

## ERDBEBENINGENIEURWESEN UND BAUDYNAMIK

Eine gemeinsame Publikation von

**D G E B**

Deutsche Gesellschaft für  
Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik  
www.dgeb.eu

**O G E**

Österreichische Gesellschaft für  
Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik  
www.oge.or.at

**S G E B**

Schweizer Gesellschaft für  
Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik  
www.sgeb.ch

**Inhalt**

S 1 Editorial

**Aufsätze**

S 2 Nationales Anwendungsdokument zu EN 1998–1  
– Meilensteine der Entwicklung

E. Fehling, J. Schwarz

S 9 Dynamik von Eisenbahnbrücken:

Diskrepanz zwischen Messung und Berechnung

M. Reiterer, S.-Z. Bruschetini-Ambro

**Meldungen**

S 22 16. D-A-CH Tagung 2019

Basler Erdbebenkurstage

Erdbebensicheres Bauen für Architekten

und Ingenieure

**EDITORIAL**

Liebe Leserinnen,  
liebe Leser,

auf der letzten D-A-CH-Tagung 2017 in Weimar hatten die Obmänner des DIN-Arbeitsausschusses NA 005–51–06 AA, in dem das nationale Anwendungsdokument zum Eurocode 8 für Deutschland erarbeitet wird, über den damaligen Stand der Arbeit berichtet. Inzwischen wurde der Entwurf des Dokuments veröffentlicht, die Einspruchsfrist endete im Januar 2019. In dieser Ausgabe der D-A-CH-Mitteilungsblätter berichten nun die beiden Obmänner erneut über die Arbeit im Ausschuss und adressieren einige Fragestellungen, die den Ausschuss im Augenblick noch bewegen beziehungsweise die in der Zukunft durch die Erdbebeningenieure in Deutschland behandelt werden.

Der zweite Fachbeitrag befasst sich mit der Fragestellung der realitätsnahen Abbildung von Eisenbahnbrücken bezüglich ihres dynamischen Tragverhaltens. Auch diese Thematik beschäftigt Ingenieure und Eisenbahngesellschaften bereits seit einer Reihe von Jahren. Der Beitrag verdeutlicht erneut die Komplexität der Problematik, beschreibt Vorgehensweisen, weist aber auch auf noch weiterhin offene Punkte hin.

Die beiden Fachartikel stehen für Ausschnitte aus der großen Bandbreite der Fragestellungen, die heute im Erdbebeningenieurwesen und in der Baudynamik behandelt werden. Neben den hier angesprochenen Themen werden auf der D-A-CH-Tagung für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik am 26. und 27. September 2019 in Innsbruck eine Vielzahl weiterer aktueller Herausforderungen an Bauingenieure, die in ihrer Arbeit mit Erdbebenbeanspruchungen und baodynamischen Fragestellungen konfrontiert werden, vorgestellt und diskutiert. Die überaus hohe Anzahl an eingereichten Beiträgen weist bereits heute auf ein wachsendes Interesse an der Baudynamik und dem Erdbebeningenieurwesen im deutschsprachigen Raum hin.

In Reaktion auf dieses wachsende Interesse im Fachkollegium laden die SGEB zu einer speziellen Fachtagung über das Erdbebenverhalten von Natursteinmauerwerksgebäuden und die DGEB zu einer Weiterbildungsveranstaltung zum Erdbebensicheren Bauen ein. Neben den Informationen in diesem Heft finden Sie weitere Details im Internetangebot der drei Schwestergesellschaften:

[www.dgeb.eu](http://www.dgeb.eu)

[www.oge.or.at](http://www.oge.or.at)

[www.sgeb.ch](http://www.sgeb.ch)

Eine anregende Lektüre wünschen

Volkmar Zabel,  
Günther Achs und  
Angelo Berweger.

S 1



Volkmar Zabel  
(Vorsitzender DGEB)



Günther Achs  
(Generalsekretär OGE)



Angelo Berweger  
(Präsident SGEB)

# Nationales Anwendungsdokument zu EN 1998–1

## – Meilensteine der Entwicklung

E. Fehling, J. Schwarz

### 1 Vorbemerkungen

S 2

Seit mehreren Jahren arbeitet der NABau „Erdbeben; Sonderfragen“ an der Erstellung eines Nationalen Anwendungsdokumentes zu EN 1998–1. Deutschland ist nach aktueller Kenntnisnahme (u. a. zum 32. Meeting von CEN/TC250/SC8 in Potsdam, 16. bis 17. März 2017) eines der letzten Länder Europas, in dem ein solcher Nationaler Anhang (NA) noch nicht verbindlich eingeführt worden ist. Wesentlicher Ausgangspunkt, das Verfahren einer soliden Bearbeitung zu unterziehen, waren die Hinweise, dass die bis 1996 erstellte Gefährdungskarte, die in DIN 4149:2005 noch eingeführt wurde, nicht mehr dem aktuellen Erkenntnisstand entspricht und dies sowohl durch die Neubewertung der Erdbeben als auch die Weiterentwicklung der methodischen Grundlagen zu begründen sei.

Mit den 2015 begonnenen Vorhaben des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt)

- „Neufassung der Erdbebenzonenkarte für DIN EN 1998–1 anhand einer probabilistischen Neueinschätzung der Erdbebengefährdung“ (durch das GeoForschungsZentrum Potsdam, Projektleitung: Gottfried Grünthal) und
- „Seismische Einwirkungen für die neue Generation von Erdbebenbaunormen“ (durch die Bauhaus-Universität Weimar, Projektleitung: Jochen Schwarz)

wurden wesentliche Weichenstellungen gelegt, um eine längerfristige belastbare Grundlage der Gefährdungseinschätzung und seismischen Einwirkungen in die deutsche Baunormung einführen zu können. (Hinweis: Berichte liegen u. a. mit [1] bis [4] vor.)

Auf deutscher Seite wurde mit den genannten Forschungsprojekten frühzeitig die notwendige nationale Bewertung und Verfeinerung der Methoden und Modelle vorangetrieben, wie sie laut Zusammenfassung der Diskussionspunkte des EU-Projektes Seismic Hazard Harmonization in Europe SHARE seitens von CEN/SC8 den Mitgliedsländern empfohlen wird. (Z. T. chronologische Übersichtsdarstellungen zur

seismischen Gefährdungseinschätzung und Festlegung der seismischen Einwirkungen für die Baunormung in deutschen Erdbebengebieten sind [5], [6] zu entnehmen.)

Die Obleute des Normenausschuss Bauwesen (NABau)/NA 005–51–06 AA Arbeitsausschuss Erdbeben; Sonderfragen (Spiegelausschuss zu CEN/TC 250/SC 8) haben sich nach intensiver Diskussion der Forschungsvorhaben und der ebenfalls zu klärenden Randbedingungen zur Fertigstellung des NA veranlasst gesehen, in einem Memorandum ihre Position zum aktuellen Stand zusammenzufassen und somit die teils überaus kontroverse Diskussion in einem konkreten Entscheidungsraum zu verdichten. Das als NA 005–51–06 AA N 934 im DIN aufgenommene „Nationale Anwendungsdokument zu EN 1998–1 – ein Memorandum“ [7] wird nachfolgend ausschließlich in den „Meilensteinen der Entwicklung“ wiedergegeben und der IST-Stand am Entwurf des Nationalen Anwendungsdokumentes prEN 1998–1/NA:2018 (D) aktualisiert.

Anzumerken bleibt, dass der Beitrag weder den Entwurf E DIN EN 1998–1/NA: 2018–10 [8], zu dem bis 21. Januar 2019 Einwände vorgebracht werden konnten, noch die Entscheidung selbst beeinflussen will. Vielmehr soll aus Sicht der Obleute verdeutlicht werden, welche Entscheidungszwänge im Spannungsfeld zwischen notwendigem Sicherheitsanspruch und vermeintlichen ökonomischen Restriktionen bestehen beziehungsweise dass die Erdbeben-Baunormung insbesondere bei den national zu treffenden Risikoentscheidungen keine einfachen Antworten/Lösungen bereithält.

Die vorliegende Positionsbestimmung soll dazu beitragen, für die getroffenen beziehungsweise (noch) ausstehenden Entscheidungen nochmals die Gesichtspunkte der Obleute sachlich darzulegen und hier auch einen Hintergrund für die Befürwortung konkreter Normenfestlegungen nachvollziehen zu können beziehungsweise für diese die zu berücksichtigende Faktengrundlage anzudeuten.

### 2 Meilensteine der Entwicklung und Ist-Stand

#### 2.1 Seismische Gefährdungskarte

Zu Beginn des DIBt-Vorhabens zur „Neufassung der Erdbebenzonenkarte für DIN EN 1998–1 anhand einer probabilistischen Neueinschätzung der Erdbebengefährdung“ wurde von den Bearbeitern angeboten, für verschiedene Wiederkehrperioden, Bewegungsgrößen (PGA, Spektralwerte für verschiedene Perioden) und auch Fraktilen die Gefährdungskarten vorzulegen. Davon ausgehend schien es anfangs möglich, das gesamte Spektrum von Bauwerken abzudecken und somit gerade im Grundlagenteil für Deutschland eine harmonisierte und somit für alle Bauwerksgruppen einheitliche Normungsgrundlage im Hinblick auf die Gefährdungseinschätzung und Einwirkungen bereitzustellen.

Im Zuge der Bearbeitung und bei der Auswertung der ersten Kartenentwürfe wurde deutlich, dass am Maßstab der erstellten Gefährdungskarten für die höheren Wiederkehrperioden die bis dato angesetzten Bedeutungsfaktoren nicht

#### Prof. Dr.-Ing. Ekkehard Fehling

Obmann des DIN-Arbeitsausschusses NA 005–51–06 AA „Erdbeben, Sonderfragen (Spiegelausschuss zu CEN TC 250/SC 8)“  
Universität Kassel, Fachbereich 14, Bauingenieur- und Umweltingenieurwesen, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Fachgebiet Massivbau  
Kurt-Wolters-Straße 3, 34109 Kassel, fehling@uni-kassel.de

#### Dr.-Ing. Jochen Schwarz

Stellvertretender Obmann des DIN-Arbeitsausschusses NA 005–51–06 AA „Erdbeben, Sonderfragen (Spiegelausschuss zu CEN TC 250/SC 8)“  
Bauhaus-Universität Weimar, Fakultät Bauingenieurwesen, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Zentrum für die Ingenieuranalyse für Erdbebenschäden (EDAC)  
Marienstraße 13B, 99423 Weimar, schwarz@uni-weimar.de

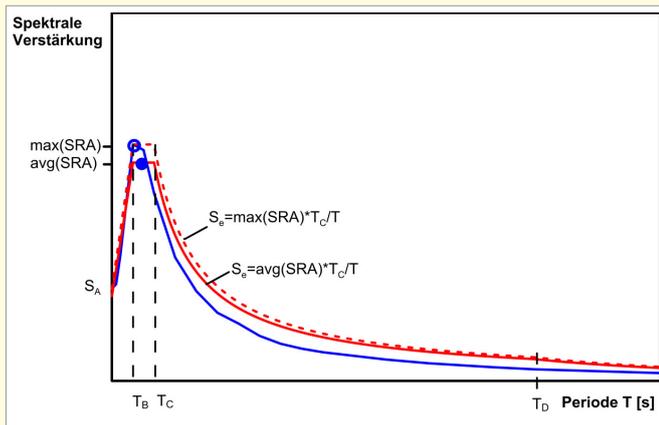


Bild 1. Varianten zur Einführung der Werte aus der Gefährdungskarte zur Festlegung der standortkonkreten Felspektren auf Basis der Plateauwerte (entnommen [4, Abb. 5.3])

aufrechtzuerhalten waren. Dies führte im Sinne einer praxisorientierten (durch den NABau getroffenen) Entscheidung dazu, zunächst am Konzept der Bedeutungsfaktoren festzuhalten. Karten für andere Wiederkehrperioden werden daher für Hochbauten nicht benötigt. Der Ausschuss hat jedoch entschieden, die Karten für die Wiederholungsperioden von 975 und 2 475 Jahren zumindest in einem Informativen Anhang aufzunehmen.

### 2.2 Referenz-Gefährdungskenngröße

Die Diskussion zu den maximalen Spektralbeschleunigungen im Plateau führte zu der Erkenntnis, dass die maximalen Spektralwerte an unterschiedlichen Perioden auftreten und somit konsequenterweise in der Karte Spektralwerte unterschiedlicher Perioden darzustellen wären, um der Zielstellung „maximaler“ Spektralbeschleunigungen ge-

recht zu werden. Da die Spektralbeschleunigungen auf Grundlage der Methodik jedoch nur an bestimmten Perioden ermittelt werden, wäre die Zuordnung „maximal“ (in Bild 1: „max(SRA)“ gebunden an die Berechnung über den jeweils festgelegten Kontrollperioden (maßgeblich: 0,1s, 0,15s, 0,2s).

Bild 1 veranschaulicht, wie die Ergebnisse der probabilistischen Gefährdungsanalyse (blaue Kurve) letztlich durch Vorgabe der Kontrollperioden in EC8-kompatible Bestimmungsgleichungen in Normspektren für den Fels überführt werden. Das neue Konzept hat zur Folge, dass die „Einhänge- beziehungsweise Starrkörperbeschleunigung“ nun über den Spektralwert  $S_A$  (bei sehr kleinen Perioden konstant) zu beschreiben ist (u. a. [3], [4]).

Die Karten der „maximalen“ Spektral(antwort)beschleunigungen „max(SRA)“ wurden gemäß Beschlusslage des NABau für den Median aller Ergebnisse der Endzweige des logischen Baums der Gefährdungsanalyse erstellt ([1]). Es zeigte sich bei Vorstellung der Ergebnisse im Juli 2016, dass bestimmte Erdbebengebiete, unter anderem die durch ihre Erdbeben-tätigkeit ausgewiesene Region Ostthüringen/Westsachsen, auf dieser Grundlage nicht mehr in der Gefährdungskarte enthalten wären.

Daher wurde um eine Plausibilitätskontrolle gebeten. Im Ergebnis der vertieften Untersuchungen des GFZ zeigte sich, dass es in der Tat in Deutschland Gebiete gibt, die Besonderheiten im Hinblick auf die Ergebnisse der Probabilistischen Seismischen Gefährdungsanalyse besitzen, sodass diese Überprüfung auch zu einem methodischen Erkenntnisgewinn beigetragen hat.

Es wurde entschieden, nochmals zu überprüfen, ob der Median das geeignete Maß für die Normung ist. Im Ergebnis stand, dass mit den Mittelwerten in der Karte für 475 Jahre alle bisherigen Erdbebengebiete ausgewiesen werden und

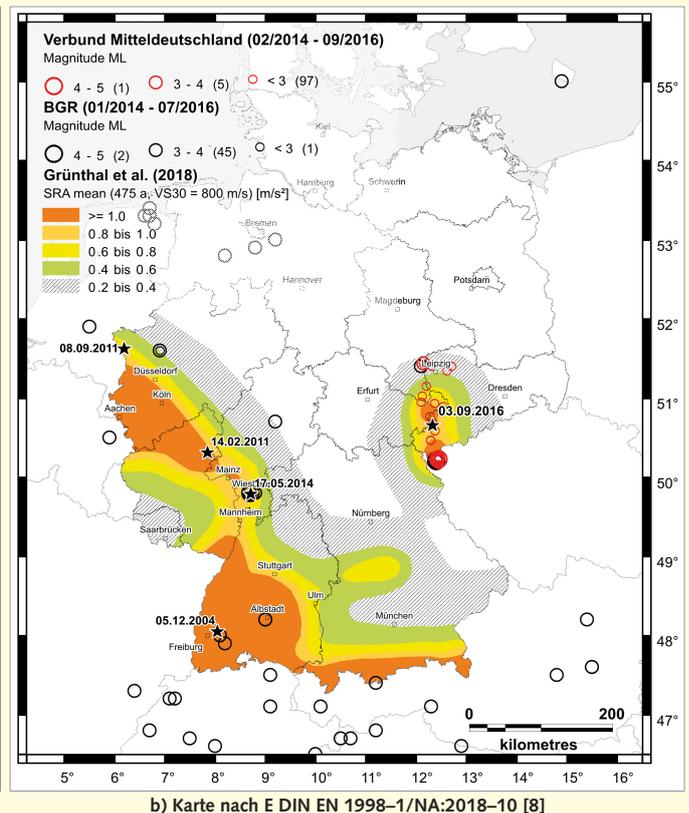
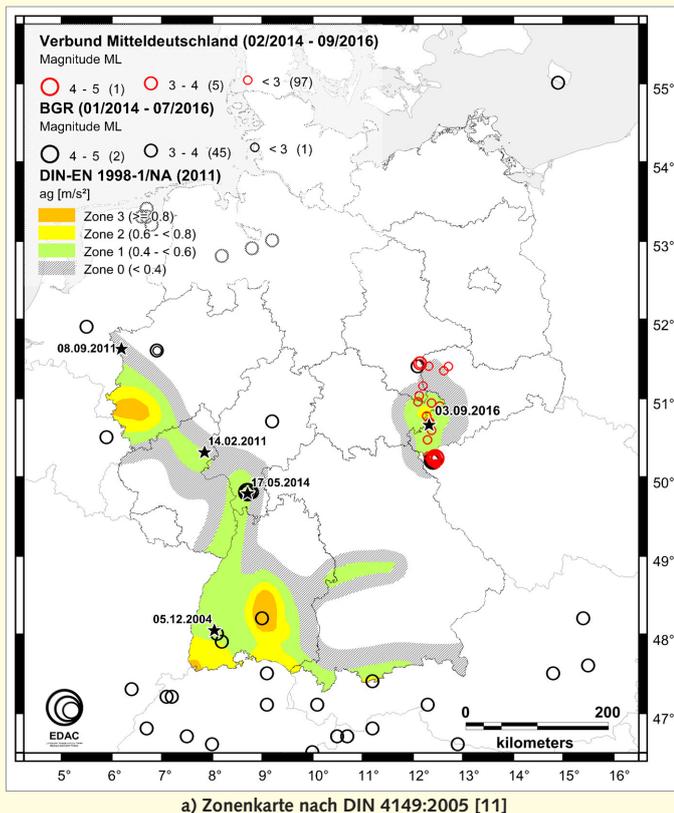


