck: addprint AG · Am Spitzberg 8a · 01728 Bannewitz
Veröffentlicht: Dresden, September 2015

ISSN 1613-6934

Inhalt

DAfStb-Sachstandbericht <i>Mechanische Kennwerte historischer Betone, Betonstähle und Spannstähle für die Nachrechnung bestehender Bauwerke</i> <i>Jürgen Schnell, Michael Weber</i>	5
Dynamik von Stahlbetonbrücken – Messprojekte aus dem Eisenbahn- und Straßenverkehr <i>Lutz Auersch, Samir Said</i>	17
Messtechnische Überlegungen bei Fallversuchen <i>Tino Kühn</i>	31
Identifikation dynamischer Strukturparameter von Eisenbahnbrücken mittels terrestrischer Mikrowelleninterferometrie <i>Jens Schneider, Matthias Becker, Andrei Firus, Jiny Pullamthara, Michael Drass</i>	47
Einsatzmöglichkeiten der Schallemissionsanalyse im Bauwesen <i>Stephan Pirskawetz, Julia Wolf, Wolfram Schmidt, Andreas Rogge</i>	61
Hochgenaue 3D-Referenzmessungen als ein Beitrag der Geodäsie zur experimentellen Untersuchung des Systemverhaltens neugotischer Gewölbekonstruktionen <i>Jens-André Paffenholz, Ulrich Stenz, Ingo Neumann</i>	73
Experimentelle Untersuchung zum Systemtragverhalten neugotischer Gewölbekonstruktionen <i>Jens Piehler, Michael Hansen, Gerd Kapphahn</i>	81
Tragfähigkeitsuntersuchungen an historischen Fahnenmasten <i>Silke Scheerer, Sabine Wellner, Torsten Hampel, Bernd Eckoldt</i>	93
Pont Lagunaire, Togo – Experimentelle Tragwerksanalyse einer Stahlfachwerkbrücke zum Nachweis der Restnutzungszeit <i>Marc Gutermann, Werner Malgut, Klaus Ammermann</i>	103
Experimenteller Nachweis der Tragfähigkeit an der Kettenbrücke im Goethepark in Weimar <i>Erik Meichsner, Phillip Johann Jung, Oliver Hahn, Stefan Finke</i>	117
Untersuchungen und Maßnahmen an setzungsauffälligen Pfeilern der Saale-Elster-Talbrücke der Eisenbahnstrecke Erfurt–Leipzig/Halle <i>André Koletzko, Sandra Christein</i>	123
Bewertung bestehender Brücken unter besonderer Berücksichtigung der Verkehrsbeanspruchung durch Bauwerksmonitoring <i>Nico Steffens, Karsten Geißler, Ronald Stein</i>	135

Lagrange-Multiplikator-Test zur Detektierung von zunehmender Strukturschädigung:
Experimentelle Verifikation
*Dr.-Ing. Klaus Brandes, Dipl.-Ing. Petra Kubowitz, Werner Daum,
Detlef Hofmann, Frank Basedau* 147

Zustandsbewertung von Stahlbetonbauteilen mithilfe der dynamischen Eigenschaften
F. Weisleder, M. Waltering..... 159

Softwareunterstützte Nachrechnung und Ertüchtigung von Brückenbauwerken
Stefan Kimmich, Eckhard Held 175

Dynamik von Stahlbetonbrücken – Messprojekte aus dem Eisenbahn- und Straßenverkehr

Lutz Auersch¹, Samir Said²

Kurzfassung. An drei Straßenbrücken unterschiedlicher Länge und Bauart wurden vor Inbetriebnahme ambiente Schwingungsmessungen mit bis zu 350 Messpunkten durchgeführt, um auch höhere Eigenformen detaillierter zu ermitteln. An einer Eisenbahnbrücke der Strecke Hannover–Würzburg wurden bei Testzugfahrten mit definierten Geschwindigkeiten verschiedene Resonanzanregungen beobachtet. Dies wird mit dem Achsfolgespektrum des ganzen Zuges erklärt, wobei eher spezifische Frequenzauslöschungen als Resonanzanregungen maßgeblich sind.

Dynamics of reinforced concrete bridges – measuring projects in rail and road transport – Abstract. Ambient vibration measurements of three different road bridges have been performed with up to 350 measuring points. The identified mode shapes are presented. Train passages with different speeds have been measured at a railway bridge where the excitation of different modes has been observed. This is explained by the axle-sequence spectra of the train.

1 Einleitung

Schwingungsmessungen an Brücken ist ein Aufgabenbereich, mit dem sich die BAM Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung bereits seit etwa 1985 beschäftigt [1]. Im Forschungsvorhaben [2] wurden dynamische Untersuchungen an sieben sehr verschiedenen Brücken in Berlin durchgeführt. An einer dieser Brücken, der sogenannten „Westendbrücke“, läuft seit 1994 bis heute ein Brückenmonitoring [3]. Eine Fußgängerbrücke konnte komplett in der Bauhalle der BAM in verschiedenen Schädigungsstufen untersucht werden [4]. Darüber hinaus wurden in den 1990er Jahren für eine Reihe von Brücken Schwingungsmessungen im Neubauzustand durchgeführt und für spätere Vergleichsmessungen bereit gehalten (Bild 1).



Bild 1: Südbrücke Oberhavel in Berlin-Spandau, ambiente Schwingungsmessung mit insgesamt 334 Messpunkten

1 Dr.-Ing., BAM Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin

2 Dipl.-Ing., BAM Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin

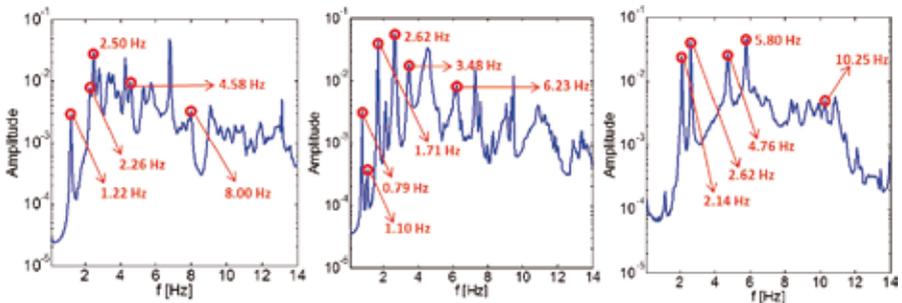


Bild 2: Summenspektren (ANPSD) der Brücken
 a) in Berlin-Spandau, b) bei Magdeburg, c) in Berlin-Mitte

Einige Messergebnisse hierzu werden in diesem Beitrag dargestellt. Das Konzept all dieser Brückenuntersuchungen ist in [5] beschrieben und inzwischen auch auf Windenergieanlagen angewendet worden [6, 7].

In derselben Zeit (1980–2015) waren auch Eisenbahnerschütterungen ein zentrales Forschungsthema des Fachbereichs [8]–[11]. Die komplexesten Messungen fanden 1994 auf der Hochgeschwindigkeitsstrecke bei Würzburg statt [12]. Hierbei wurden auch verschiedene Überfahrten eines Testzuges über eine Stahlbetonbrücke gemessen, die im zweiten Teil dieses Beitrags beschrieben und interpretiert werden.

2 Ambiente Schwingungsmessungen an Straßenbrücken

2.1 Mess- und Auswertemethoden

Es werden im Folgenden die Eigenschwingungsformen von drei Brückenbauwerken unter ambierter Anregung (natürliche Umwelteinregung wie Wind und Bodenunruhe) gezeigt. Die Schwinggeschwindigkeiten werden mit Geophonen gemessen. Für die Datenerfassung steht ein 72-kanaliges Messsystem zur Verfügung. Es wurde an bis zu 350 Messpunkten gemessen, um nicht nur Veränderungen der Eigenfrequenzen sondern auch der (höheren) Eigenformen erfassen zu können. Dazu werden mehrere Messreihen nacheinander jeweils etwa 20 Minuten lang aufgenommen. Einige Referenzmesspunkte, die für möglichst viele Eigenformen signifikante Amplituden haben sollen (hier im Dreittelpunkt des größten Brückenfeldes), bleiben bei allen Messungen gleich. Die Messwerte wurden einer analogen Tiefpassfilterung (bis 166 Hz) und einer Abtastung mit 500 Hz unterzogen. Die Außen- und die Bauwerkstemperatur wurden als wichtige Einflussfaktoren stets mitgemessen.

Alle gemessenen Zeitverläufe werden in Zeitintervalle von 16 Sekunden zerlegt und die zugehörigen Fourier-Transformationen berechnet. Die Amplituden der ermittelten Spektren werden quadriert und durch das zugehörige Integral dividiert (Normierung). Die normierten quadratischen Spektren aller Zeitintervalle und aller Messpunkte werden gemittelt und ergeben die „Averaged Normalized Power Spectral Density“ (ANPSD, [13]). Im Bild 2 sind diese Summenspektren für alle drei untersuchten Brücken dargestellt. Die Frequenzen, bei denen

Maxima auftreten, werden als Eigenfrequenzen betrachtet, die nachfolgend hinsichtlich der Eigenformen ausgewertet werden.

Die Eigenformen werden aus den Amplituden der über alle Zeitintervalle gemittelten Übertragungsfunktionen aller Messpunkte gegenüber dem Referenzmesspunkt bestimmt, wobei die bei der Division der Spektren entstehende Phasendifferenz zur Festlegung des Vorzeichens am jeweiligen Messpunkt verwendet wird. Für die drei Brückenbeispiele sind jeweils einige wesentliche Eigenschwingungsformen in den Bildern 3 bis 5 dargestellt.

2.2 Südbrücke Oberhavel in Berlin-Spandau

Die Brücke besteht aus zwei Stahl-Kastenträgern ($h \times b = 1,3 \text{ m} \times 1,8 \text{ m}$) mit biegesteifen Querträgern, die im Abstand von 4,125 m angeordnet sind, und einer Betonfahrbahnplatte. Der Überbau spannt sich als Durchlaufträger mit Stützweiten von $3 \times 33 - 66 - 3 \times 33 \text{ m}$ und hat somit eine Länge von insgesamt 264 m. Die Gesamtbreite beträgt 18 m. Unter den beiden Kastenträgern befinden sich Punktkipplager, an den mittleren zwei Pfeilern sind die Lager mit Schwingungsdämpfern versehen.

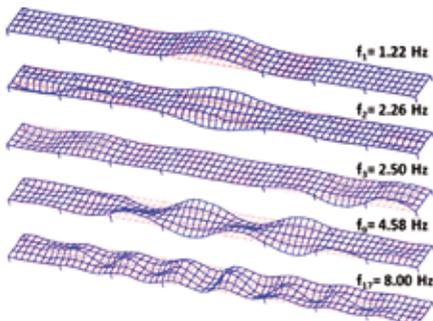


Bild 3: Eigenformen der Südbrücke Oberhavel in Berlin-Spandau.

Es wurden zehn Messreihen mit jeweils 33 Messpunkten, die entlang einer Brückenhälfte im Abstand von 4,125 m angeordnet waren, durchgeführt.

Über den gesamten Messzeitraum wurden zusätzlich vier Referenzmesspunkte auf der Fahrbahn und vier weitere Messpunkte im Bereich der zwei mittleren Auflager messtechnisch erfasst. Damit ergeben sich insgesamt 334 Freiheitsgrade zur Darstellung der Eigenformen.

Für die Südbrücke sind im Bild 3 fünf ausgesuchte Eigenformen dargestellt. Die beiden ersten Eigenformen werden von den Schwingungen des Mittelfeldes dominiert, das im Vergleich zu den anderen sechs Feldern doppelt so lang ist. Die erste Eigenform stellt hauptsächlich eine Biegeschwingung und die zweite eine Torsionsschwingung dar. Die dritte Eigenform ist geprägt von den Biegeschwingungen der äußeren Felder, wobei die rechten Felder etwas stärker als die linken schwingen. Die nächste Eigenform bei $f = 4,58 \text{ Hz}$ ist die zweite, antimetrische Torsionsschwingung des Mittelfeldes und zugleich die erste Torsionsschwingung der beiden benachbarten Felder. Die letzte dargestellte Eigenform bei $f = 8,0 \text{ Hz}$ ist von den Biegeschwingungen der einzelnen Felder geprägt. Im Mittelfeld bildet sich die vierte und in den benachbarten Feldern die zweite Biege-eigenform aus.