Bild 2. Einordnung der rezenten Erdbeben-tätigkeit in die Gefährdungskarten

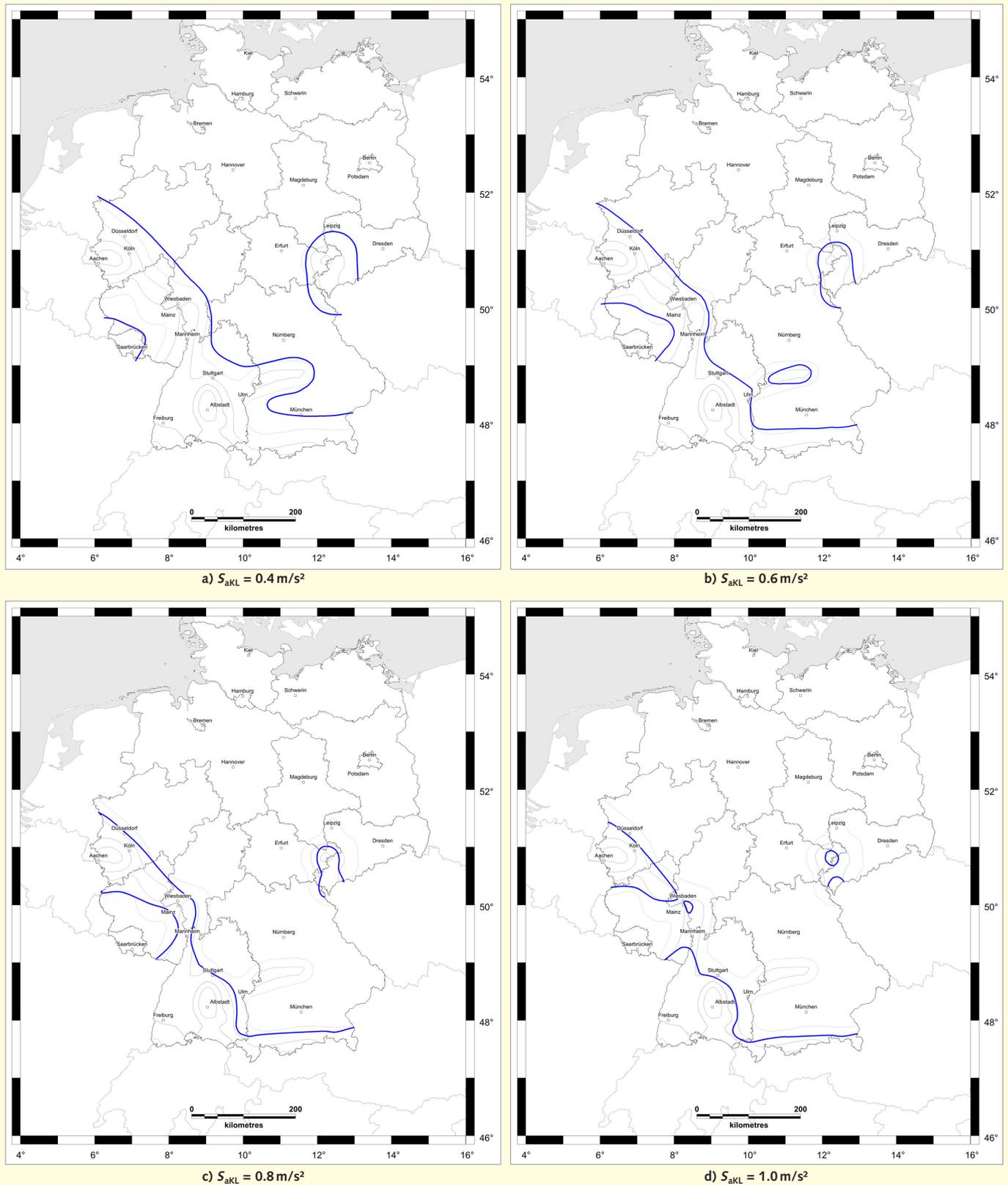


Bild 3. Konturlinien für verschiedene Werte von  $S_{a,kl}$

die Mittelwertbasis auch in Übereinstimmung mit der internationalen Normungspraxis steht. Entsprechende Karten wurden zur Sitzung im Februar 2017 verteilt. Seitens der dafür zuständigen Experten im NABau gab es letztlich eine mehrheitliche Präferenz für die Verwendung des Mittelwerts (Mean). Diese wurde in verschiedenen Präsentationen und durch Zitate aus Fachbeiträgen begründet.

Zur Plausibilitätskontrolle wurde auch die rezente Erdbeben-tätigkeit herangezogen (Bild 2). Bild 2 zeigt dabei (a) die bisherigen Zonenkonturen und (b) die aktuelle Karte, wobei die Bereichseinfärbung die nachfolgende Diskussion um die Konturlinie unterstützen soll (Bild 5). Es ist mit Nachdruck darauf hinzuweisen, dass sich die („alte“) Karte in Bild 2a) auf „Bemessungsbeschleunigung“

(Spektralwert bei der Periode „0“) und die Karte für den NA-Entwurf auf die (geglätteten) Spektralwerte im Plateau bezieht (Bild 1). Unterschiede sind über den spektralen Vergrößerungsfaktor (vormals  $\beta_0$ ) begründet beziehungsweise quantifizierbar.

Mit Blick auf Bild 2 ist festzustellen, dass – nicht unerwartet – häufiger „moderat schwache“ Beben eher und häufiger in den Randbereichen auftreten. Einige Ereignisse mit Magnituden deutlich unterhalb des ingenieurrelevanten Bereichs können dabei auch außerhalb des Anwendungsbereichs (Abschnitt 2.3) auftreten.

Um die Erhöhung der Spektralwerte (Mittelwertbasis) gegenüber dem Niveau des Median zu kompensieren, wurde im Dezember 2016 vorgeschlagen, nicht mehr die Maximalbeschleunigung, sondern die Mittelwerte in einem Bereich der Perioden 0,1s; 0,15s und 0,2s (in Bild 1: „avg(SRA)“) zu verwenden (Bild 2b). Die in [8] enthaltene Karte repräsentiert ausgehend von den Mean-Werten gemittelte Spektralbeschleunigungen im Plateau („avg(SRA)“ in Bild 1). Die spektrale Antwortbeschleunigung für Fels im Plateaubereich wird als Referenzgefährdungsgröße in [8] unter der Bezeichnung ( $S_{ap,R}$ ) eingeführt.

### 2.3 Geltungsbereich der Karte:

#### Festlegung einer minimalen Konturlinie

Bereits in der bisherigen „DIN-Karte“ gab es eine mit dem Wortlaut EN 1998-1 konforme Konturlinie ausgehend von der Felsbeschleunigung von  $a_{gr} = 0,4 \text{ m/s}^2$ . Es wurde entschieden, eine solche Entscheidung abhängig von der Gefährdungskarte zu machen und eine Konturenlinie festzulegen, mit der die bisherige Zone „0“ aufgelöst, in den Zielen aber adäquat ersetzt wird. Diskutiert wurde demzufolge, die „Konturlinie“ so festzulegen, dass auch für Bauwerke mit höherem Sicherheitsanspruch (höherer Bedeutungskategorie) die Karte bereits Informationen enthält und entsprechende Standorte beziehungsweise Nachweisanforderungen vorab einschließt.

Das Problem besteht darin, eine solche Konturlinie festzulegen und somit auslegungsphilosophische Entscheidungen vorwegzunehmen. Es wurden unterschiedliche Varianten beziehungsweise damit auch Referenz-Spektralwerte für die Konturlinie [ $S_{aKL}$ ] diskutiert, die sich in der Berücksichtigung des Bodenfaktors  $S$  und des Bedeutungsfaktors unterscheiden. Eine Variante sah die Berücksichtigung des größten Bodenfaktors vor, mit der Konsequenz, dass die Konturlinie nochmals erheblich abgemindert und somit unnötig große Gebiete als nachweisrelevant ausgewiesen worden wären (vergleichbar Bild 3a).

Im Memorandum [7] wird hervorgehoben, dass mit der Konturlinie keinesfalls der Eindruck erweckt werden sollte, dass sich die Gebiete mit Nachweisanforderungen im Rahmen der neuen Festlegungen nun erweitert hätten, sondern vielmehr erkennbar bleiben sollte, dass diese Gebiete sich in wesentlich geringerer Fläche als bisher ansiedeln. Bild 3 veranschaulicht rein schematisch, welche Gebiete in Abhängigkeit von der Konturlinie (hier bezeichnet als „ $S_{aKL}$ “) mit Nachweisen konfrontiert wären. Dazu werden die Konturen der bisherigen Gefährdungszonen 1 bis 3 sowie der „Zone 0“ (strichliniert) aus DIN 4149:2005-04 übernommen. Die blauen Konturlinien beziehen sich auf die im NA aufgenommene Gefährdungskarte für die Spektralbeschleunigung  $S_{ap,R}$  (Bild 3).

Anzumerken bleibt, dass letztlich die Variante ohne weitere Berücksichtigung des Bedeutungsfaktors ( $\gamma = 1.0$ ) beziehungsweise des Bodenfaktors ( $S = 1.0$ ) eine der nach EN 1998-1 zulässigen Vorgehensweisen aufnehmen würde; das heißt, die Gefährdungskarte wäre mit der Wiederkehrperiode von 475 Jahren für Felsbedingungen EC8-konform. Eine Konturlinie wäre im Bereich zwischen  $S_{aKL} = 0.8$  und größer (hier Bild 3c und Bild 3d) festzulegen. Wie die entsprechenden (blauen) Konturlinien verdeutlichen, liegen sie innerhalb der bisher durch Zonen erfassten Gebiete.

In der Gefährdungskarte für das NA [8] wird konservativ die Konturlinie bei  $S_{ap,R} = 0,6 \text{ m/s}^2$  gezogen (Bild 3b). Angemerkt wird, dass für Beschleunigungen  $S_{ap,R} < 0,6 \text{ m/s}^2$  (bzw.  $0,06 \text{ g}$ ) die vorliegende Norm in der Regel für übliche Hochbauten aller Bedeutungskategorien nicht angewendet werden muss. Bei ungünstigen Verhältnissen (z.B. lange oder flache Gebäude mit sehr schweren Decken) oder Einbauten kann jedoch die Standsicherheit im Erdbebenfall auch für Beschleunigungen unter  $0,6 \text{ m/s}^2$  nicht gegeben sein.

In [7] wurde empfohlen, weitere Linien zur Abgrenzung bei  $1.0 \text{ m/s}^2$  (Kenngröße für very low seismicity; Bauwerke der Bedeutungskategorie III und IV) und  $2.0 \text{ m/s}^2$  (Kenngröße für low to moderate seismicity) zu ziehen. Dieser Vorschlag fand keine mehrheitliche Unterstützung.

### 2.4 Geologie- und Untergrundabhängige Spektren

Gemäß dem bisherigen Einteilungskonzept wurden die Spektren durch ein weiteres, vom DIBT gefördertes Vorhaben überprüft. Ebenso wie beim Parallelvorhaben des GFZ konnten aufgrund der begrenzten Fördersumme nur Teile der erforderlichen Arbeiten unterstützt werden, sodass Forschungsergebnisse aus anderen Bearbeitungslinien eingebracht werden mussten.

Die aktuellen Untersuchungen [4] bestätigen, dass die Baugrundfaktoren insbesondere für die mächtigen Sedimente bis dato zu optimistisch abgemindert wurden und ein erhebliches (für größere Wiederkehrperioden durchaus charakteristisches) Beschleunigungsniveau voraussetzen, damit in dieser Form Bodenfaktoren  $S \leq 1.0$  plausibilisiert werden können. Auch die europäische Diskussion [9], [10] verdeutlicht, dass es im europäischen Kontext derzeit nicht vermittelbar ist, Bodenfaktoren  $S < 1.0$  in die Normung einzuführen. Dies steht auch damit in Verbindung, dass Registrierungen mit mächtigen Sedimenten ausstehen und somit auch eine Datengrundlage fehlt, um diese Effekte nachzuweisen. Insofern sind die Modellrechnungen momentan der einzige Weg, um zu einem Ergebnis zu kommen.

Dieser Weg wurde beibehalten und differenziert so entwickelt, dass für verschiedene Beschleunigungsniveaus, die man auch in Verbindung zu den Wiederkehrperioden der Gefährdungskarte setzen könnte, die Ergebnisse untersetzt werden. Die aus dem DIBT-Vorhaben folgenden Ergebnisse und Empfehlungen werden im NA übernommen. Unter Verwendung der in [4] vorgelegten Tabellen werden erstmals beschleunigungsabhängige Bodenfaktoren eingeführt.

Bis dato nicht durchgeführt und noch ausstehend wäre eine Klärung, wie sich diese Ergebnisse am Maßstab der aktuell vorgetragenen Spektren in der überarbeiteten Fassung des PT1, SC 8 widerspiegeln [9], [10]. Eine solche Untersuchung wäre unbedingt anzuregen, um auch zu sehen, in welcher

Weise die vorgeschlagenen Spektren für deutsche Erdbebengebiete eine praxistaugliche (nicht zu hohe) Einwirkungsfestlegung zur Folge haben.

### 2.5 Karte der geologischen Untergrundklassen

Das Konzept der geologie- und untergrundabhängigen Spektren wurde mit einer zweigeteilten Vorgehensweise verfolgt, einerseits eine Karte der geologischen Untergrundklasse zur Verfügung zu stellen, andererseits die Zuordnung der Baugrundklassen in Verbindung mit den Untergrundklassen von standortspezifischen Erhebungen abhängig zu machen und für diese Situationen entsprechende Spektren bereitzustellen.

Nach dem allgemein vorgetragenen Wunsch der Hinterfragung des Gesamtkonzeptes wurde durch die Obleute angeregt, mit den nationalen Experten im Bereich der Geologie (hier: der Geologischen Landesämter) ein Abstimmungsgespräch zu führen, um auf diese Weise auch zu klären, inwieweit eine Aktualisierung beziehungsweise Anpassung der Karte auf Grundlage der aktuellen Gefährdungsanalysen und der dann noch abzusteckenden (evtl. fehlenden) normungsrelevanten Gebiete erfolgen kann.

Zudem lag es im Verantwortungsbereich der Obleute, wiederholt daran zu erinnern, dass in den vergangenen Jahren keine Hinweise eingegangen sind, dass die Karte der geologischen Untergrundklasse fehlerbehaftet, widersprüchlich oder am Maßstab des Stands der Technik nicht haltbar sei. Naheliegender ist jedoch aus heutiger Sicht, dass sprunghafte Übergänge der Untergrundklasse R nach S (wie z. B. in Hessen vorhanden) Probleme bereiten könnten. Deshalb wurde diskutiert, hier Übergangsbereiche anzudeuten, um die damit verbundenen Unsicherheiten zum Ausdruck zu bringen. Ebenfalls wurde angeboten, dass die Geologischen Landesämter ihre konkreten Kenntnisse in dem Update der Karte zum Ausdruck bringen und somit die vermeintlichen „Fehler/Mängel“ gekennzeichnet bzw. abgestellt werden.

Richtig ist, dass die „großmaßstäbliche“ Karte der geologischen Untergrundklasse (bis dato in den für das NA vorliegenden Entwürfen so übernommen) nicht identisch sein konnte mit der Karte, die durch die Bundesländer auf Ebene der Verwaltungseinheiten einzuführen war. Insofern sind die vorgetragenen Einwände gerichtet auf jene Karten, die sich an den an Verwaltungseinheiten orientierten Gebietsabgrenzungen ableiten lassen. Dies ist jedoch kein kritischer Punkt der Vorgehensweise in der Norm, sondern der rein formellen Umsetzung durch die Bauaufsicht auf Länderebene.

Die Obleute haben mit ihrem Gespräch vom 16. Juni 2016 bei der BGR eine Initiative eingeleitet, um die Geologischen Landesämter in die Erarbeitung einer präzisierten Karte der geologischen Untergrundklassen einzubinden. Dabei wurde an dem bisherigen Einteilungskonzept festgehalten. Diese Initiative hat letztlich zu einem gemeinsamen Vorgehen der Landesämter geführt, mit dem Ziel, bei der BGR die Erstellung einer solchen Karte zu veranlassen. Wie aus heutiger Sicht festgestellt werden darf, hat der durch die Obleute gesetzte Impuls zum Arbeitsauftrag Nr. 8 „Überarbeitung der Karte der geologischen Untergrundklassen nach DIN [1998-1/NA]“ des Direktorenkreises (DK) der Staatlichen Geologischen Dienste (SGD) unter Federführung der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR) geführt.



Bild 4. Karte der Geologischen Untergrundklassen nach [11], angepasst an die Konturlinie  $S_{ap,R} = 0,6 \text{ m/s}^2$  (vgl. Bild 3b)

Es war bei Herausgabe des NA (zum Fertigstellungstermin 05/2018) noch unklar, wie lange die Arbeiten an einer präzisierten Karte in Anspruch nehmen würden. Insofern wurden Übergangslösungen diskutiert. Eine letztlich vom NA akzeptierte Variante beinhaltet die Übernahme der bisherigen Karte in den neuen Zonenkonturen (Bild 4).

Nicht zuletzt waren auch die aktuellen Entwicklungen im Rahmen von SC8 zu berücksichtigen. Anhand des Entwurfs zur Neufassung des EN 1998-1 aus 2017 [9] und 2018 [10] ist herauszustellen, dass das Konzept der Einteilung von Standortkategorien nach den Mächtigkeiten der Sedimente durch die europäische Baunormung übernommen wird und somit die für deutsche Erdbebengebiete entwickelte Vorgehensweise nun europaweit zur Anwendung kommen soll (Tabelle 1 bzw. Table 3.1 in [9]).

Unsicherheiten der Einteilung bestehen darin, in welchen Bereichen die Mächtigkeiten abzugrenzen sind. In dem vorliegenden Entwurf [10] sind aber gerade die Grenzwerte angegeben, die durch die Karte der geologischen Untergrundklasse im NA (Entwurf) [8] ausgewiesen werden. Insofern sehen sich die Obleute bestätigt, dass das deutsche Konzept nicht nur Bestand hat, sondern im Rahmen der europäischen Normung Vorbild ist und somit durch eine Präzisierung der Karte auch weiterentwickelt werden sollte.

### 3 Offene Fragestellungen

Im Rahmen der Diskussion der letzten Jahre sind einige wichtige Fragestellungen ausgeblendet geblieben, die durch die Obleute nochmals aufgeworfen wurden [7]:

**Tabelle 1. Vorschlag zur Standorteinteilung (site categorization); hier modifizierter Vorschlag zur Table 3.1 in [9]**

	Ground class	stiff	medium	soft
Depth class	$v_{s,H}$ range	800 m/s > $v_{s,H}$ > 400 m/s	400 m/s > $v_{s,H}$ > 250 m/s	250 m/s > $v_{s,H}$ > 150 m/s
very shallow	$H_{800} < 5$ m	A	A	E
shallow	5 m < $H_{800} < H_{sh}$	B	E	E
intermediate	$H_{sh} < H_{800} < H_d$	B	C	D
deep	$H_d < H_{800} < H_{vd}$	B	F	F
very deep	$H_{800} > H_{vd}$	B	<b>F → G</b>	<b>F → G</b>

$H_{sh}$  = 30 m;  $H_d$  = about 100 m;  $H_{vd}$  = several hundreds m.  
 $v_{s,H}$  = the average superficial shear wave velocity,

- (1) Welche geologischen Untergrundbedingungen sind in deutschen Erdbebengebieten besonders verbreitet und welche sind in den Gebieten höherer Seismizität insbesondere anzutreffen?

Zu untersuchen wäre, welche Bedingungen in den deutschen Erdbebengebieten tatsächlich vorhanden sind, um den Fokus der Forschung und auch für die Präzisierung der Einwirkungsbeschreibung auf jene Verhältnisse zu richten, die am häufigsten anzutreffen sind. Dies würde es ermöglichen, sich auch in der Diskussion der Spektren auf die Untergrundbedingungen zu konzentrieren, die die größte baupraktische Relevanz haben.

Bereits jetzt erkennbar ist, dass die Untergrundklasse „S“ besondere Aufmerksamkeit erfordert. In der Präsentation der Obleute zur D-A-CH-Tagung 2017 [12] wurde mit Bezug auf den 2. Entwurf von PT1 [9] darauf hingewiesen, dass mit der Tabelle 3.1. „Standard site categorization“ (Stand Oktober 2017) die Möglichkeit eröffnet wurde, einen für deutsche Erdbebengebiete geeigneten, weitergehenden Differenzierungsansatz zu wählen.

Die Klasse very deep (hier gekennzeichnet als **F → G**) war angedacht worden, um solchen Standorten Rechnung zu tragen, die tatsächlich durch sehr große Sedimentauflagen ( $H_{vd}$ ) gekennzeichnet sind. Solche Gebiete sind im Oberrheingraben sowie im Raum Köln-Aachen anzutreffen. Es hätte baupraktische und wirtschaftliche Konsequenzen, wenn es gelingt, für diese Kategorie die charakteristischen Bodenfaktoren zuzuweisen ( $S < 1.0$ ).

In diesem Zusammenhang ist darauf hinzuweisen, dass der aktuelle Vorschlag für EN 1998-1 [10] vornehmlich auf Erdbebenregistrierungen und daraus abgeleiteten Bodenbewegungsmodellen basiert. Da es für diese Klasse very deep bis dahin keine Aufzeichnungen gibt, wurde in [10] die Zeile „very deep“ in Table 3.1 gestrichen. Anhand von Modelluntersuchungen könnten solche Standorte analysiert werden ([4]).

In Verbindung mit der Einführung erweiterter und aktualisierter Karten der geologischen Untergrundklassen ist anzuregen, dass eine solche Differenzierung noch vorgenommen wird. Dies könnte bedeuten, in deutschen Erdbebengebieten weitere Einwirkungspräzisierungen zu ermöglichen, von der eine Großzahl künftig zu errichtender Gebäude betroffen sein könnten.

- (2) Wie ist mit der induzierten Seismizität umzugehen?

Die Probabilistische Seismische Gefährdungskarte bezieht sich ausschließlich auf tektonische Erdbeben. Es ist jedoch bekannt, dass in bestimmten Gebieten gehäuft induzierte Seismizität aufgetreten ist und hier möglicherweise eine se-

parate Untersuchung eine Gefährdungsabbildung erforderlich machen könnte.

- (3) Wie kann man die Widerstandsmerkmale der bestehenden Bebauung und für Deutschland typischen Mauerwerksbauweise so in die Normung einbringen, dass weiterhin eine Anwendung auch in Erdbebengebieten möglich ist?

Von der DGFm sind verschiedene Forschungsaktivitäten eingeleitet worden, um dies zu gewährleisten. Es gab konkrete Vorschläge aus Forschungsvorhaben (u. a. [13], [14]), um hier für die Normung relevante Entscheidungsgrundlagen bereitzustellen. Diese sind im Einspruchsverfahren eingebracht worden (siehe 4).

- (4) Grundsätzlich ist zu begrüßen, dass Ease-of-use Überlegungen angestellt werden, wie die Normung vereinfacht werden kann und an welcher Stelle es sinnvoll ist, Differenzierungen vorzunehmen und wo am Maßstab der nationalen Gegebenheiten und aus Anwendersicht die relevanten Ansatzpunkte liegen.

Zu begrüßen ist auch, sich nach jahrelangen Diskussionen der Einwirkungsseite künftig den Schwerpunkt auf die Widerstandsseite zu legen, das heißt zu klären, welches Verhalten die Bauwerke unter den vorgegebenen Einwirkungen erwarten lassen. Nicht zuletzt auch deshalb, um endlich Klarheit zu besitzen, inwieweit es die Grenzen der Verhaltenszustände unter diesen Einwirkungen zulassen, sinnvolle Abstufungen für eine wirtschaftliche Baunormung vornehmen zu können.

#### 4 Quo vadis?

Wohin gehen die Erdbeben-Ingenieure? In einer Stellungnahme des NABau in Reaktion auf das EU-Vorhaben SHARE wurden die erforderlichen Forschungsschwerpunkte für Deutschland in folgenden Teilthemen zusammengefasst [15]:

- (a) Identifikation der für deutsche Erdbebengebiete typischen Bauweisen;
- (b) Überprüfung des Verhaltens (performance) von ausgewählten Modellobjekten auf Grundlage vereinfachter nichtlinearer Berechnungsverfahren;
- (c) Klärung der Schädigung bzw. der für unterschiedliche Wiederkehrperioden zu erwartenden Verhaltens- bzw. Schädigungszustände zu ermittelten Einwirkungskenngrößen (unter Einbeziehung der Ergebnisse aus den DIBt-Forschungsvorhaben);
- (d) Vergleich der analytischen Ergebnisse mit vorliegenden Beobachtungen unter Einbeziehung der Erfah-

- rungswerte aus anderen europäischen oder vom tektonischen Ursprung vergleichbaren Erdbebengebieten;
- (e) Entscheid über die für deutsche Erdbebengebiete maßgeblichen Verhaltenszustände; Ermittlung der bauweisenspezifischen Nachweis- beziehungsweise Akzeptanzkriterien zur Festlegung risikoorientierter Einwirkungen;
- (f) Entscheid über die Größe der Bemessungsgrößen im Hinblick auf die Einhaltung der Schutzziele.

Aus Sicht Februar 2019 darf eingeschätzt werden, dass die im Jahr 2014 formulierten Zielstellungen weiterhin Bestand haben. In den letzten Jahren wurde sehr viel Energie auf die Einwirkungsseite konzentriert. Um Ergebnisse gemäß (a) bis (f) zeitnah vorzulegen, wären die verfügbaren nationalen Kapazitäten in einem Forschungsverbund zu konzentrieren. Es ist aus Ingenieursicht an der Zeit, sich den Bauwerken und der Widerstandsseite ([13], [14]) zu widmen und über die baulichen (Zusatz-)Anforderungen in den deutschen Erdbebengebieten aus der Risikoperspektive zu entscheiden.

Die Obleute und Mitglieder des NA 005–51–06 AA „Erdbeben; Sonderfragen“ sehen ihre Verantwortung darin, hier gegenüber den politisch Verantwortlichen und wirtschaft-

lich Betroffenen mit Nachdruck informativ und auch konzeptionell tätig zu werden.

### Danksagung

Die Autoren danken Dr.-Ing. Silke Beinersdorf und Dr.-Ing. Holger Maiwald vom Earthquake Damage Analysis Center (EDAC) für ihre Unterstützung bei der Erstellung der im Beitrag aufgenommenen Grafiken.

**Hinweis:** Die Angaben zur Erdbebentätigkeit in Bild 2 wurden vom Seismovorbund Mitteldeutschland (Vorläufige Auswertung der Erdbebenaten des Sachsen-Netzes: Herdangaben der seismischen Ereignisse mit  $M_l > 1.4$  in Gauss-Krueger-Koordinaten (02/2014 – 09/2016); [http://home.uni-leipzig.de/collm/auswertung\\_temp.html](http://home.uni-leipzig.de/collm/auswertung_temp.html); letzter Zugriff: 09–09–2016) und der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe BGR (hier: Seismische Ereignisse in Deutschland 2014–01–01 – 2016–08–31 (Magnitude  $\geq 2,5$ ); [http://www.seismologie.bgr.de/cgi-bin/eisy\\_test\\_iframe.pl?begin\\_date=20140101&end\\_date=20160831&min\\_lat=&max\\_lat=&min\\_lon=&max\\_lon=&min\\_mag=&max\\_mag=&submit=Erzeuge+Liste+und+Karte](http://www.seismologie.bgr.de/cgi-bin/eisy_test_iframe.pl?begin_date=20140101&end_date=20160831&min_lat=&max_lat=&min_lon=&max_lon=&min_mag=&max_mag=&submit=Erzeuge+Liste+und+Karte); letzter Zugriff: 09–09–2016) übernommen.

### Literatur

- [1] Grünthal, G.; Stromeyer, D.; Bosse, C. et al.: Neueinschätzung der Erdbebengefährdung Deutschlands – Version 2016 – für DIN EN 1998–1/NA. In: Bautechnik 95 (2018), Heft 5, S. 371–384.
- [2] Schwarz, J.; Kaufmann, C.; Abrahamczyk, L.: Seismische Einwirkungen für die neue Generation von Erdbebenbaunormen. Bauforschungsvorhaben im bauaufsichtlichen Bereich. Zwischenbericht zum Fo-Vorhaben 246 40175 im Auftrag des Deutschen Instituts für Bautechnik. Zentrum für die Ingenieuranalyse von Erdbebenschäden, Weimar, April 2014.
- [3] Schwarz, J.; Kaufmann, C.; Maiwald, H.: Seismische Einwirkungen für die neue Generation von Erdbebenbaunormen: Normspektrale für die Untergrundklassen. Weimar, September 2016. DIN-Dokument NA 005–51–06 AA N 820.
- [4] Schwarz, J.; Kaufmann, C.; Maiwald, H.: Seismische Einwirkungen für die neue Generation von Erdbebenbaunormen: Gefährdungskonsistente und untergrundspezifische Spektren für die aktualisierte Erdbebenzonenkarte. Abschlussbericht. Bauforschungsvorhaben im bauaufsichtlichen Bereich. Im Auftrag des Deutschen Instituts für Bautechnik. Zentrum für die Ingenieuranalyse von Erdbebenschäden. Scientific Technical Report 01–17, Weimar, Februar 2017, überarbeitete Fassung vom Februar 2018.
- [5] Grünthal, G.; Bosse, C.; Stromeyer, D.: Building code related seismic hazard analyses of Germany and their relation to SHARE. In: Butenweg & Kaiser (Hrsg.): DGEB-Workshop Seismic Hazard Harmonization in Europe (SHARE), Frankfurt a. M., 27.05.2014, DGEB-Publikation 16, S. 25–42.
- [6] Schwarz, J.: Building code related description of seismic action for German earthquake regions. In: Butenweg & Kaiser (Hrsg.): DGEB-Workshop Seismic Hazard Harmonization in Europe (SHARE), Frankfurt a. M., 27.05.2014, DGEB-Publikation 16, S. 69–86.
- [7] Fehling, E.; Schwarz, J.: Nationales Anwendungsdokument zu EN 1998–1 – ein Memorandum. DIN-Dokument NA 005–51–06 AA N 934.
- [8] E DIN EN 1998–1/NA:2018–10: Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbau, Erscheinungsdatum 21. September 2018.
- [9] CEN: Eurocode 8: Earthquake resistance design of structures. EN 1998–1 NEN SC8 PT1. Working draft. Chapters 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7. Rev 20–00. October 2017. CEN/TC 250/SC 8 N 639. Im DIN geführt unter: NA 005–51–06 AA N 916.
- [10] CEN: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Final Document EN 1998–1 NEN SC8 PT1. Chapters 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9. Rev 30–00. April 30th 2018. CEN/TC 250/SC 8 N 706. Im DIN geführt unter: NA 005–51–06 AA N 1038 bzw. NA 005–51 FBR N 1813.
- [11] DIN 4149: Bauten in deutschen Erdbebengebieten. Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten. Vorgesehen als Ersatz für DIN 4149–1:1981–04 und DIN 4149–1/A1:1992–12. Normenausschuss im Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, April 2005.
- [12] Fehling, E.; Schwarz, J.: EUROCODE 8: Aktuelle Entwicklungen. In: Zabel, V.; Beinersdorf, S. (Hrsg.): Vortragsband D-A-CH-Tagung: Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik 2017. Weimar, 21.–22. September 2017, DGEB-Publikation Nr. 17. Deutsche Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (DGEB) e. V.
- [13] Butenweg, C.; Rosin, J.; Kubalski, Th.: Verbesserte seismische Nachweiskonzepte für Mauerwerksbauten in Deutschland. Forschungsbericht an das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBT) Berlin, 2018.
- [14] Fehling, E.; Pftzing, Th.: Vorschlag und Erläuterungen zur neuen Tabelle NA.13 der DIN EN 1998–1/NA:2018–10. Universität Kassel, Fachgebiet Massivbau, Forschungsbericht an die Deutsche Gesellschaft für Mauerwerks- und Wohnungsbau e. V., DGfM, 2018.
- [15] Fehling, E.; Schwarz, J.: Stellungnahme des NABau zum Projekt SHARE (Seismic Hazard Harmonization in Europe) und zu den daraus abzuleitenden nationalen Aufgaben. DIN-Dokument NA 005–51–06 AA N 522.