Für die Südbrücke sind im Bild 3 fünf ausgesuchte Eigenformen dargestellt. Die beiden ersten Eigenformen werden von den Schwingungen des Mittelfeldes dominiert, das im Vergleich zu den anderen sechs Feldern doppelt so lang ist.

2.3 Autobahnbrücke über dem Elbeabstiegskanal bei Magdeburg

Diese Brücke ist als Stabbogenbrücke mit Stahlbetonverbundplatte (Stahl-Hohlkastenträger mit biegesteifen Querträgern und Betonfahrbahnplatte) ausgeführt. Sie wurde als Einfeldbauwerk mit einer Gesamtlänge von 96 m (Stützweite 92 m) und einer Gesamtbreite von 21 m gebaut. Die Scheitelhöhe des Bogens über der Fahrbahn beträgt 15 m. Der Bogenquerschnitt besteht aus einem zweizelligen Kasten mit einer Breite von 1,4 m und einer Höhe von 0,9 m. Die Hän-gestangen haben ein Durchmesser von 0,1 m und sind im Abstand von 6,86 m angeordnet. Die Dicke der Fahrbahnplatte variiert in Längsrichtung zwischen 0,32 m in Brückenmitte und 0,6 m über den Auflagern. Die Lagerung erfolgt über Punktkipp- und Punktkippgleitlager.

Bei dieser Brücke wurden an der Fahrbahnplatte fünf Messreihen mit je 27 vertikalen Messpunkten und an den Bögen drei Messreihen mit je 2×9 vertikalen und 2×9 horizontalen Messpunkten aufgebaut, ergänzt durch sechs Referenzmesspunkte an der Fahrbahnplatte und an den Bögen sowie 12 Messpunkte an den Auflagern. Dadurch ergeben sich insgesamt 255 Freiheitsgrade, die sich auf die Fahrbahnplatte (135 vertikale), die Brückenbögen (jeweils 54 vertikale und horizontale) und die Lager (12 vertikale) verteilen.

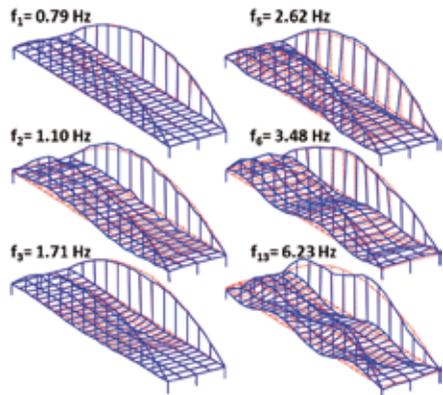


Bild 4: Eigenformen der Autobahnbrücke bei Magdeburg

Die erste Eigenform der Autobahnbrücke ist hauptsächlich von der horizontalen Bewegung des linken Bogens bestimmt, während die andern fünf Eigenformen von der Fahrbahn geprägt sind (Bild 4). Bei den Schwingungsformen mit den Eigenfrequenzen $f = 1,1$; 1,71 und 3,48 Hz weist die Fahrbahnplatte maßgeblich Biegeschwingungen mit zwei, drei oder vier Schwingungsmaxima auf. Bei $f = 2,62$ Hz schwingen die beiden Träger uneinheitlich in der ersten und vierten Eigenform und es treten erhebliche Verformungen über die Plattenbreite auf. Bei $f = 6,23$ Hz hat man schließlich die vierte Torsionseigenform.

2.4 Kronprinzenbrücke in Berlin-Mitte

Die Kronprinzenbrücke hat eine Gesamtlänge von 75,24 m und besteht aus drei Feldern mit den Spannweiten 15,62 – 44 – 15,62 m. Das Stahltragwerk besteht aus zwei durchlaufenden Haupttragrohren mit einem Durchmesser von 1 m, die schubfest mit der orthotropen Fahrbahnplatte verbunden sind. Die Querträger stützen sich im Abstand von 2,75 m auf den mit der Brücke an den Enden und in der Mitte schubsteif verbundenen zwei Bogenrohren mit einem Durchmesser von 0,37 m ab. Die Lager sind als längsverschiebliche Kalottenlager ausgeführt, die die Kräfte auf Stahlpyramiden abtragen. Widerlager und Mittelpfeiler wurden auf Betonpfählen gegründet. An der Fahrbahnplatte entlang der Brücke wurden im Abstand von 4,1 m bzw. 7,1 m fünf Messreihen mit je 29 Geophonen aufgebaut. Zusätzlich wurden

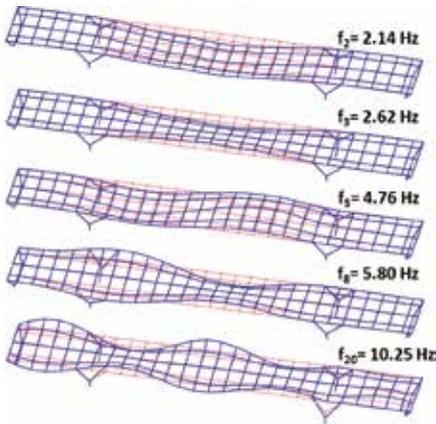


Bild 5: Eigenformen der Kronprinzenbrücke in Berlin-Mitte

an der Fahrbahnplatte zwei Sensoren als Referenzmesspunkte während des gesamten Messeinsatzes fest installiert. Weitere 16 vertikale und vier horizontale Geophone waren an den Auflagern angebracht. Daraus ergeben sich insgesamt 167 Freiheitsgrade.

Die in Bild 5 dargestellten Eigenschwingungsformen der Kronprinzenbrücke lassen sich wie folgt beschreiben: Die erste Eigenform bei $f = 2,14$ Hz wird von der Biegeschwingung und die zweite Eigenform ($f = 2,62$ Hz) von der Torsionsschwingung des Mittelfeldes dominiert. Die beiden Nebenfelder schwingen in diesen beiden Eigenfrequenzen relativ schwach. Die Schwingungsform bei $f = 4,76$ Hz zeigt die zweite Biegeschwingung des Mittelfeldes. Die weiteren Moden ($f = 5,80$ und $10,25$ Hz) weisen Torsionsschwingungen des mittleren und

des linken Feldes mit zwei bzw. vier Schwingungsmaxima auf. Interessanterweise schwingt die symmetrisch gebaute Brücke bei den letzten beiden Eigenfrequenzen nicht symmetrisch.