# Dynamik von Eisenbahnbrücken: Diskrepanz zwischen Messung und Berechnung

M. Reiterer, S.-Z. Bruschetini-Ambro

**Zusammenfassung** Die Durchführung von dynamischen Berechnungen und dynamischen Messungen von Eisenbahnbrücken zur Ermittlung der dynamischen Parameter erfordert vom zuständigen Ingenieur ein hohes Maß an Erfahrung und insbesondere bei Bestandsbrücken lassen sich für diese Aufgaben aufgrund der Vielzahl und Komplexität der unterschiedlichen im Netz des Infrastrukturbetreibers befindlichen Tragwerkstypen sowie deren zum Teil nicht eindeutig definierten Randbedingungen nur schwer sich wiederholenden Bearbeitungsregeln (im Sinne einer Standardisierung) angeben. Im vorliegenden Artikel werden die bei der Durchführung von dynamischen Berechnungen bei Eisenbahnbrücken in der Praxis immer wieder festgestellten Diskrepanzen zwischen rechnerisch ermittelten und tatsächlich gemessenen dynamischen Parametern anhand ausgewählter realer Eisenbahnbrücken veranschaulicht und es werden Gründe für die Abweichungen angegeben. Im Vordergrund dieser Arbeit steht der Vergleich von rechnerisch, anhand von analytischen Gleichungen und/oder mithilfe von FE-Modellen, ermittelten Eigenfrequenzen zu den beim realen bestehenden Brückentragwerk tatsächlich gemessenen Werten. Zusätzlich werden für die betrachteten Eisenbahnbrückentragwerke auch gemessene Lehr'sche Dämpfungen angegeben und mit den theoretischen normgemäßen Ansätzen für die Dämpfung verglichen. Es wird gezeigt, dass insbesondere im Fall von Bestandsbrücken der korrekten realitätsangepassten Wahl der Randbedingungen eine entscheidende Bedeutung zukommt. Man wird erkennen, dass die realitätsnahe Wahl der Randbedingungen nur über die Durchführung von dynamischen Messungen am Brückentragwerk möglich wird und dass im Fall von Bestandsbrücken eine alleinige theoretische dynamische Berechnung mit Simulation der Zugüberfahrten aufgrund signifikanter Diskrepanzen zwischen Berechnung und Messung mit großen Unschärfen behaftet sein kann. Im Artikel wird auch gezeigt, dass zur realitätsnahen Modellierung von Rahmentragwerken der Berücksichtigung von Flügeln eine hohe Bedeutung zukommt. Der vorliegende Artikel soll dem in der Dynamik von Eisenbahnbrücken tätigen Ingenieur wertvolle Hinweise bei der Erstellung eines realitätsnahen numerischen Modells und bei der Durchführung von dynamischen Messungen bei Eisenbahnbrücken liefern.

## 1 Einleitung

Eisenbahnbrücken werden bei Zugüberfahrt hochgradig dynamisch beansprucht und im Fall von Resonanz können sich unzulässig hohe Schwingungsreaktionen ergeben, die zu einer Destabilisierung des Schotterbettes und damit zu einer Gleisfehlage führen können. Aus diesem Grund sind beim Neubau von Eisenbahnbrücken aber insbesondere auch bei allen Bestandsbrücken (im Fall von Erhöhungen der örtlichen Streckengeschwindigkeiten und/oder bei der Zulassung von neuen Zugstypen) die aus den Zugüberfahrten sich ergebenden Schwingungsreaktionen vorab rechnerisch zu ermitteln. Die ÖNORM EN 1991-2 [1] regelt im Fall von Neubauprojekten das prinzipielle Vorgehen bei der Durchführung dieser Berechnungen und in der Richtlinie für dynamische Berechnungen von Eisenbahnbrücken [2] sind weitere Vorgaben, Hinweise und Regeln enthalten. Neben den bei Zugüberfahrt sich ergebenden maximalen Brückenendverdrehungen, den Verwindungen und den dynamischen Schnittgrößen (Biegemomente und Querkräfte) sind die vertikalen Tragwerksbeschleunigungen des Brückendecks zu begrenzen. Bei neuen Eisenbahnbrücken mit Schotteroberbau ist die Einhaltung des zulässigen Wertes der vertikalen Tragwerksbeschleunigung  $a_{zul,EN1991-2} \leq 3,5 \text{ m/s}^2$  [1] rechnerisch nachzuweisen. Für Bestandsbrücken werden ergänzende Hinweise, Bemessungsregeln und einzuhaltende Grenzwerte in der ONR 24008 [3] angegeben. Die zulässige vertikale Tragwerksbeschleunigung wird in diesem Dokument für Bestandsbrücken mit Schotteroberbau mit  $a_{zul,ONR24008} \leq 6,0 \text{ m/s}^2$  definiert.

In der Ingenieurpraxis wird festgestellt, dass bei der Durchführung von dynamischen Berechnungen von bestehenden Eisenbahnbrücken eine Wissenslücke in Bezug auf die realitätsnahe Annahme der Berechnungsparameter und der realitätsnahen Lagerungs- beziehungsweise Randbedingungen in den numerischen Modellen besteht. Diese Wissenslücke ist bei Betontragwerken aufgrund des zeitlich veränderlichen sowie frequenzabhängigen Materialverhaltens (E-Modul) und der bei Beton-Rahmentragwerken in der dynamischen Berechnung nur schwer rechnerisch erfassbaren Boden-Bauwerks-Interaktion weitaus höher als bei Stahltragwerken. Die Schließung dieser Wissenslücke kann effektiv nur über dynamische Messungen am realen Eisenbahnbrückentragwerk erfolgen. Durch diese Messung können die realen dynamischen Parameter (Eigenfrequenzen, Schwingungsformen und Systemdämpfungen) ermittelt und für die Kalibration des rein auf theoretischen Annahmen basierenden Modells herangezogen werden. In [4] und [5] wird gezeigt, dass die Einhaltung des Grenzwertes der vertikalen Tragwerksbeschleunigung von  $a_{zul,ONR24008} \leq 6,0 \text{ m/s}^2$  gemäß ONR 24008 [3] für die insgesamt 350 dynamisch berechneten Bestandsbrücken nur durch Miteinbeziehung von Messergebnissen (reale dynamische Parameter) gelingt. Im ersten Schritt dieses Projekts wurden normgemäße Berechnungen durchgeführt und es stellte sich heraus, dass bei 80 % der berechneten Eisen-

Dipl.-Ing. Dr. techn. Michael Reiterer

REVOTEC zt gmbh

Hermannsgasse 18, 1070 Wien, Österreich

michael.reiterer@revotec.at, Tel. 0043 660 2999 363

Dipl.-Ing. Dr. techn. Sebastian-Zoran Bruschetini-Ambro

ÖBB-Infrastruktur AG

Nordbahnstraße 50, 1020 Wien, Österreich

sebastian-zoran.bruschetini-ambro@oebb.at

Tel. 0043 1 93000 97 22859

bahnbrücken eine Grenzwertüberschreitung  $a_{vor} > a_{zul}$  auftritt. Die bei Zugüberfahrt rechnerisch ermittelten vertikalen Tragwerksbeschleunigungen haben Werte bis zu  $50\text{m/s}^2$  erreicht. Nach systematischer Durchführung von dynamischen Messungen an den bestehenden Brückentragwerken und Anwenden weiterer Berechnungsschritte zur Realitätsanpassung, konnte die Anzahl der Bestandsbrücken, bei denen weiterhin eine Überschreitung des Grenzwertes der vertikalen Tragwerksbeschleunigung eintritt, auf ein einziges Brückentragwerk reduziert werden. Durch die dadurch erzielte Einsparung jeglicher Neubau-, Verstärkungs- und Geschwindigkeitseinschränkungsmaßnahmen am Brückentragwerk war der aus den durchgeführten dynamischen Messungen sich ergebende Nutzen für den Auftraggeber, die Österreichischen Bundesbahnen (ÖBB), dementsprechend enorm.

In den letzten Jahren wurden in Österreich bei einer Vielzahl von bestehenden Eisenbahnbrücken unterschiedlichen Typs (Stahl und Beton) Messungen zur Ermittlung der tatsächlich beim Objekt vorhandenen dynamischen Parameter durchgeführt [4], [5]. Der Vergleich der gemessenen, mit den in numerischen Modellen rechnerisch ermittelten dynamischen Kennwerten zeigte sehr häufig signifikante Abweichungen, die auf unterschiedliche Gründe zurückzuführen sind. Die größten Abweichungen zwischen Messung und Rechnung haben sich insbesondere bei einfeldrigen Stahlbetonplattenbrücken und bei Beton-Rahmentragwerken ergeben. Hierbei sind insbesondere die Beton-Rahmentragwerke hervorzuheben, da circa 60 % aller im hochrangigen Streckennetz der ÖBB befindlichen Brücken genau diesem Brückentyp entsprechen. Im vorliegenden Artikel werden daher die zwei genannten Brückentypen im Detail diskutiert und es werden mögliche Gründe für die signifikanten Abweichungen zwischen Messung und Rechnung angegeben.

## 2 Grundlagen zu den dynamischen Parametern von Eisenbahnbrücken

Für die Durchführung einer dynamischen Analyse von Eisenbahnbrücken sind die folgenden brückenspezifischen dynamischen Parameter wesentlich:

- Eigenfrequenzen  $f_n$
- zugehörige Schwingungsformen  $\phi(x)$
- zugehörige Lehr'sche Dämpfungen  $\zeta_n$

Die theoretischen (Biege-)Eigenfrequenzen  $f_n$  von Eisenbahnbrücken können nach Festlegung der Lagerungsbedingungen und Ermittlung der Masse pro Längeneinheit  $\rho A$  sowie der Biegesteifigkeit  $EJ$ , auf Grundlage von Planunterlagen und/oder in-situ Bestandsaufnahmen, mit Anwendung der Gleichung (1) für das beidseitig gelenkig gelagerte Einfeldtragwerk und Gleichung (2) für das beidseitig eingespannte Brückentragwerk (Rahmentragwerk) ermittelt werden [6]. Für die Ermittlung der Torsionsschwingungen ist die Biegesteifigkeit  $EJ$  durch die Torsionssteifigkeit  $GJ_T$  zu ersetzen. Dabei definieren  $G$  und  $J_T$  den Schubmodul und das St. Vernantsche Torsionsträgheitsmoment unter der Annahme eines wölbfreien Brückenquerschnitts.

$$f_n = \frac{n^2 \pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EJ}{\rho A}} \quad \text{in [Hz]} \quad \begin{array}{l} \text{Biegeeigenfrequenzen} \\ \text{für beidseitig gelenkige} \\ \text{Lagerung} \end{array} \quad (1)$$

$$f_n = \frac{(2n+1)^2 \pi}{8l^2} \sqrt{\frac{EJ}{\rho A}} \quad \text{in [Hz]} \quad \begin{array}{l} \text{Biegeeigenfrequenzen} \\ \text{für beidseitige} \\ \text{Einspannung} \end{array} \quad (2)$$

Aus Gleichung (1) und (2) lässt sich das Verhältnis der (Biege-)Grundfrequenz  $f_1$  des beidseitig eingespannten zum beidseitig gelenkig gelagerten Brückentragwerks mit  $V_f(n=1) = 3,53 / 1,57 = 2,25$  ableiten. Bei der Anwendung der Gleichungen ist aber zu beachten, dass die Festlegung der Lagerungsbedingungen und die für die Auswertung der Gleichungen verwendeten Eingangswerte theoretischen Annahmen zugrunde liegen, die von der Realität sehr stark abweichen können. Bei realen Brückentragwerken tritt nämlich weder die reine gelenkige noch die reine eingespannte Lagerung auf, sondern die tatsächliche Lagerungsart des Tragwerks liegt irgendwo dazwischen. Jedes reale Lager weist eine Drehfederlagerung auf, die in der theoretischen Berechnung aufgrund fehlender Informationen zur Drehfedersteifigkeit nicht zuverlässig berücksichtigt beziehungsweise angenommen werden kann. Die tatsächlichen Drehfedersteifigkeiten der Brückenlagerung können nur über eine dynamische Messung am Objekt ermittelt werden. Neben den fehlenden Informationen zu den tatsächlichen Lagerungsbedingungen sind bei der dynamischen Berechnung von bestehenden Eisenbahnbrücken die folgenden weiteren Eingangsparameter und Berechnungsannahmen mit Unsicherheiten in Bezug auf ihre Übereinstimmung mit der Realität behaftet:

- Strukturdämpfung (Lehr'sche Dämpfungen)
- Statischer / dynamischer E-Modul
- Biegesteifigkeit  $EJ$  (Zustand I oder Zustand II bei Betontragwerken)
- Rohdichte des Tragwerks und der Ausbaulasten
- Materialstärken des Tragwerks und der Ausbaulasten
- Mitwirkung von sekundären Tragelementen wie Isolierung, Schutzbeton, Randbalken, Unterschottermatten, Schotteroberbau und Gleisrost zur Gesamtsteifigkeit und zum Dämpfungsverhalten
- Mitwirkung von Flügelwänden bei Rahmentragwerken und von Betonschürzen bei Einfeldtragwerken zur Gesamtsteifigkeit und zum Dämpfungsverhalten
- Bettungsmoduli beziehungsweise Bodenfedern zur Berücksichtigung der Boden-Bauwerks-Interaktion bei Rahmentragwerken

Jeder Eigenfrequenz  $f_n$  des Brückentragwerks ist eine Lehr'sche Dämpfungszahl  $\zeta_n$  zugeordnet (angegeben in % von der kritischen Dämpfung). Die Größe der Lehr'schen Dämpfung kann nur auf Grundlage von Erfahrungswerten angenommen oder durch in-situ Messungen am Brückenobjekt ermittelt werden. Eine rechnerische Ermittlung der Lehr'schen Dämpfung ist nicht möglich. In der ÖNORM EN 1991-2 [1] werden für Eisenbahnbrücken unterschiedlichen Typs untere Grenzwerte für die Lehr'sche Dämpfung  $\zeta$  angegeben. Für Stahl- und Stahlbetontragwerke mit einer Spannweite von größer als 20m werden beispielsweise die Werte  $\zeta_{\text{Stahl}} = 0,5\%$  und  $\zeta_{\text{Stahlbeton}} = 1,5\%$  angegeben. In [7] werden Ergebnisse von dynamischen Messungen von Eisenbahnbrücken unterschiedlichen Typs vorgelegt, die nachweisen, dass diese Werte insbesondere bei Beton-Rahmentragwerken äußerst konservativ (zu gering) sind und in der Realität bei circa dem vier- bis sechsfachen des Normwertes liegen. Diese mit Messergebnissen beleg-

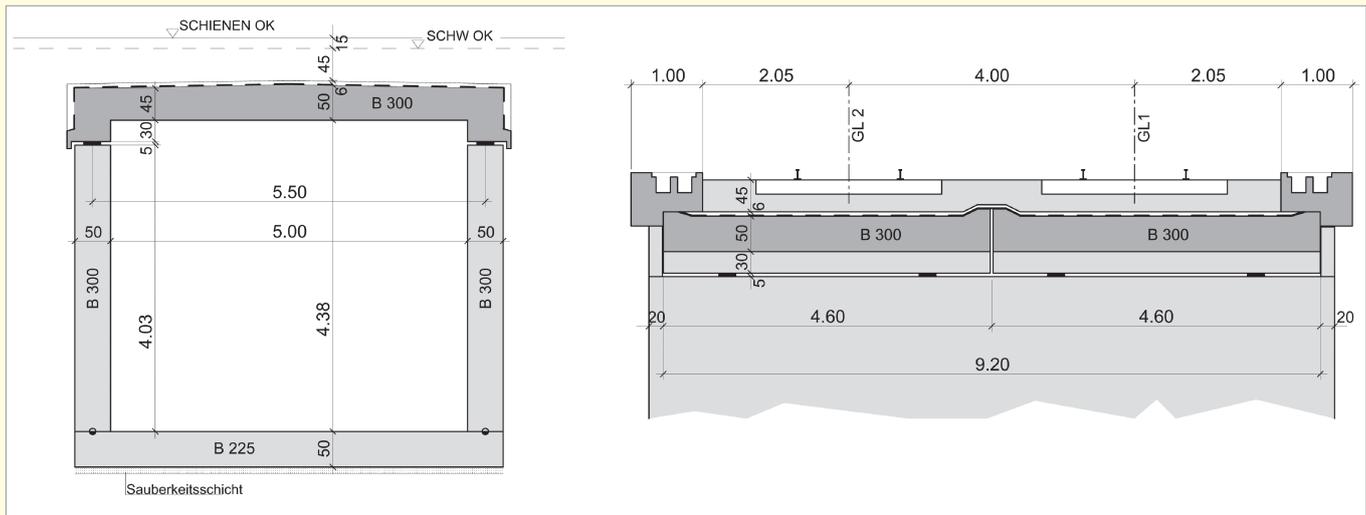


Bild 1. Längs- und Querschnitt der einfeldrigen Stahlbetonplattenbrücke (Tragwerk Gleis 1 und Gleis 2)

Fig. 1. Longitudinal and cross section of the single span concrete slab bridge (structure rail 1 and rail 2)

baren erheblichen Diskrepanzen zwischen Theorie und Realität lassen die Frage aufkommen, wie zuverlässig und realitätsnah die Ergebnisse (vertikale Tragwerksbeschleunigungen) einer rein auf theoretischen Annahmen beruhenden dynamischen Berechnung der Zugüberfahrten, insbesondere bei Beton-Rahmentragwerken, sind.