3 Eisenbahnbrücke unter Zugverkehr

An der Hochgeschwindigkeitsstrecke bei Würzburg wurden an einem drei Kilometer langen Abschnitt simultane Schwingungsmessungen im Fahrzeug und an drei Fahrwegen durchgeführt: zwei Schottergleise auf einer Brücke und in der Ebene sowie eine Feste Fahrbahn im Tunnel [12]. Die Brücke ist eine 45 m lange Spannbeton-Hohlkastenbrücke (Stützweite 43 m), die gelenkig auf Elastomerlagern aufgelagert ist (Bild 6).

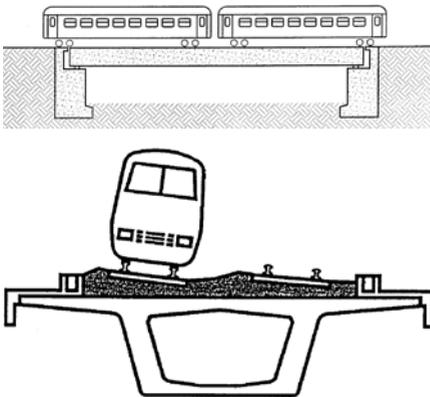


Bild 6: Spannbeton-Eisenbahnbrücke bei Würzburg

Neben den Fahrwegschwingungen an mehreren Schienen und Schwellenpunkten wurden die Brückenschwingungen auf der westlichen, vom Messzug befahrenen Seite an fünf äquidistanten Messpunkten gemessen. Bei den Impulsversuchen und dem beidseitigen Standardzugverkehr wurden zusätzlich drei Messpunkte auf der östlichen Seite gemessen, so dass auch Torsionsschwingungen der Brücke erfasst wurden. Es wurde ein Messzug bestehend aus einer Lok, fünf Reisezugwagen und einer Lok mit definierten Geschwindigkeiten von 40, 63, 80, 100, 125, 140 und 160 km/h eingesetzt. Dabei wurden sehr spezielle Resonanzanregungen der Brücke beobachtet.

3.1 Experimentelle Beobachtungen

Bild 7 zeigt die Zeitverläufe von Messzugüberfahrten über die Brücke mit verschiedenen Geschwindigkeiten $v_T = 100 \text{ km/h}$ und $v_T = 160 \text{ km/h}$, wobei jeweils der Zeitausschnitt aus-

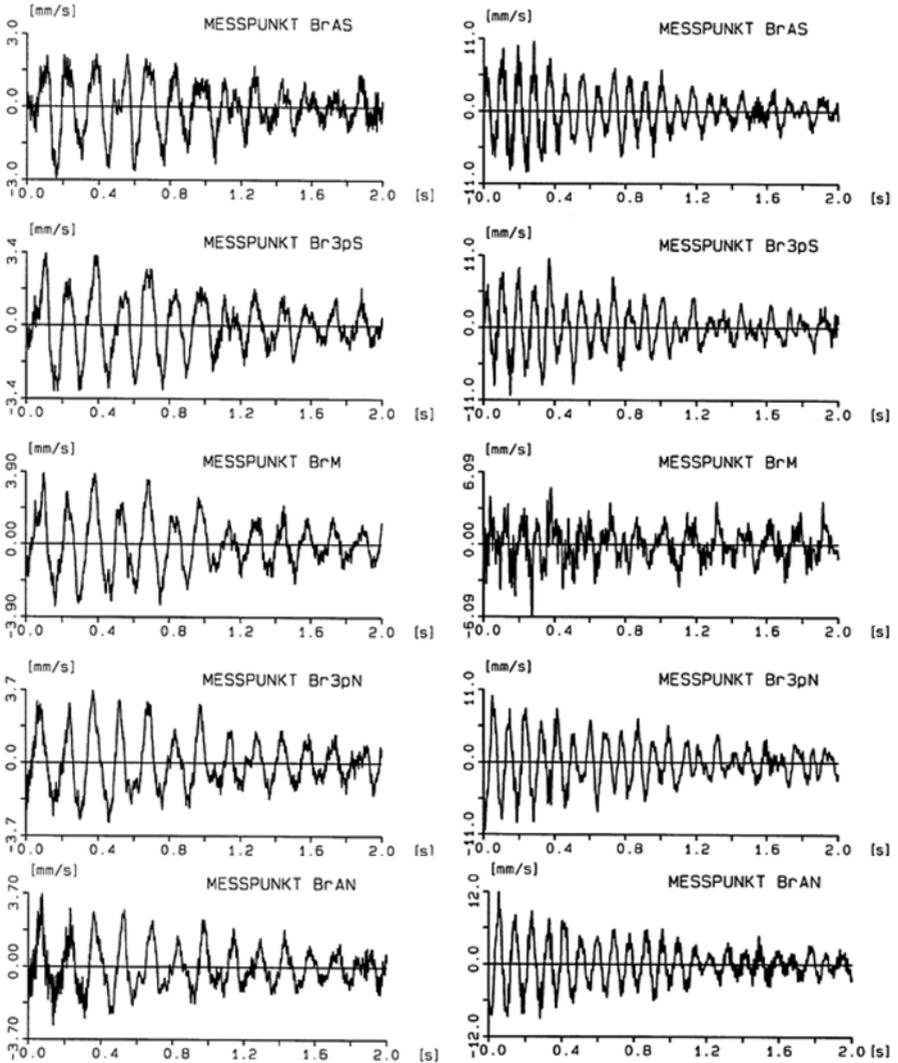


Bild 7: Zeitverläufe der Zugüberfahrten mit 100 km/h (links) und 160 km/h (rechts) an den Sechstel-, Drittel-, Mittel-, Drittel- und Sechstelpunkten der befahrenen Brückenseite