Bei Betontragwerken ist die Kenntnis der tatsächlichen Größe des E-Moduls als korrekter Eingangswert für die dynamische Berechnung von entscheidender Bedeutung. Gemäß [1] und [2] ist bei der dynamischen Berechnung von Betonbrücken der statische E-Modul  $E_{cm}$  heranzuziehen (= Mittelwert des Sekantenmoduls in Abhängigkeit von der Betongüte). Für die üblicherweise verwendete Betongüte C30/37 ist  $E_{cm} = 33\,000\text{ N/mm}^2$  anzunehmen. Es sind hier aber drei Dinge zu hinterfragen: (1) Kann tatsächlich davon ausgegangen werden, dass der theoretisch angenommene  $E_{cm}$  Wert mit dem realen Wert des eingebauten Betons übereinstimmt? (2) Kann tatsächlich von einem über die Lebensdauer des Betonbauwerks konstantem  $E_{cm}$  Wert ausgegangen werden? (3) Kann tatsächlich angenommen werden, dass der statische E-Modul  $E_{cm}$  sich nicht von dem dynamischen E-Modul unterscheidet? Es ist offensichtlich, dass alle drei Fragestellungen mit einem Nein zu beantworten sind. Der im Brückentragwerk eingebaute Beton wird einen 28-Tage-E-Modul aufweisen, der gegenüber dem theoretischen  $E_{cm}$  höher liegt. Der  $E_{cm}$  Wert wird analog zur zeitlichen Zunahme der Betonfestigkeit ebenfalls zeitlich zunehmen und der (frequenzabhängige) dynamische E-Modul wird in jedem Fall einen gegenüber  $E_{cm}$  deutlich höheren Wert aufweisen. Für die Quantifizierung der angeführten Postulate wurden, bei dem im vorliegenden Artikel diskutierten Rahmentragwerk, E-Modul-Messungen bei unterschiedlichem Betonalter durchgeführt. Der im Brückentragwerk eingebaute Beton C30/37 ( $E_{cm, Norm} = 33\,000\text{ N/mm}^2$ ) hatte nach 28 Tagen einen tatsächlichen E-Modul von  $37\,500\text{ N/mm}^2$  (ca. 15% höher als der Normwert). In [7] wird für die Umrechnung des statischen in den dynamischen E-Modul die Gleichung  $E_{dyn} = E_{cm} (1 + \eta_{0,55})$  angegeben. Dabei definiert  $\eta$  die Lehr'sche Dämpfung für das mit dem Resonanzprüfverfahren ASTM C215-85 geprüfte Betonprisma. Nach 28 Tagen wurde  $\eta = 0,05$  ermittelt und daraus lässt sich  $E_{dyn} = 1,35 \cdot E_{cm}$  ableiten. Zur Erzielung einer besseren

Übereinstimmung von Messung und Berechnung wird für das im Zustand I (ungerissen) befindliche Betontragwerk vom Autor daher die Verwendung des dynamischen E-Moduls  $E_{dyn}$  in den Gleichungen (1) und (2) für die Ermittlung der Eigenfrequenzen sowie in den numerischen Modellen empfohlen.

Auf die weiteren in der oben angeführten Aufzählung angeführten Einflussparameter, die eine Auswirkung auf die Ergebnisse von dynamischen Berechnungen haben, wird zum Teil noch bei den nachfolgend diskutierten realen Brückentragwerken eingegangen. Es sei aber an dieser Stelle angemerkt, dass die genannten Punkte zum Teil eigene Forschungsfelder darstellen und daher nicht im vollem Umfang behandelt werden können.

### 3 Einfeldriges Stahlbetonplattentragwerk, Diskrepanz Messung – Rechnung

#### 3.1 Beschreibung des Stahlbetonplattentragwerks und Tragwerksparameter

Die in der Ingenieurpraxis bei Bestandsbrücken festgestellten signifikanten Abweichungen zwischen rechnerisch und messtechnisch ermittelten dynamischen Parametern werden in diesem Abschnitt anhand eines einfeldrigen Stahlbetonplattentragwerks dargelegt und diskutiert. Im Bild 1 ist ein Längs- und Querschnitt des 2-gleisigen Eisenbahnbrückentragwerks dargestellt. Das Tragwerk weist im Grundriss einen Kreuzungswinkel (Schiefe) von  $68,2^\circ$  auf und die Stützweite beträgt  $5,92\text{ m}$  (gemessen in Gleisachse) und  $5,0\text{ m}$  (gemessen im rechten Winkel auf die Widerlagerachse). Die Tragwerksdicke beträgt in Brückenmitte  $0,50\text{ m}$ . Gemäß den Bestandsplänen sind beidseitig Elastomerlager ausgeführt, das heißt es kann von einer beidseitig gelenkigen Lagerung ausgegangen werden. An dieser Stelle wird auf den im Querschnitt des Bestandsplans bei den Elastomerlagern des Tragwerks Gleis 2 eingetragenen Vermerk „Entfällt“ hingewiesen und eine Rückfrage bei der ÖBB sowie eine vor Ort Bestandsaufnahme hat ergeben, dass bei der Stahlbetonplatte des Tragwerks Gleis 2 keine Elastomereinzellager sondern eine linienförmige Auflagerung über die Plattenbreite ausgeführt wurde. Zum konstruktiven Anschluss der Stahlbetonplatte mit der Widerlagerwand wurde von Seiten der ÖBB angegeben, dass bei

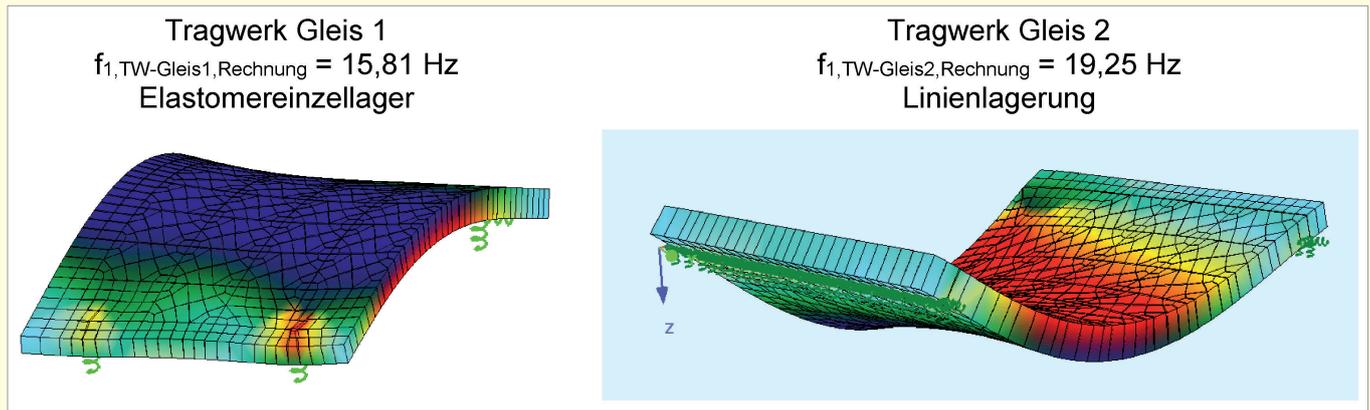


Bild 2. Rechnerisch ermittelte Grundschwingform der einfeldrigen Stahlbetonplattenbrücke (Tragwerk Gleis 1 und Gleis 2)  
 Fig. 2. Calculated fundamental frequency of the single span concrete slab bridge (structure rail 1 and rail 2)

dem Tragwerk Gleis 2 einzelne Steckeisen zur horizontalen Festhaltung der Stahlbetonplatte ausgeführt wurden. Im Brückenquerschnitt ist erkennbar, dass die Stahlbetonplatte (quer zur Brückenachse) durch eine Dehnfuge getrennt ist, das heißt es handelt sich um zwei parallel nebeneinander ausgeführten Stahlbetonplattenbrücken mit einer Breite von jeweils 4,60 m (gemessen im rechten Winkel auf die Gleisachse). Die über die gesamte Tragwerkslänge durchgehende Dehnfuge wird im Rechenmodell dadurch berücksichtigt, dass die Stahlbetonplatten Gleis 1 und Gleis 2 als zwei getrennte Einzelbrückentragwerke dynamisch berechnet werden.

### 3.2 Modellbildung und Ermittlung Eigenfrequenzen des Stahlbetonplattentragwerks

Für das hier diskutierte einfeldrige Stahlbetonplattentragwerk liegt es nahe, im ersten Schritt das simpelste mechanische Modell des ebenen beidseitig gelenkig gelagerten Einfeldträgers als Grundlage für die dynamische Berechnung zu wählen. Da die beiden parallel nebeneinander ausgeführten Stahlbetonplatten die gleichen Abmessungen aufweisen ist das ebene mechanische Modell für beide Tragwerke identisch. Ergänzend zu diesem simplen ebenen mechanischen Modell der Brücke wurde zur Erhöhung der Rechengenauigkeit ein räumliches Plattentragwerk mittels FEM erzeugt. In diesem Modell kann die Brückenschiefe und der tatsächliche Einwirkungsort der Ausbaulasten (Schotter, Gleisrost und Randbalken) berücksichtigt werden. Gemäß den Angaben in den Bestandsplänen wurden bei dem Tragwerk Gleis 1 einzelne punktförmige Elastomerlager angeordnet. Bei der Einzellagerung wurde den Elastomerlagern eine vertikale und horizontale Federsteifigkeit von  $c_{\text{vertikal}} = 1e8 \text{ kN/m}$  und  $c_{\text{horizontal}} = 1e7 \text{ kN/m}$  zugeordnet. Bei dem Tragwerk Gleis 2 wurde im räumlichen FEM-Modell eine linienförmige Lagerung zur Berücksichtigung der über die Tragwerksbreite ausgeführten einzelnen Steckeisen modelliert. Der linienförmigen Lagerung wurde eine vertikale und horizontale Federsteifigkeit von  $c_{\text{vertikal}} = 1e7 \text{ kN/m}$  und  $c_{\text{horizontal}} = 1e6 \text{ kN/m}$  zugeordnet. Die Masse pro Längeneinheit des Tragwerks und der ständigen Lasten wurde anhand der vorliegenden Bestandspläne ermittelt und in Summe ergibt sich eine Laufmeterlast von  $\rho A = 12\,610 \text{ kg/m}$ . Für den E-Modul wurde der statische Wert  $E_{\text{cm}} = 29\,000 \text{ N/mm}^2$  für die Betongüte B300 angenommen. Die Biegesteifigkeit  $E_{\text{cm}} J_{0,ZI} = 1,4e3 \text{ MNm}^2$  ergibt sich aus dem E-Modul und dem Flächenträgheitsmoment des

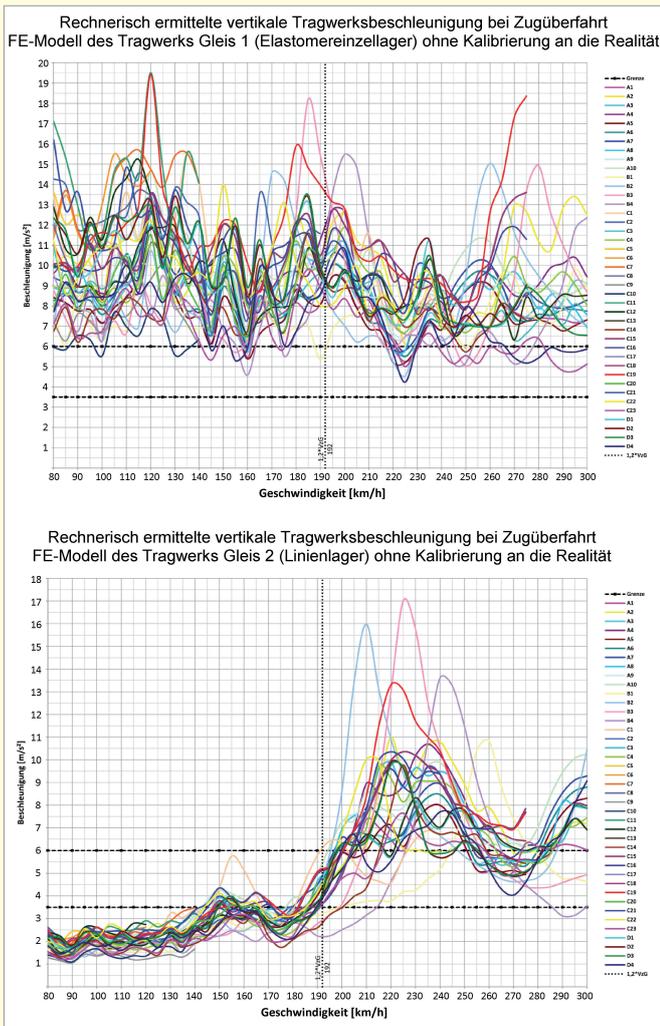
Betonquerschnitts im ungerissenen Zustand I der Tragwerksplatte. Die Auswertung der analytischen Formel Gleichung (1) für den beidseitig gelenkig gelagerten Bernoulli-Euler Balken [6] liefert  $f_1 = 14,94 \text{ Hz}$  für die Grundfrequenz (erste Biegeeigenfrequenz). Dieser Wert der Eigenfrequenz ergibt sich auch im ebenen FE-Modell.

Im Bild 2 sind die rechnerisch ermittelten Grundschwingungsformen für das räumliche FE-Modell mit Elastomereinzellager (Tragwerk Gleis 1) und Linienlagerung (Tragwerk Gleis 2) dargestellt. Man erkennt, dass die Grundfrequenz  $f_1$  (erste Biegeeigenfrequenz) des Tragwerks Gleis 1 im räumlichen Modell sich geringfügig höher als bei dem ebenen Modell ergibt. Dies wird auf die Berücksichtigung der Brückenschiefe und tatsächlichen Positionen der Ausbaulasten zurückgeführt. Bei dem Tragwerk Gleis 2 ergibt sich gegenüber der Einzellagerung aufgrund der linienförmigen Lagerung eine um circa 20 % höhere Grundfrequenz.

### 3.3 Dynamische Berechnung der Zugüberfahrten (nicht kalibrierte FE-Modelle)

Für die Tragwerke Gleis 1 und Gleis 2 wurde eine dynamische Berechnung der Zugüberfahrt mit Anwendung des Modells der fahrenden Einzellasten (Achslasten) gemäß ÖNORM EN 1991-2 [1] durchgeführt und in dieser Berechnung wurde die Überfahrt von insgesamt 41 unterschiedlichen in [2] definierten Norm- und Betriebszüge simuliert. In der Berechnung wurde der Geschwindigkeitsbereich von 80 km/h bis 300 km/h betrachtet und die Schrittweite der Zuggeschwindigkeit wurde mit 1 km/h gewählt. Neben dem Eigengewicht des Brückentragwerks werden in der dynamischen Berechnung die mitschwingenden ständigen Massen (Schutzbeton, Schotterbett, Gleisrost und Randbalken) berücksichtigt. Gemäß [2] wird aufgrund der geringen Stützweite keine anteilige Zugmasse berücksichtigt. Die Lehr'sche Dämpfung ist in der dynamischen Berechnung gemäß ÖNORM EN 1991-2 [1] mit  $\zeta = 1,5 + 0,07 \cdot (20 - L_{\text{STW}}) = 2,49 \%$  (für alle Schwingungsformen) anzunehmen.

Die für die vertikale Tragwerksbeschleunigung ermittelten Berechnungsergebnisse sind in der Form von Resonanzkurven für die nicht kalibrierten FE Modelle in Bild 3 dargestellt. Im Bild 3 ist auch der für die Beurteilung der dynamischen Gebrauchstauglichkeit des Tragwerks maßgebende Geschwindigkeitsbereich (von 80 km/h bis  $VzG \times 1,20 = 192 \text{ km/h}$ ) eingetragen. Hierbei bezeichnet VzG die örtlich zulässige Maximalgeschwindigkeit. Die für die unterschiedlichen



**Bild 3.** Rechnerisch ermittelte maximale vertikale Tragwerksbeschleunigungen des Brückendecks bei Zugüberfahrt für die nicht kalibrierten FE-Modelle des Stahlbetonplattentragwerks

Fig. 3. Maximum calculated vertical bridge deck acceleration due to train crossing, FE model not calibrated to reality

Zugstypen in der Berechnung angesetzten Achslasten und Achsabstände sind in [2] definiert. Die bei der Darstellung der Berechnungsergebnisse in Bild 3 verwendeten Abkürzungen werden nachfolgend erläutert:

- A1 bis A10 ... HSLM-A Typen
- B1 bis B4 ... HSLM-B Typen
- C1 bis C12 ... reale Betriebszüge
- C13 und C14 ... ICE Hochgeschwindigkeitszüge
- C15 bis C19 ... Railjet Typen
- C20 bis C25 ... weitere Betriebszüge im österreichischen Streckennetz
- D1 bis D4 ... Zusätzliche Betriebslastenzüge gemäß den Angaben der ÖBB

Für das Tragwerk Gleis 1 ergibt sich für das nicht kalibrierte (nicht realitätsangepasste) räumliche FE-Modell mit Elastomereinzellagerung eine maximale vertikale Tragwerksbeschleunigung von  $a_{z,max,Gleis1} = 19,60\text{m/s}^2$  und für das Tragwerk Gleis 2 mit Linienlagerung  $a_{z,max,Gleis2} = 17,20\text{m/s}^2$ . Die zulässige vertikale Tragwerksbeschleunigung ist in [5] für Eisenbahnbrücken mit Schotteroberbau mit  $a_{z,zul} \leq 6,0\text{m/s}^2$  definiert und dieser Wert ist bei den zwei Tragwerken des analysierten Stahlbetonplattentragwerks um circa das Doppelte überschritten. Als Konsequenz des



**Bild 4.** Ansicht des Stahlbetonplattentragwerks und der abgehängten Long Stroke Shaker

Fig. 4. Front view of the concrete slab bridge and position of the two Long Stroke Shaker on the hang construction underneath the bridge

erzielten negativen Berechnungsergebnisses müsste die Bestandsbrücke aufgrund der hohen Gefahr der Schotterdestabilisierung sofort außer Betrieb genommen werden und eine massive Verstärkung bis hin zum Neubau des Brückenobjekts müsste geplant und ausgeführt werden.