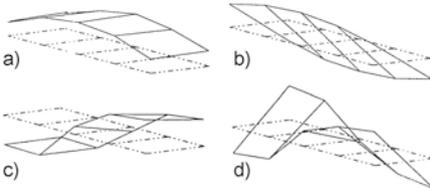


Bild 8: Die ersten Eigenformen der Eisenbahnbrücke:
 a) erste Biegeeigenform $f = 3,7$ Hz,
 b) erste Torsionseigenform $f = 7$ Hz,
 c) zweite Biegeeigenform $f = 11$ Hz,
 d) zweite Torsionseigenform $f = 12,7$ Hz

gewählt wurde, bei dem der mittlere Teil des Zuges die Brücke passiert. Man kann in beiden Fällen eine klare Resonanzanregung beobachten. Bei der langsameren Geschwindigkeit sind alle Messpunkte auf der Brücke in Phase und es handelt sich um die erste symmetrische Eigenform der Brücke. Bei der höheren Fahrgeschwindigkeit sind das Nord- und Südende der Brücke in Gegenphase und in der Mitte der Brücke sind die Amplituden sehr klein. Das bedeutet, dass eine zweite antimetrische Eigenform durch den Zug mit 160 km/h angeregt wird. Dementsprechend sind auch die Eigenfrequenzen, die bei den Zugüberfahrten dominieren, verschieden: $f = 7$ Hz bei $v_T = 100$ km/h und $f = 11$ Hz bei $v_T = 160$ km/h.

Eine einfache Modalanalyse wurde mit dem Nachschwingen der Brücke nach den regulären ICE-Überfahrten durchgeführt. Die ersten vier Eigenformen und -frequenzen zeigt Bild 8. Die erste Biegeeigenform mit $f = 3,7$ Hz passt sehr gut zur Eigenform eines beidseitig gelenkig gelagerten Balkens. Bei $f = 7$ Hz liegt die erste Torsionseigenform und bei $f = 11$ Hz liegt die zweite, antimetrische Biegeeigenform vor. Die zweite, antimetrische Torsionseigenform folgt bei $f = 12,7$ Hz.

3.2 Die modale Anregung der Eisenbahnbrücke durch eine Achslastfolge

Um den Effekt von Zugüberfahrten zu untersuchen, wird zunächst die Brückenüberfahrt einer einzelnen Achse betrachtet. (Es wird hier also das einfachere und konservativere Bewegte-Lasten-Modell und nicht das aufwändigere Zug-Brücken-Interaktions-Modell, z. B. [14], verwendet.)

Für jede Eigenform j der Brücke mit der Eigenkreisfrequenz ω_j und der normierten Amplitudenfunktion $w_j(x)$ gilt die Differentialgleichung (1) im Zeitbereich oder die Fourier-transformierte Gleichung (2):

$$m_j \left(\omega_j^2 u_j + 2Di\omega_j^2 u_j - \omega^2 u_j'' \right) = F_j(t) \quad (1)$$

$$m_j \left(\omega_j^2 + 2Di\omega_j^2 - \omega^2 \right) u_j(\omega) = F_j(\omega) \quad (2)$$

Aus Gl. (3) erhält man die Übertragungsfunktion der j -ten Eigenform für die Verschiebungen oder die Schwinggeschwindigkeiten:

$$\frac{u_j(\omega)}{F_j(\omega)} = G_j(\omega) = \frac{1}{m_j(\omega_j^2 + 2Di\omega_j^2 - \omega^2)} \quad \text{bzw.} \quad (3)$$

$$\frac{v_j(\omega)}{F_j(\omega)} = H_j(\omega) = \frac{i\omega}{m_j(\omega_j^2 + 2Di\omega_j^2 - \omega^2)}$$

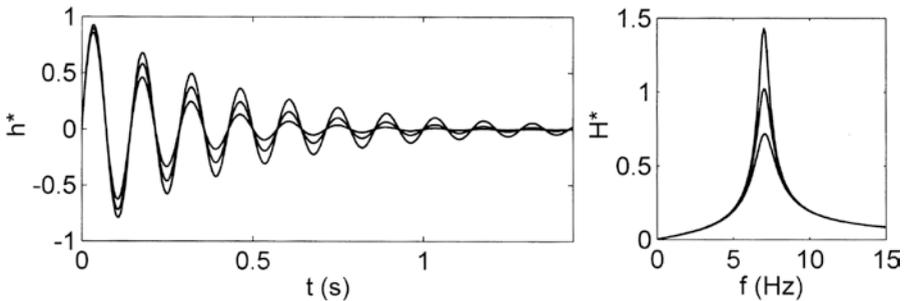


Bild 9: Stoßantwort und Admittanz für die Brückeneigenschwingung mit 7 Hz und Dämpfungen von $D = 5, 7$ und 10%

Die Admittanz $H(\omega)$ ist für die Eigenfrequenz von 7 Hz und für verschiedene Dämpfungen in Bild 9 zusammen mit der Stoßantwort dargestellt. Die Breite des überhöhten Resonanzbereichs nimmt mit der Dämpfung zu und liegt hier bei $\Delta f = 1$ bis $1,5$ Hz. Entscheidend für eine starke Anregung sind die Lastanteile, die in diesen Resonanzbereich fallen.

Die Anregung F_j in den Gleichungen (1)–(3) ist die modale Kraftkomponente, die sich gemäß Gl. (4) und Gl. (5) berechnet:

$$F_j(t) = \int F(t) \delta(x - v_\tau t) w_j(x) dx = F(t) w_j(v_\tau t) \quad (4)$$

$$F_j(\omega) = \text{FFT}\{F(t) w_j(v_\tau t)\} = F(\omega) \cdot W_j(\omega) \quad (5)$$

Gleichung (4) besagt, dass aus der ortsabhängigen Eigenfunktion $w_j(x)$ mit der Fahrgeschwindigkeit eine zeitabhängige Funktion $w_j(x = v_\tau t)$ wird, mit der die zeitabhängige bewegte Achslast multipliziert, das heißt gewichtet wird. Im Frequenzbereich bedeutet dies, dass das Achslastspektrum $F(\omega)$ mit dem Spektrum der Eigenform $W_j(\omega)$ gefaltet wird.

Im Bild 10 sind die modalen Kraftkomponenten für die erste und zweite Eigenform als Zeitverlauf und Spektrum dargestellt, wobei die oberen Bilder eine statische Achslast von $F_s = 100$ kN und die unteren Bilder eine dynamische Achslast von $F_D = 1$ kN darstellen. Für die statische Last gilt:

$$F_j(\omega) = F_s \text{FFT}\{w_j(v_\tau t)\} = F_s W_j(\omega) \quad (6)$$

Man erhält also unmittelbar das jeweilige Eigenformspektrum $W_j(\omega)$, das für eine zur Brückenmitte symmetrische Eigenform symmetrisch, bei der antimetrischen zweiten Eigenform hingegen antimetrisch ist.

Die tiefen Frequenzen enthalten große Amplituden, die mit dem langsamen Impuls der gesamten Brückenüberfahrt der statischen Last zusammenhängen. Der Hauptfrequenzbereich der Brückenüberfahrt liegt zwischen 0 und 1 Hz für die 1. Eigenform und zwischen 0 und

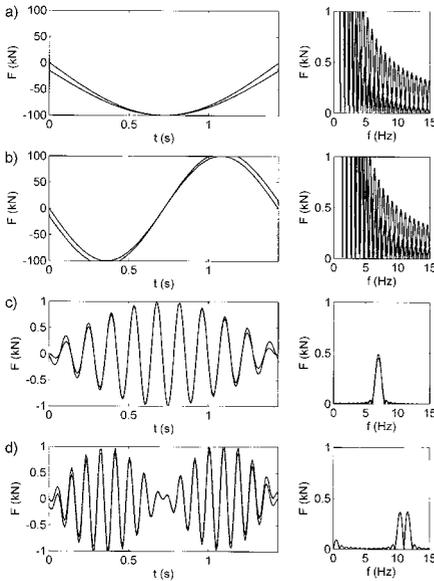


Bild 10: Modale Kräfte als Zeitverläufe und Spektren, bei der Überfahrt einer statischen Last mit $v_T = 100 \text{ km/h}$, a) erste und b) zweite Eigenform, und infolge von harmonischen Lasten mit c) $f = 7 \text{ Hz}$ für die erste Eigenform und d) $f = 11 \text{ Hz}$ für die zweite Eigenform. Alle Ergebnisse sind für starre und elastische Auflagerung dargestellt

$$F_j(\omega) = F_D W_j(\omega - \omega_D) \quad (7)$$

Dabei wurde in Bild 10 c) die Frequenz mit 7 Hz passend zur ersten Torsionseigenfrequenz und in Bild 10 d) mit 11 Hz passend zur zweiten Biegeeigenfrequenz gewählt. Aus einer einzelnen Anregungsfrequenz wird durch die Gewichtung mit der Eigenform ein Frequenzband, dessen Bandbreite der doppelten Bandbreite des Überfahrtpulses entspricht, also $df = 2 \text{ Hz}$ für die erste und $df = 2,8 \text{ Hz}$ für die zweite Eigenform. Bei einer breitbandigen dynamischen Anregung, wie etwa durch die Störgrößen in Bild 11 a), machen sich diese Amplitudenumverteilungen allerdings kaum bemerkbar.

Die dynamische Anregung der Brückenschwingungen erfolgt hauptsächlich durch die Unregelmäßigkeiten s des Gleises. Diese Gleisstörgrößen sind aus den Fahrzeugmessungen bekannt, die Spektren für das Schottergleis auf der Brücke sind in Bild 11 a) dargestellt. Aus den

1,4 Hz bei der 2. Eigenform. Diese Frequenzen sind deutlich tiefer als die Eigenfrequenzen der Brücke, so dass in diesem Fall keine Resonanzanregung aufgrund des Brückenüberfahrtpulses auftritt.

Die höheren Frequenzen entstehen durch die Unregelmäßigkeiten bei der Auf- und Abfahrt der statischen Lasten an den Brückenenden. Bei der gelenkig gelagerten Brücke hat man einen Knick der Biegelinie, im Falle der elastischen Auflager ergibt sich zusätzlich ein Sprung am Brückenanfang und am Brückenende. Beide Fälle einer gelenkig gelagerten Brücke auf starren oder elastischen Lagern sind im Bild 10 dargestellt. Der zusätzliche Sprung von 15 % des Verschiebungsmaximums ergibt hochfrequente Amplituden, die fünfmal größer als bei den starren Brückenauflagern ausfallen. Die Spektren weisen sehr starke Schwankungen auf, die auf der konstruktiven oder destruktiven Superposition der Brückenauf- und -abfahrt beruhen. Diese Schwankungen erfolgen entsprechend der Überfahrtdauer T in einem Abstand von $df = 1/T = 0,7 \text{ Hz}$, der kleiner als die Bandbreite der Brückenresonanz ist, so dass sie sich bei der Brückenantwort ausmitteln.

Für die harmonische Last F_D mit der Kreisfrequenz ω_D ergibt sich Gl. (7), was im Bild 10 unten als Zeitverlauf und Spektrum dargestellt ist.

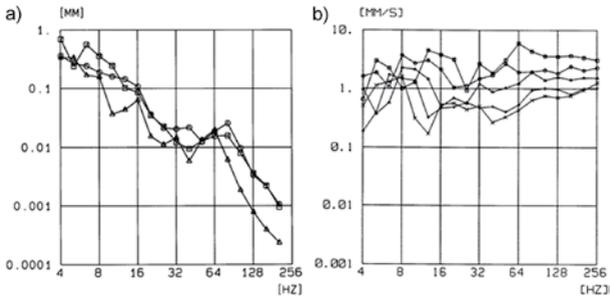


Bild 11: a) Gemessene Gleislagefehler \square am Messort Ebene, \circ auf der Brücke, Δ im Tunnel (Feste Fahrbahn), b) Schwingungen des Brückengleises bei der Überfahrt des Messzuges mit $v_T = \square 160, \circ 125, \Delta 100, + 80, \times 63$ km/h

Störgrößenamplituden von $s = 0,2$ und $0,1$ mm bei den interessierenden Frequenzen 7 und 11 Hz lassen sich mit der Radsatzmasse m_R dynamische Kräfte von ungefähr

$$F_{D7} \approx F_{D11} \approx m_R \omega_j^2 s(\omega_j) \approx 1 \text{ kN} \quad (8)$$

ableiten, vergleiche Bild 10 unten. Die Amplituden infolge der Gleisunregelmäßigkeiten sind in etwa gleich groß wie die Amplituden infolge der Brückenauf- und -abfahrt.