Bei den in Bild 3 dargestellten Resonanzkurven ist auffällig, dass insbesondere bei dem Tragwerk Gleis 1 mit Elastomereinzellagerung bereits im niedrigen Geschwindigkeitsbereich signifikante Überschreitungen des Grenzwertes der vertikalen Tragwerksbeschleunigung für Bestandsbrücken  $a_{z,zul} \leq 6,0$  auftreten. Nahezu jeder der berechneten Zugstypen überschreitet über den gesamten analysierten Geschwindigkeitsbereich von 80 km/h bis 300 km/h den Grenzwert.

### 3.4 Dynamische Messung des Stahlbetonplattentragwerks

Es stellt sich nun die Frage, wie genau die für Tragwerk Gleis 1 und Gleis 2 erstellten räumlichen FE-Modelle das reale Verhalten bei Zugüberfahrt abbilden und ob mit diesen Modellen eine zuverlässige Aussage zur dynamischen Gebrauchstauglichkeit des Stahlbetonplattentragwerks getätigt werden kann. Zur Überprüfung der Modellgenauigkeit beziehungsweise zum Vergleich der auf Basis der Bestandspläne rechnerisch ermittelten dynamischen Parameter (Eigenfrequenzen und Tragwerksdämpfungen) mit den tatsächlich in der Realität vorhandenen Werten, wurde von der ÖBB entschieden, dynamische Messungen bei den Tragwerken Gleis 1 und Gleis 2 durchzuführen. Die Ergebnisse der dynamischen Messungen werden in weiterer Folge zur Kalibration der räumlichen Rechenmodelle zwecks Anpassung an die Realität verwendet. Mit den kalibrierten, an die Realität angepassten, räumlichen Modellen wird die dynamische Berechnung der Zugüberfahrten dann nochmals durchgeführt und beurteilt.

Für die dynamischen Messungen wurde die sogenannte krafterregte Schwingungsanregungsmethode angewendet. Bei dieser Methode werden zwei elektromagnetische Schwingerreger (Kurzbezeichnung: Long Stroke Shaker), die jeweils mit einem geschlossenen Regelkreis ausgeführt sind, zur künstlichen Schwingungsanregung des jeweiligen Brückentragwerks verwendet. In [7] und [8] wird ausführlich dargelegt, dass die krafterregte Schwingungsanregungsmethode gegenüber den üblichen Methoden, wie der

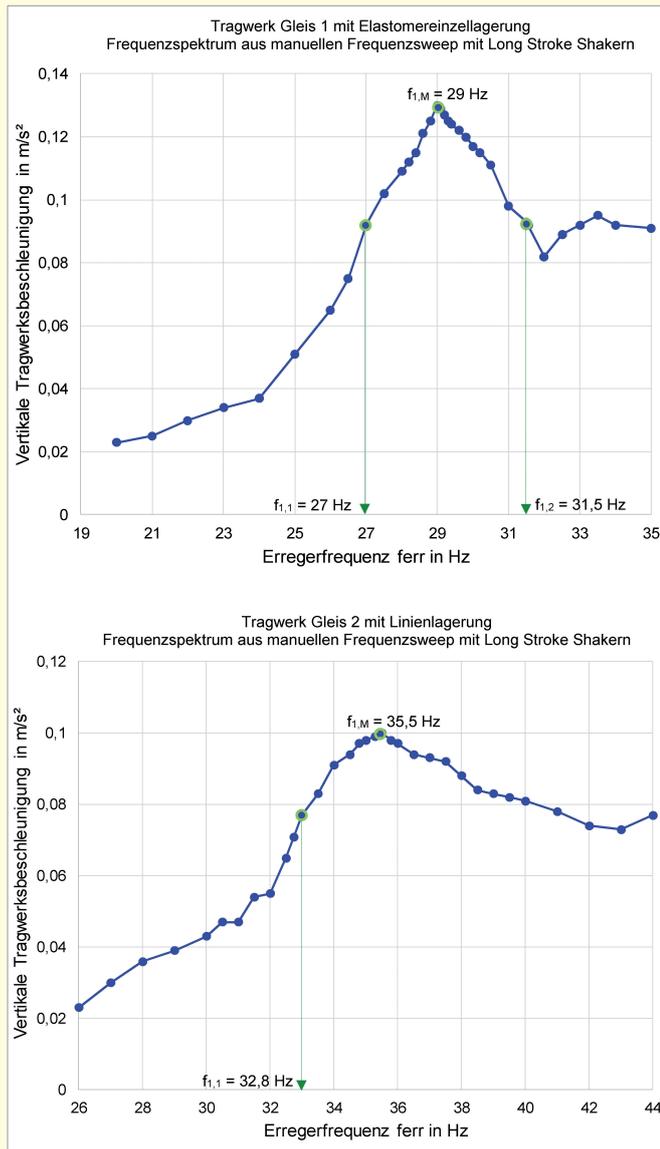


Bild 5. Amplitudenspektrum des Tragwerks Gleis 1 und Gleis 2 generiert aus manuellen Frequenzsweep mittels zwei Long Stroke Shaker  
 Fig. 5. Frequency response function of the bridge structure rail 1 and 2 generated through a manual sine sweep with two long stroke shakers

ambienten Schwingungsanregung, der Impulsanregung und dem Ausschwingen nach Zugüberfahrt, insbesondere bei höher gedämpften Brückentragwerken in Bezug auf die Regel- und Steuerbarkeit der Erregerfrequenzen und Erregerkräfte sowie der Reproduzierbarkeit der Messergebnisse große Vorteile bietet. In der Praxis wird festgestellt, dass insbesondere die zuverlässige und reproduzierbare Ermittlung der tatsächlichen Größe für die Lehr'sche Dämpfung des Brückentragwerks eine Herausforderung darstellt. Durch Anwendung der Long Stroke Shaker mit geschlossenem Regelkreis für die Schwingungsanregung kann die Erregerkraftamplitude über den gesamten interessierenden Anregungsfrequenzbereich konstant gehalten werden. Dadurch ergibt sich ein für die Anwendung der Bandbreitenmethode zur Dämpfungsermittlung optimal geeigneter und der Theorie der Bandbreitenmethode entsprechender Amplitudenfrequenzgang. Die zwei Long Stroke Shaker wurden auf einer für den speziellen Anwendungsfall eigens entwickelten Abhängekonstruktion unterhalb des jeweiligen Tragwerks in Brücken-

mitte montiert. Beim Entwurf der Konstruktion wurde darauf geachtet, dass die Eigenfrequenzen der Konstruktion selbst außerhalb des geplanten Anwendungsbereiches für Eisenbahnbrücken von 2Hz bis 50Hz liegen. Im Bild 4 ist die verwendete Abhängekonstruktion im bereits montierten Zustand und die darauf positionierten Long Stroke Shaker dargestellt. Bei den Tragwerken Gleis 1 und Gleis 2 wurden jeweils immer zwei Shaker verwendet.

Zur Messung der bei Anregung mit den zwei Long Stroke Shakern sich ergebenden zeitlichen Schwingungsantworten wurden pro Tragwerk zwei piezoelektrische Beschleunigungssensoren in Brückenmitte (Sensor A1 bei Tragwerk Gleis 2 und Sensor A3 bei Tragwerk Gleis 1) und zwei weitere am Brückenrand (Sensor A2 bei Tragwerk Gleis 2 und Sensor A4 bei Tragwerk Gleis 1) installiert. Die Abtast- und Speicherrate wurde mit 600Hz festgelegt.

Nach Installation und Inbetriebnahme der Long Stroke Shaker und der Beschleunigungssensoren wurde die kraft-erregte Schwingungsmessung nacheinander in Form eines automatischen und eines manuellen Frequenzsweeps durchgeführt. Der automatische Frequenzsweep wurde nur zur Ermittlung eines ersten Anhaltswertes für die realen Eigenfrequenzen der beiden Tragwerke verwendet. Mit dem manuellen Frequenzsweep erfolgte die verfeinerte Ermittlung der Eigenfrequenzen und der zugehörigen Lehr'schen Dämpfungen.

Für die Durchführung des automatischen Frequenzsweeps wurde in der Steuerungssoftware der Long Stroke Shaker der interessierende Frequenzbereich für den Sinussweep (von 10Hz bis 50Hz) und die Sweepgeschwindigkeit (0,1 Hz pro 1 Sekunde) definiert. Für den gesamten interessierenden Frequenzbereich von 40Hz betrug die Sweepdauer daher 400 Sekunden. Über die gesamte Sweepdauer wurden die sich ergebenden Schwingbeschleunigungen aufgezeichnet und gespeichert. Für das Tragwerk Gleis 1 mit Elastomereinzellagern hat sich die Grundfrequenz aus dem automatischen Frequenzsweep zu 28,60Hz und für das Tragwerk Gleis 2 mit Linienlagerung zu 35,40Hz ergeben. Nach Vorliegen dieser ersten Anhaltswerte, die den tatsächlichen Eigenfrequenzen aber schon sehr nahekommen, wurde der manuelle Frequenzsweep mit den beiden Long Stroke Shakern durchgeführt. Dabei wurde der reduzierte Frequenzbereich (von 20Hz bis 35Hz beim Tragwerk Gleis 1 und von 26 Hz bis 44 Hz beim Tragwerk Gleis 2) in der nun bekannten Umgebung der Grundfrequenz verfeinert betrachtet beziehungsweise messtechnisch analysiert. In einem sehr geringen Frequenzschritt ( $\Delta f_{err} < 0,10$ Hz im Bereich der Eigenfrequenzspitzen) wurden die einzelnen Frequenzstellen mit den Long Stroke Shakern angeregt und es wurde bis zum vollständigen Erreichen des eingeschwungenen Zustandes abgewartet. Die im eingeschwungenen Zustand sich als stationär ergebende maximale Amplitude der Schwingbeschleunigung wurde gespeichert und im Diagramm des Frequenzspektrums aufgetragen. Die mit dem manuellen Frequenzsweep ermittelten Amplitudenfrequenzgänge sind im Bild 5 für das Tragwerk Gleis 1 und 2 dargestellt. Man erkennt, dass sich die Grundfrequenzen (erste Biegeeigenfrequenz) bei dem Tragwerk Gleis 1 und Gleis 2 bei Anwendung des manuellen Sweeps zu  $f_{1,M,TW-Gleis1} = 29,0$ Hz und  $f_{1,M,TW-Gleis2} = 35,50$ Hz ergeben. Diese Grundfrequenzen unterscheiden sich nur geringfügig von den Ergebnissen, die mit dem automatischen Frequenzsweep ermittelt wurden. Die aus dem manuellen Fre-

quenzsweep ermittelten Amplitudenfrequenzgänge (Bild 5) wurden in weiterer Folge durch Anwenden der Bandbreitenmethode ( $\sqrt{2}$ -Methode) zur Ermittlung der Lehr'schen Dämpfung für die Tragwerke Gleis 1 und Gleis 2 herangezogen. In [6] ist die Gleichung zur Anwendung der Bandbreitenmethode wie folgt definiert:

$$\zeta_M = \frac{f_{1,2} - f_{1,1}}{f_{1,1} + f_{1,2}} \quad (3)$$

Dabei definieren  $f_{1,1}$  und  $f_{1,2}$  die beiden Frequenzstellen, die sich bei Reduktion der Amplitude  $a_{max}$  um den Faktor  $1/\sqrt{2}$  im Frequenzgang ergeben (Bild 5). An dieser Stelle wird darauf hingewiesen, dass der Ermittlung des Amplitudenmaximalwertes im Frequenzgang des manuellen Sweeps eine sehr hohe Bedeutung zukommt, das heißt die Frequenzschritte sind in unmittelbarer Umgebung der Eigenfrequenz des jeweiligen Tragwerks ausreichend gering zu wählen. Im Bild 5 sind für das Tragwerk Gleis 1 die beiden Frequenzstellen  $f_{1,1} = 27\text{ Hz}$  und  $f_{1,2} = 31,5\text{ Hz}$  eingetragen und die Anwendung der Bandbreitenmethode (Gleichung 3) liefert für die Lehr'sche Dämpfung den Wert  $\zeta_{M,TW-Gleis1} = 7,70\%$ . Bei dem Tragwerk Gleis 2 wurde der linke ansteigende Ast des Frequenzganges (Bild 5) zur Ermittlung der Frequenzstelle  $f_{1,1} = 32,8\text{ Hz}$  herangezogen und die rechte Frequenzstelle  $f_{1,2} = 38,2\text{ Hz}$  wurde auf der sicheren Seite liegend durch Spiegelung des linken Astes in Bezug auf die Eigenfrequenz  $f_{1,M,TW-Gleis2} = 35,5\text{ Hz}$  ermittelt. Die Anwendung der Bandbreitenmethode (Gleichung 3) liefert für das Tragwerk Gleis 2 mit Linienlagerung eine zur Grundschwingungsform zugehörige Lehr'sche Dämpfung von  $\zeta_{M,TW-Gleis2} = 7,60\%$ .

### 3.5 Vergleich Messung – Rechnung und Berechnung Zugüberfahrt mit kalibrierten FE-Modellen

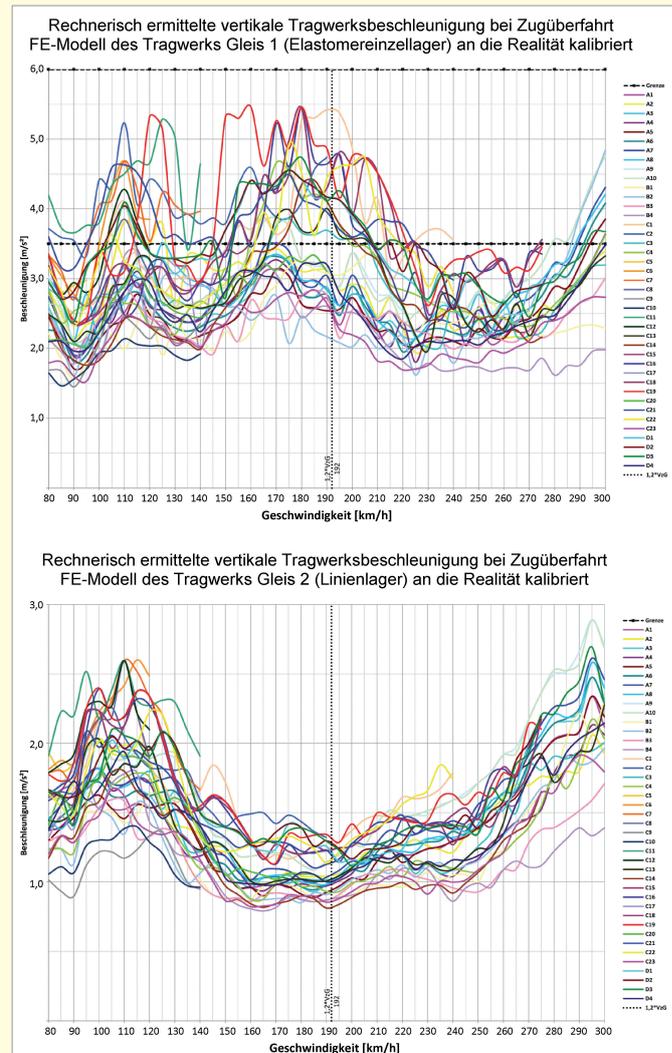
In der Tabelle 1 ist der Vergleich der gemessenen und der rechnerisch ermittelten dynamischen Parameter (Eigenfrequenzen und Lehr'sche Dämpfungen) für das analysierte Stahlbetonplattentragwerk Gleis 1 (mit Elastomereinzellager) und Gleis 2 (mit Linienlagerung) dargestellt. Die Unterschiede zwischen den rechnerisch ermittelten Grundfrequenzen und den tatsächlich an den Tragwerken Gleis 1 und Gleis 2 gemessenen Werten beträgt circa 85 %, das heißt die bei der realen Brücke tatsächlich vorhandene erste Biegeeigenfrequenz ist um den Faktor 1,85 höher als die im theoretischen Rechenmodell ermittelte Eigenfrequenz. Zusätzlich liefert die durchgeführte dynamische Messung eine Lehr'sche Dämpfung, die im Vergleich zu den Vorgaben in der ÖNORM EN 1991-2 [1] bei den realen Brückentragwerken circa um den Faktor 3 höher ist.