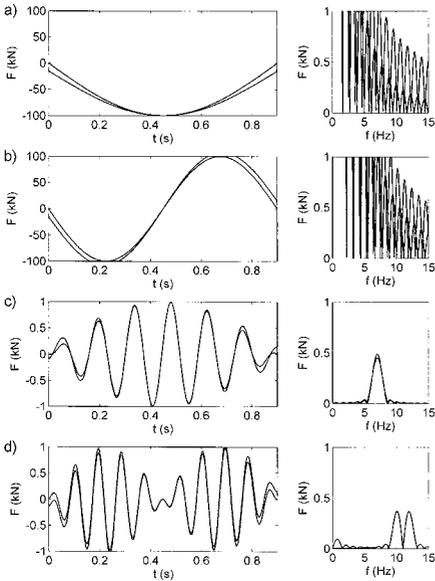


Bild 12: Wie Bild 10, jedoch mit $v_T = 160$ km/h

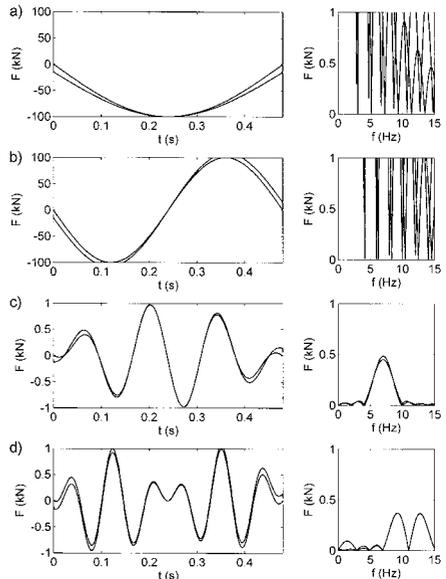


Bild 13: Wie Bild 10, jedoch mit $v_T = 300$ km/h

In den Bildern 12 und 13 sind die statischen und dynamischen Kraftkomponenten für die höhere Fahrgeschwindigkeit von 160 km/h und für eine hohe Fahrgeschwindigkeit von 300 km/h dargestellt. Man erkennt deutlich, dass die Spektren mit zunehmender Zuggeschwindigkeit aufgeweitet werden. Das deutlich größere, tieffrequente Überfahrtspektrum nähert sich bei 300 km/h der Grundeigenfrequenz von 3,7 Hz an. Bei noch höheren Geschwindigkeiten oder kürzeren Brücken trifft das Überfahrtspektrum $W_j(\omega)$ auf das Resonanzspektrum $H_0(\omega)$ und große Überhöhungen sind möglich.

Nicht nur das tieffrequente Überfahrtspektrum wird breiter, sondern auch die Schwankungen im höherfrequenten Spektrum. Damit sind noch weitere Verstärkungen oder Reduzierungen möglich, je nachdem ob die Resonanzkurve mit ihrer Halbwertsbreite vollständig in einem Maximalwert- oder Minimalwertbereich liegt. Diese Art von Resonanzen und Auslöschungen sind jedoch bei den vorliegenden Messungen wegen der geringeren Zuggeschwindigkeiten und den damit schmalbandigeren Spektrumsschwankungen nicht möglich.

Die beobachteten Resonanzanregungen können demnach bei diesen Brückenmessungen nur durch die Überlagerung mehrerer Achsen entstehen. Der Abfolge der Achsen im Zeitbereich $F(t)$, Gl. (9), mit verschiedenen Verzögerungszeiten T_k entspricht im Frequenzbereich einer Überlagerung von komplexen Exponentialfunktionen $\exp(i\omega T_k)$, Gl. (10), und man erhält ein Produkt des ursprünglichen Lastspektrums $F_0(\omega)$ einer Achse mit dem Achsfolgespektrum $X(\omega)$.

$$F(t) = \sum_{k=1}^n F_0(t - T_k) \quad (9)$$

$$F(\omega) = \sum_{k=1}^n F_0(\omega) e^{-i\omega T_k} = F_0(\omega) \sum_{k=1}^n e^{-i\omega T_k} = F_0(\omega) X(\omega) \quad (10)$$

Das spezifische Achsfolgespektrum des eingesetzten Messzuges ist im Bild 14 für die beiden interessierenden Zuggeschwindigkeiten als Zeitverlauf und (Fourier-)Spektrum, im Bild 11 b) zusätzlich als gemessene Terzbandspektren für alle Zuggeschwindigkeiten dargestellt. Man findet ein Maximum bei 7 Hz für 100 km/h und ein Maximum bei 11 Hz für 160 km/h, also jeweils nahe bei den betrachteten Eigenfrequenzen. Das Maximum ist jeweils die größte Spitze innerhalb eines breiteren Frequenzbandes mit einer Reihe von Amplitudenspitzen. Gleichzeitig treten Minima und ein Bereich reduzierter Amplituden auf, und zwar bei 7 Hz für die Fahrgeschwindigkeit von 160 km/h und nahe 11 Hz für 100 km/h. Darüber hinaus findet man diese Minima schon bei einer einzelnen Lokomotive, siehe Bild 14 c) und d). Man kann somit schlussfolgern, dass die Achsfolgespektren entscheidend für die Anregung beziehungsweise Unterdrückung der einzelnen Brückeneigenschwingungen sind. Die Achsfolge ergibt Minima und Maxima, die zu den Messbeobachtungen passen, wobei die Auslöschung durch die Achsfolge offensichtlich die größere Bedeutung hat [15]. Isolierte Maximalwertspitzen findet man im Achsfolgespektrum nur bei speziellen, sehr regelmäßigen Zügen [16].

Die hier diskutierten Achsfolgespektren stehen im Zusammenhang mit den Zugsignaturen in den UIC-Regeln [17], die als Funktion der Wellenlänge ausgedrückt werden. Kleine Wellenlängen beziehungsweise höhere Frequenzen sind dabei allerdings unterrepräsentiert, obwohl sie wie bei dem vorliegenden Beispiel durchaus von Bedeutung sein können.

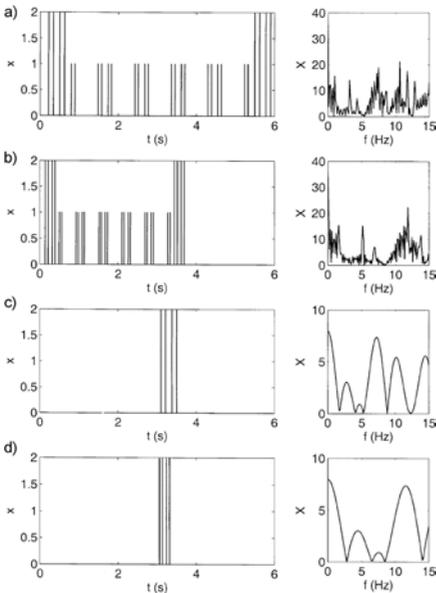


Bild 14: Achsfolge des Versuchszuges mit $v_T =$ a) 100 und b) 160 km/h, c) und d) der Lokomotive mit 100 und 160 km/h, jeweils Zeitverlauf und Spektrum

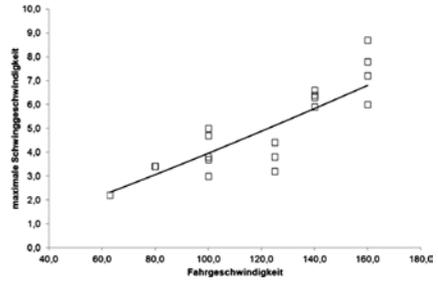


Bild 15: Maximalwerte der Schwinggeschwindigkeiten bei den Überfahrten des Versuchszuges mit verschiedenen Fahrgeschwindigkeiten

Abschließend zeigt Bild 15 die Maximalamplituden aller Messzugfahrten. Man verzeichnet eine leicht überproportionale Amplitudenzunahme mit der Zuggeschwindigkeit.

Danksagung

Die Schwingungsmessungen an den Brücken wurden von W. Schmid, R. Rohrmann, den Autoren u. a. durchgeführt.

Literatur

- [1] Rohrmann, R.: Theoretische Ermittlung von Bauwerksschäden mit Hilfe dynamischer Methoden. In: Vortragsband zum 1. Symposium „Zerstörungsfreie Prüfung im Bauwesen, BAM, Berlin, 2./3.11.1985, S. 371–382.
- [2] Rücker, W.; Rohrmann, R.; Möller, G.; Nitsche, W.: Bauwerksüberwachung und -inspektion auf der Grundlage dynamischer Methoden. Forschungsbericht, BAM MAN, Berlin, 1990.

- [3] Rohrmann, R.; Said, S.; Schmid, W.: Automatisches Dauerüberwachungssystem am Beispiel der Westendbrücke in Berlin. In: Vortragsband zur 6. Tagung Dynamische Probleme – Modellierung und Wirklichkeit, Universität Hannover, 5./6.11.2000, S. 1–23.
- [4] Sachse, R.: Identifikation von Steifigkeitsänderungen einer Stahlbetonbrücke auf der Basis von dynamischen Messungen. Diplomarbeit, Universität Cottbus, 2000.
- [5] Rohrmann, R.; Said, S.; Schmid, W.; Rücker, W.; Baeßler, M.: Zustandsuntersuchung und Dauerüberwachung von Bauwerken mit Hilfe modaler Parameter. In: Vortragsband der VDI-Schwingungstagung Experimentelle und rechnerische Modalanalyse sowie Identifikation dynamischer Systeme, 14.6.2000 in Kassel, Düsseldorf: VDI-Verlag, 2000, S. 327–350.
- [6] Rohrmann, R.; Rücker, W.: IMO-WIND: An integrated monitoring system for offshore wind energy turbines. In: Soize, C.; Schuëller, G. (Hrsg.): Proceedings of the 6th European Conference on Structural Dynamics (EURODYN), 4.–7.9.2005 in Paris, Rotterdam: Millpress, 2005, S. 287–292.
- [7] Hille, F.: Subspace-basierte Detektion von Ermüdungsschäden an Jacket-Gründungen von Offshore-Windenergieanlagen. Dissertation, BAM Berlin, TU Berlin, 2015 (in Bearbeitung).
- [8] Auersch, L.; Rohrmann, R.; Rücker, W.; Said, S.: Fahrzeug-Fahrweg-Untergrund-Umgebung: Theoretische, rechen- und meßtechnische Untersuchungen. VDI-Berichte 635: Dynamik fortschrittlicher Bahnsysteme, Düsseldorf: VDI-Verlag, 1987, S. 59–87.
- [9] Auersch, L.: Wave propagation in layered soil: theoretical solution in wavenumber domain and experimental results of hammer and railway traffic excitation. Journal of Sound and Vibration 173 (1994), S. 233–264.
- [10] Auersch, L.: The excitation of ground vibration by rail traffic: Theory of vehicle-track-soil interaction and measurements on high-speed lines. Journal of Sound and Vibration 284 (2005), S. 103–132.
- [11] Auersch, L.; Said, S.; Knothe, E.; Rücker, W.: The dynamic behavior of railway tracks with under sleeper pads, finite-element boundary-element model calculations, laboratory tests and field measurements. In: Cunha, A. et al. (Hrsg.): Proceedings of the 9th European Conference on Structural Dynamics (EURODYN), 30.6.–2.7.2014, Universität Porto, Porto, 2014, S. 805–812.
- [12] Auersch, L.; Said, S.; Rücker, W.: Das Fahrzeug-Fahrweg-Verhalten und die Umgebungserschütterungen bei Eisenbahnen. Forschungsbericht 243, BAM, Berlin, 2001.
- [13] Felber, A.: Development of a hybrid bridge evaluation system. Diss., University of British Columbia, 1993.
- [14] Liu, K.: Analysis and monitoring of dynamic effects of train-bridge interaction. Dissertation, Katholische Universität Leuven, 2010.
- [15] Martínez Rodrigo, M.: Atenuación de vibraciones resonantes en puentes de ferrocarril de alta velocidad mediante amortiguadores fluido-viscosos. Diss., Universidad Politecnica Valencia, 2009.
- [16] Auersch, L.: Ground vibration due to railway traffic – The calculation of the effects of moving static loads and their experimental verification. Journal of Sound and Vibration 293 (2006), S. 599–610.
- [17] UIC Code 776-2: Design requirements for rail-bridges based on interaction phenomena between train, track and bridge. 2009.