Es wird festgestellt, dass sich die signifikanten Unterschiede in den berechneten und gemessenen Eigenfrequenzen der Tragwerke Gleis 1 und Gleis 2 trotz gewissenhafter und ingenieurmäßig dem Stand der Technik entsprechender räumlicher Modellierung ergeben haben. Ohne Durchführung der dynamischen Messung am realen Brückentragwerk hätte die FE-Modellierung der Tragwerke nicht weiter optimiert beziehungsweise der Realität angepasst werden können. Nun liegt mit den Ergebnissen der dynamischen Messungen aber eine zusätzliche Erkenntnis vor, die eine

**Tabelle 1. Vergleich der gemessenen und der rechnerisch ermittelten dynamischen Parameter für das Stahlbetonplattentragwerk mit Elastomereinzellager (Gleis 1) und mit Linienlagerung (Gleis 2)**  
 Table 1. Comparison of measured and calculated dynamic parameters of the concrete slab bridge with single elastomeric support (structure rail 1) and with line support (structure rail 2)

Messergebnisse Stahlbetonplattentragwerk Gleis 1 mit Elastomereinzellagerung			
Messtechnisch ermittelte Grundfrequenz (erste Biegeeigenfrequenz) $f_{1,M}$	$f_{1,M} = 29\text{ Hz}$	$f_{1,Rechnung} = 15,81\text{ Hz}$	Faktor 1,8
Messtechnisch ermittelte Lehr'sche Dämpfung $\zeta_M$	$\zeta_M = 7,70\%$	$\zeta_{EN\ 1991-2} = 2,49\%$	Faktor 3,1
Messergebnisse Stahlbetonplattentragwerk Gleis 2 mit Linienlagerung			
Messtechnisch ermittelte erste Biegeeigenfrequenz $f_{1,M}$	$f_{1,M} = 35,5\text{ Hz}$	$f_{1,Rechnung} = 19,25\text{ Hz}$	Faktor 1,8
Messtechnisch ermittelte Lehr'sche Dämpfung $\zeta_M$	$\zeta_M = 7,60\%$	$\zeta_{EN\ 1991-2} = 2,49\%$	Faktor 3,1

Kalibration des von der Realität abweichenden Rechenmodells erlaubt. Die Anpassung des Rechenmodells an die tatsächlich gemessenen Eigenfrequenzen erfolgte sowohl bei Tragwerk Gleis 1 (mit Elastomereinzellager) als auch bei Tragwerk Gleis 2 (mit Linienlagerung) durch Erhöhung beziehungsweise Anpassung der Biegesteifigkeit. Die Lehr-



**Bild 6. Rechnerisch ermittelte maximale vertikale Tragwerksbeschleunigungen des Brückendecks bei Zugüberfahrt für die kalibrierten FE-Modelle des Stahlbetonplattentragwerks**  
 Fig. 6. Maximum calculated vertical bridge deck acceleration due to train crossing, finite element model of the concrete slab bridge calibrated to reality

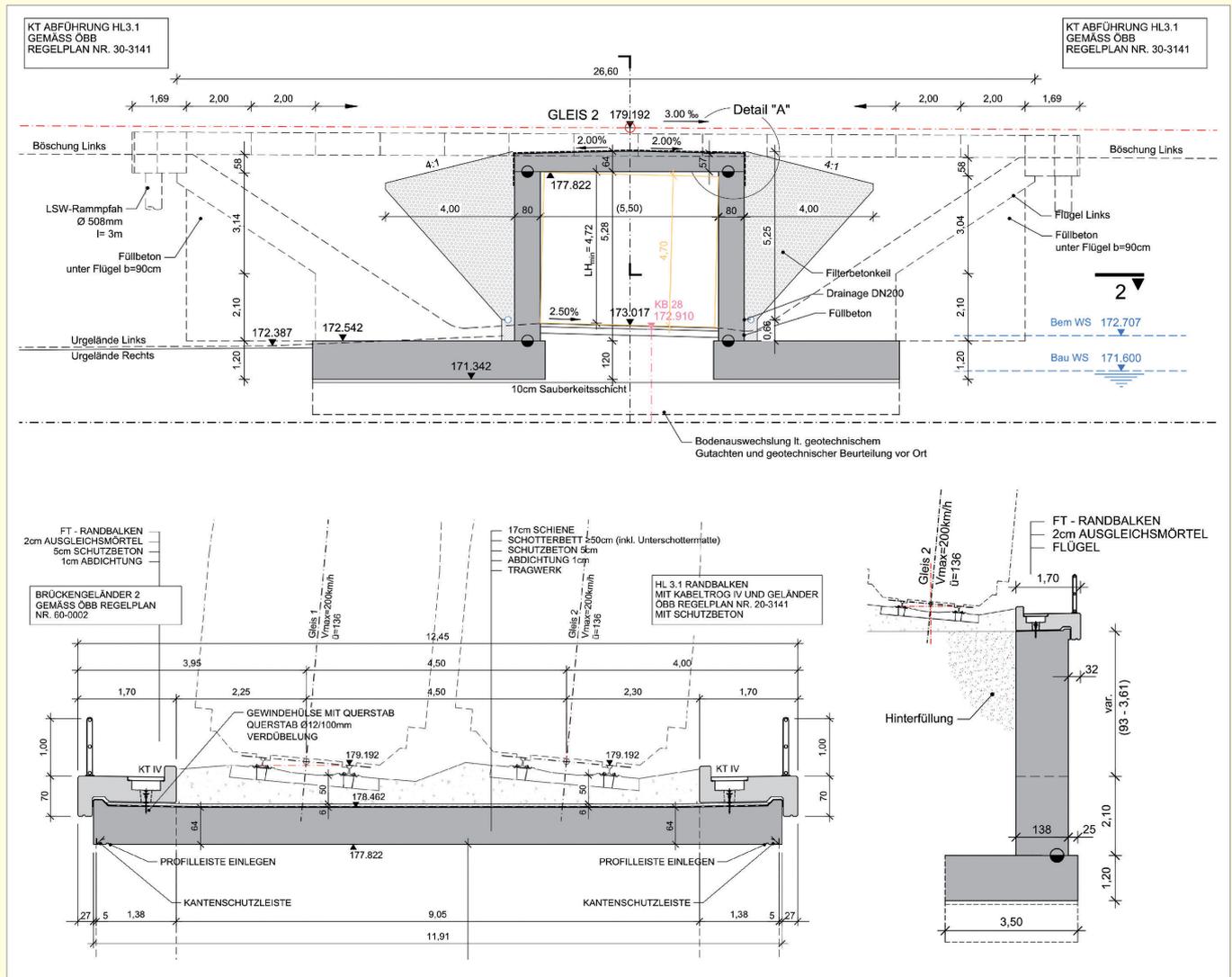


Bild 7. Längs- und Querschnitt des Rahmentragwerks mit Darstellung der Flügelwände (als gestrichelte Linien)  
 Fig. 7. Longitudinal and cross section of framed concrete bridge

ische Dämpfung wurde im Rechenmodell für die Grundschwingungsform ebenfalls der Realität angepasst. Nach Kalibration des Rechenmodells mit den gemessenen Werten (Tabelle 1) wurde die dynamische Berechnung der Zugüberfahrten mit allen Zugtypen nochmals durchgeführt und die sich ergebenden realitätsangepassten Resonanzkurven sind in Bild 6 dargestellt. Die am kalibrierten räumlichen Modell ermittelten maximalen vertikalen Tragwerksbeschleunigungen ergeben sich für das Tragwerk Gleis 1 mit Elastomereinzellagerung und für das Tragwerk Gleis 2 mit Linienlagerung zu  $a_{z,max,Gleis1} = 5,50 \text{ m/s}^2$  und  $a_{z,max,Gleis2} = 2,80 \text{ m/s}^2$  (nicht kalibriertes Modell  $19,60 \text{ m/s}^2$  und  $17,20 \text{ m/s}^2$ ). Damit ist der in [3] definierte Wert für die zulässige vertikale Tragwerksbeschleunigung für Eisenbahnbrücken mit Schotteroberbau  $a_{z,zul} \leq 6,0 \text{ m/s}^2$  bei beiden Tragwerken Gleis 1 und Gleis 2 eingehalten und es sind keinerlei bauliche und/oder betriebliche Maßnahmen wie die Verstärkung bis hin zum der Neubau des Brückentragwerks erforderlich. Das bestehende Stahlbetonplattentragwerk kann damit ohne Einschränkung für die analysierten Zugtypen und für die örtlich erlaubte Streckengeschwindigkeit freigegeben werden.

## 4 Rahmentragwerk, Diskrepanz Messung – Rechnung

### 4.1 Beschreibung des Rahmentragwerks und Tragwerksparameter

In diesem Abschnitt wird die Diskrepanz zwischen Messung und Berechnung anhand eines 2-gleisigen Rahmentragwerks mit einer lichten Weite von  $L_W = 5,50 \text{ m}$  und einer Stützweite von  $L_{STW} = 6,30 \text{ m}$  (gemessen von der Mitte der Widerlagerwände normal auf die Widerlagerachse) diskutiert. Das Rahmentragwerk ist mit einer Flachfundierung ausgeführt und es weist im Grundriss mit  $84,90^\circ$  eine geringe Schiefe auf. Im Bild 7 ist der Längs- und Querschnitt des Rahmentragwerks dargestellt.

Die über die gesamte Rahmenbreite  $B_{TW} = 11,91 \text{ m}$  durchgehende Tragwerksplatte hat in Brückenmitte eine Dicke von  $d_{TW,M} = 0,64 \text{ m}$  und am Brückenrand  $d_{TW,R} = 0,57 \text{ m}$ . Das Verhältnis der lichten Weite zur Tragwerksbreite beträgt  $L_W / B_{TW} = 0,46$  und die Schlankheit  $L_{STW} / d_{TW} = 9,8$ . Die Dicke der Widerlagerwände beträgt  $d_W = 0,80 \text{ m}$  und als Hinterfüllung wurde ein Filterbetonkeil ausgeführt. Im Anschluss zum Filterbetonkeil wurde im oberen Bereich des Tragwerks eine  $5 \text{ cm}$  dicke Schutzplatte aus XPS eingelegt. Auf der Tragwerksplatte ist eine Isolierung und darauf ein Schutzbeton mit  $d_{SB} = 0,10 \text{ m}$  ausgeführt. Das Schotterbett

ist im Mittel  $d_s = 0,50\text{ m}$  stark und auf einer Unterschottermatte flächig elastisch gelagert. Dieser bei Eisenbahnbrücken standardmäßig ausgeführten elastischen Bettung des Gleisschotter mittels Unterschottermatten kommt generell bei dynamischen Messungen der Brückeneigenfrequenzen eine große Bedeutung zu. Auf beiden Rändern des Tragwerks sind Randbalken Typ HL 3.1 ausgeführt und mit einem Anker gelenkig an die Tragwerksplatte angeschlossen. An den Stirnseiten der Widerlagerwände des Rahmentragwerks sind auf beiden Seiten in Gleisrichtung massive Stahlbetonflügelwände mit einer Stärke von  $d_{FW} = 1,38\text{ m}$  biegesteif angeschlossen. Diese Flügelwände liefern einen signifikanten Beitrag zur Längs- und Quersteifigkeit des Rahmentragwerks und sie haben einen großen Einfluss auf die sich ergebenden Eigenfrequenzen. In Abschnitt 4.3 wird gezeigt, dass zur Erzielung von plausiblen beziehungsweise realitätsnahen Ergebnissen für die Eigenfrequenzen und zugehörigen Schwingungsformen von Rahmentragwerken die Flügelwände im FE-Modell für die dynamischen Berechnungen der Zugüberfahrten berücksichtigt werden sollen.

#### 4.2 Modellbildung und Ermittlung Eigenfrequenzen des Rahmentragwerks

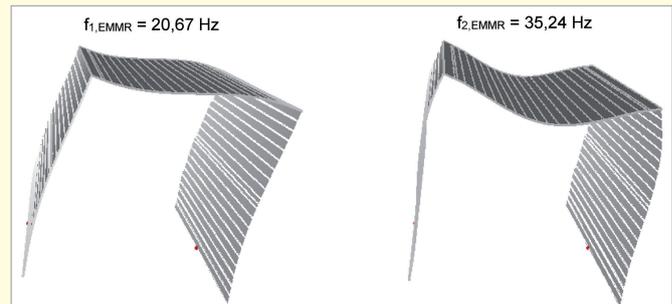
Die Modellbildung des Rahmentragwerks erfolgt stufenweise nach dem folgenden Schema:

- Stufe 1: Ebenes Modell ohne Rahmenstiele (EMOR)
- Stufe 2: Ebenes Modell mit Rahmenstielen (EMMR)
- Stufe 3: Räumliches Modell ohne Flügelwände (RMOF)
- Stufe 4: Räumliches Modell mit Flügelwänden (RMMF)

Bei den unterschiedlichen Modellierungsstufen des Rahmentragwerks werden die bei Zugüberfahrt relevanten Eigenfrequenzen berechnet und die erzielten Ergebnisse werden miteinander verglichen.

Im ebenen Modell des Rahmentragwerks ohne Rahmenstiele (EMOR) wird lediglich die Tragwerksplatte mit den ständigen Lasten als beidseitig eingespannter Bernoulli-Euler-Balken betrachtet. Die Rahmenstiele mit deren elastischer Bettung zur Hinterfüllung hin und die Flügelwände werden in diesem vereinfachten Balkenmodell nicht berücksichtigt. Weiterhin unberücksichtigt bleiben alle Querschwingungsformen des Rahmentragwerks. Mit diesem vereinfachten Balkenmodell wird die Endrotation der Tragwerksplatte im Einspannpunkt der Rahmenstiele beziehungsweise der Widerlagerwände nicht berücksichtigt. Die Masse pro Längeneinheit des Tragwerks und der ständigen Lasten (Schutzbeton, Gleisschotter, Gleisrost und Randbalken) wurde anhand der vorliegenden Bestandspläne des Rahmentragwerks ermittelt und in Summe ergibt sich eine Laufmeterlast von  $\rho A = 32\,570\text{ kg/m}$ . Gemäß [2] muss aufgrund der geringen Stützweite des Rahmentragwerks von  $L_{STW} < 7,0\text{ m}$  die anteilige Zugmasse (2 Tonnen pro Meter) in den mitschwingenden Massen nicht berücksichtigt werden. Für den E-Modul wurde der statische Wert  $E_{cm} = 33\,000\text{ N/mm}^2$  für die Betongüte C30/37 angenommen. Die Biegesteifigkeit  $E_{cm}J_{0,ZI} = 8,99\text{e}5\text{ MNm}^2$  ergibt sich aus dem E-Modul und dem Flächenträgheitsmoment der Tragwerksplatte im ungerissenen Zustand I. Die Auswertung der Gleichung 2 liefert  $f_{1,EMOR} = 46,78\text{ Hz}$  als erste (Biege-)Eigenfrequenz (Längsbiegemode) des Rahmentragwerks.

Das in der Stufe 2 untersuchte ebene Modell EMMR (mit Berücksichtigung der Rahmenstiele) wurde mit der Soft-



**Bild 8.** Rechnerisch ermittelte Eigenfrequenzen und Schwingungsformen für das ebene Modell des Rahmentragwerks mit Berücksichtigung der Rahmenstiele (EMMR)

Fig. 8. Calculated natural frequencies and corresponding mode shapes of the framed bridge with concrete abutment walls taken into account

ware RailAIXpert erzeugt und in diesem Modell wird die seitliche Bettung der Widerlagerwände mit  $100\text{ MN/m}^5$  (ohne Zugausfall der Bodenfedern) bereits berücksichtigt. In diesem ebenen Modell werden aber weiterhin die Querschwingungsformen der Tragwerksplatte nicht berücksichtigt. Nach Eingabe der Masse pro Längeneinheit und der Biegesteifigkeit (analog zu den Werten des Modells EMOR) ergeben sich die ersten zwei Eigenfrequenzen zu  $f_{1,EMMR} = 21,12\text{ Hz}$  und  $f_{2,EMMR} = 35,24\text{ Hz}$ . Die zugehörigen Schwingungsformen sind in **Bild 8** dargestellt. Man erkennt, dass der ersten Eigenfrequenz eine für Rahmentragwerke typische Schwingungsform zugeordnet ist, bei der die Rahmenstiele eine horizontale Biegeschwingung aufweisen und die Tragwerksplatte entsprechend unsymmetrisch verformen. Die zur zweiten Eigenfrequenz zugehörige Schwingungsform ist eine symmetrische Längsbiegeschwingung der Tragwerksplatte und diese ist für den Vergleich mit dem Modell EMOR heranzuziehen. Da sich im Modell EMMR die Tragwerksplatte gemeinsam mit dem Rahmenstiel verdrehen kann, ist die sich ergebende Eigenfrequenz signifikant geringer als im Modell EMOR ( $f_{1,EMOR} = 46,78\text{ Hz}$  zu  $f_{1,EMMR} = 35,24$ ).

Das räumliche Modell des Rahmentragwerks ohne Flügelwände (RMOF) wurde mit der Software Infograph erstellt und in diesem Modell der Stufe drei wurde wie bei dem Modell EMMR die seitliche Bettung der Widerlagerwände mit  $100\text{ MN/m}^5$ , ohne Berücksichtigung eines Ausfalles der Bodenfedern bei Zugbeanspruchungen, angenommen. Bei dem Übergang der Widerlagerwände zum Fundament wurde eine Drehfeder mit der Steifigkeit  $c_\phi = 1\,000\text{ MNm/rad}$  angenommen. Die ständigen Lasten wurden gemäß den Bestandsplänen am tatsächlichen Einwirkungsort aufgebracht. Eine anteilig mitschwingende Bodenmasse wurde weder im Hinterfüll- noch im Flachfundamentbereich angesetzt. Im **Bild 9** sind die im räumlichen Modell des Rahmentragwerks ohne Flügelwände rechnerisch ermittelten ersten vier Eigenfrequenzen und die zugehörigen Schwingungsformen dargestellt.

In der vierten Modellierungsstufe wurden zusätzlich zur Modellierungsstufe drei die massiven Flügelwände in das räumliche Modell mit aufgenommen und diesen wurde ebenfalls eine Bettungsziffer von  $100\text{ MN/m}^5$  zugeordnet. Im Übergang zur Flachfundierung der Flügelwände wurde wiederum die Drehfedersteifigkeit von  $c_\phi = 1\,000\text{ MNm/rad}$  angesetzt. Im **Bild 10** sind die im räumlichen Modell des Rahmentragwerks mit Flügelwänden (RMMF) rechnerisch

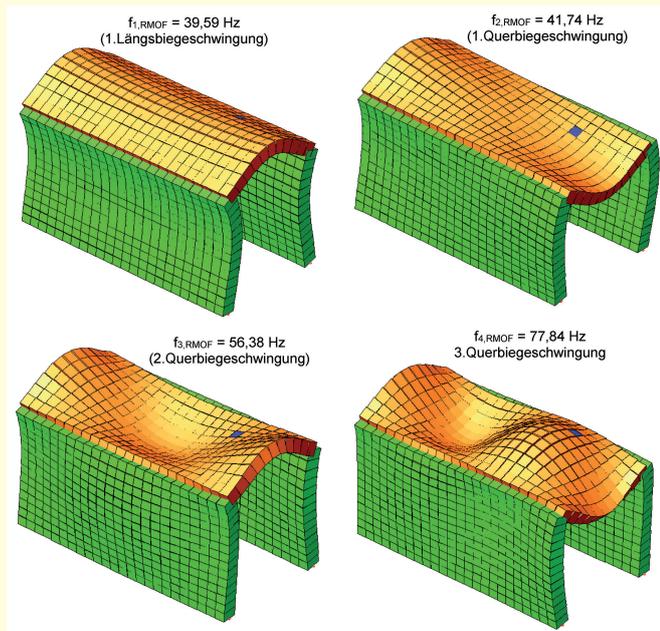


Bild 9. Rechnerisch ermittelte Eigenfrequenzen und Schwingungsformen für das räumliche Modell des Rahmentragwerks ohne Berücksichtigung der Flügelwände (RMOF)

Fig. 9. Calculated natural frequencies and corresponding mode shapes of the spatial model of the framed bridge without concrete wing walls taken into account

ermittelten Eigenfrequenzen und zugehörigen Schwingungsformen dargestellt.

### 4.3 Dynamische Messung des Rahmentragwerks

In Abschnitt 4.2 wurden die Berechnungsergebnisse für die Eigenfrequenzen des Rahmentragwerks für insgesamt vier unterschiedliche Modellierungsstufen dargelegt. Es stellt sich nun die Frage, welche der gewählten Modellierungsstufen der Realität am nächsten kommt und wie groß die Abweichungen zwischen den durchgeführten theoretischen Berechnungen und der Realität tatsächlich sind. Für die Erzielung von zuverlässigen Ergebnissen der vertikalen Tragwerksbeschleunigungen bei Zugüberfahrt sind die zugrunde gelegten Eigenfrequenzen und Schwingungsformen des Tragwerks entscheidend. Bei großen Abweichungen zwischen dem theoretischen Rechenmodell und der Realität können sich rechnerisch hohe Tragwerksbeschleunigungen ergeben, die aber in der Realität gar nicht vorhanden sind. Die Abweichungen betreffen neben den Eigenfrequenzen insbesondere auch die tatsächliche Größe der Lehr'schen Dämpfungen [7]. Zur Beurteilung der Diskrepanz zwischen den in den unterschiedlichen Modellierungsstufen rechnerisch ermittelten Eigenfrequenzen und den tatsächlich bei dem realen Rahmentragwerk vorhandenen Eigenfrequenzen und zugehörigen Schwingungsformen wurde eine dynamische Messung unter Anwendung der krafterregeten Schwingungsanregungsmethode (analog wie bei den Stahlbetonplattentragwerken in Abschnitt 3.4) durchgeführt.

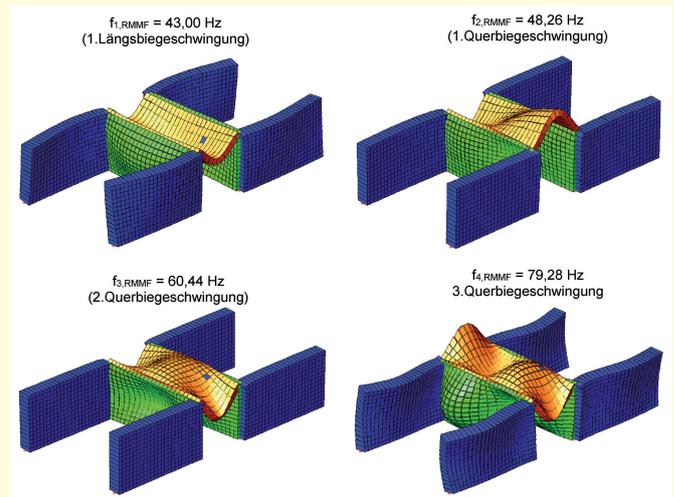


Bild 10. Rechnerisch ermittelte Eigenfrequenzen und Schwingungsformen für das räumliche Modell des Rahmentragwerks mit Berücksichtigung der Flügelwände (RMMF)

Fig. 10. Calculated natural frequencies and corresponding mode shapes of the spatial model of the framed bridge with concrete wing walls taken into account

Die zwei Long Stroke Shaker wurden bei der Messposition 1 auf den seitlichen Randbalken und danach in Messposition 2 in den Gleisachsen aufgestellt (Bild 11). Ziel der Variation der Aufstellposition der Shaker war die Behandlung der Fragestellung, ob der Krafteinleitungsort einen Einfluss auf die messtechnisch identifizierten Eigenfrequenzen und zugehörigen Schwingungsformen bei Eisenbahnbrücken mit Schotteroberbau hat. Es wird an dieser Stelle angemerkt, dass zum Zeitpunkt der Messungen nur bei dem Gleis 2 der Oberbau inklusive Gleisrost vollständig fertigge-

fertigt. Die zwei Long Stroke Shaker wurden bei der Messposition 1 auf den seitlichen Randbalken und danach in Messposition 2 in den Gleisachsen aufgestellt (Bild 11). Ziel der Variation der Aufstellposition der Shaker war die Behandlung der Fragestellung, ob der Krafteinleitungsort einen Einfluss auf die messtechnisch identifizierten Eigenfrequenzen und zugehörigen Schwingungsformen bei Eisenbahnbrücken mit Schotteroberbau hat. Es wird an dieser Stelle angemerkt, dass zum Zeitpunkt der Messungen nur bei dem Gleis 2 der Oberbau inklusive Gleisrost vollständig fertigge-



Bild 11. Aufstellung der beiden Long Stroke Shaker in Gleisachse (Messposition 1) und auf den Randbalken (Messposition 2)

Fig. 11. Setup of the two Long Stroke Shakers in the rail axis and at on the edge beams

stellt war. Beim Gleis 1 war nur die Vorschotterung mit einer Stärke von 0,30m vorhanden und in der rechnerischen Ermittlung der Eigenfrequenzen des Rahmentragwerks wurde diese geringfügige Differenz in den mitschwingenden ständigen Massen berücksichtigt (Unterschied in der ersten Eigenfrequenz beträgt ca. - 3 %). Für beide Messpositionen wurden automatische und manuelle Frequenzsweeps (synchron und asynchron) durchgeführt. Zur Messung der bei Anregung mit den zwei Long Stroke Shakern sich ergebenden Schwingbeschleunigungen wurden insgesamt fünf piezoelektrische Beschleunigungssensoren über die Brückenbreite an der Tragwerksuntersicht montiert. Die Abtast- und Speicherrate wurde mit 600Hz festgelegt.

Nach Aufstellung und Inbetriebnahme der zwei Long Stroke Shaker in der jeweiligen Anregungsposition wurde die krafterreichte Schwingungsmessung analog zu dem, für die beiden Stahlbetonplattentragwerke in Abschnitt 3.4 bereits im Detail beschriebenen Ablauf, durchgeführt. Bei beiden Anregungspositionen wurde sowohl ein synchroner als auch ein asynchroner Frequenzsweep (automatisiert und manuell) durchgeführt. Die erzielten Messergebnisse werden nachfolgend nur auszugsweise graphisch dargestellt. Im Bild 12 sind die im Fall der synchronen Anregung für die zwei unterschiedlichen Anregungspositionen (in Gleisachse und auf den Randbalken) aus dem automatisierten Frequenzsweep ermittelten Amplitudenfrequenzgänge dargestellt. In den zwei Grafiken wurden jeweils die Frequenzgänge der in Brückenmitte über die Tragwerksbreite angeordneten Beschleunigungssensoren A1 bis A5 dargestellt. Man erkennt, dass sich für das Rahmentragwerk in Abhängigkeit von der Aufstellposition der Long Stroke Shaker (am Randbalken oder in Gleisachse) mehrere Eigenfrequenzen im Bereich von 30Hz bis 150Hz ergeben. Bei der Aufstellposition der Shaker am Randbalken des Tragwerks wurden die folgenden ersten vier Eigenfrequenzen identifiziert:  $f_{1,M} = 56,6\text{ Hz}$ ,  $f_{2,M} = 60,7\text{ Hz}$ ,  $f_{3,M} = 67,7\text{ Hz}$  und  $f_{4,M} = 91,9\text{ Hz}$ . Diese identifizierten ersten vier Eigenfrequenzen finden sich bei Anregung des Rahmentragwerks in Gleisachse mit geringfügigen Abweichungen wieder (Bild 12). Man könnte nun daraus schließen, dass die Aufstellposition der Long Stroke Shaker beziehungsweise der Krafteinleitungsort bei Anwendung von krafterreichten Schwingungsanregungsmethoden einen vernachlässigbar geringen Einfluss auf die sich ergebenden Ergebnisse für die Eigenfrequenzen von Brückentragwerken liefert. Diese Schlussfolgerung gilt jedoch nur für das hier analysierte Rahmentragwerk und der Grund, warum keine allgemeine Gültigkeit postuliert wer-

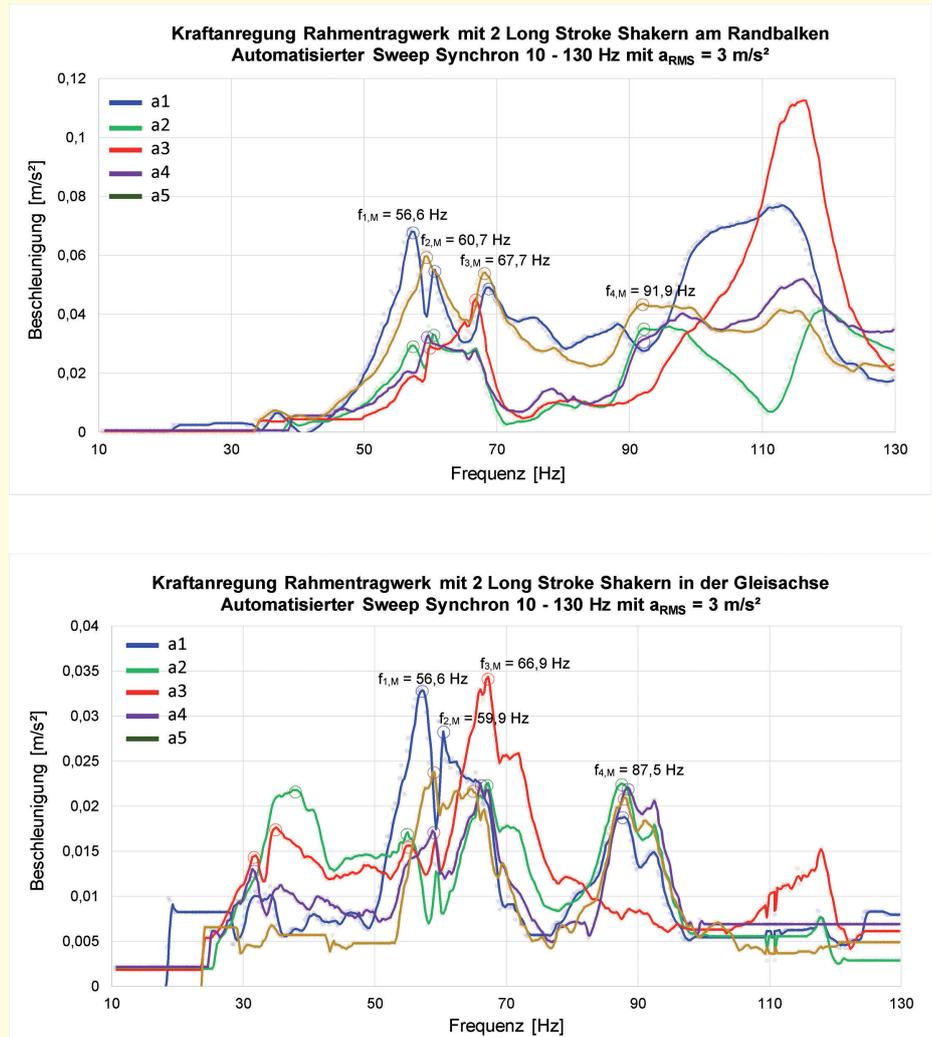


Bild 12. Amplitudenfrequenzgang generiert aus dem automatischen Frequenzsweep bei Aufstellung der Long Stroke Shaker am Randbalken (Messposition 1) und in der Gleisachse (Messposition 2)

Fig. 12. Frequency response function of the framed concrete bridge generated through an automatic sine sweep with two long stroke shakers

den, liegt in der elastischen Bettung des Schotters/Gleisrostes mittels Unterschottermatten. Bei der Aufstellposition der Long Stroke Shaker in der Gleisachse (auf der Betonschwelle bzw. auf dem Gleisschotter) liefert das Amplitudenspektrum (Bild 12) nämlich auch im „tieferfrequenten“ Bereich von circa 30Hz bis 35 Hz eine dominante Frequenzspitze. Wie man aus dem Vergleich der Amplitudenspektren bei Aufstellung der Shaker in Gleisachse mit Aufstellung am Randbalken erkennt, ist diese Frequenzspitze ausschließlich nur bei Anregung des Tragwerks vom Gleiskörper aus sichtbar. Demnach kann diese Eigenfrequenz eindeutig dem Schotteroberbau zugeordnet werden und sie ergibt sich aus der „Feder“ der Unterschottermatte und der „Masse“ des Brückenoberbaues (Schotter und Gleisrost). In allen Fällen, bei denen Brückentragwerke eine Eigenfrequenz in der Nähe der Schotteroberbaufrequenz aufweisen, ist eine Krafteinleitung vom Gleiskörper daher nicht zulässig, da die Brückeneigenfrequenz nicht von der Schotteroberbauschwingung entkoppelt angeregt werden kann. In diesen Fällen sind die Erregerelemente (Shaker, Unwuchterreger, etc.), die bei der krafterreichten Schwingungsmessung verwendet werden, entweder auf den seitlichen Randbalken oder besser an der Unterseite des Tragwerks mittels

einer Abhängung oder Verdübelung mit der Tragwerksplatte zu positionieren.

Aus den, während Anregung mit den Long Stroke Shakern an den Eigenfrequenzstellen, aufgezeichneten Zeitverläufen der Schwingbeschleunigung und Analyse der Phasenverschiebungen der Schwingungen zueinander, konnten die zur jeweiligen Eigenfrequenz zugehörige Schwingungsform wie folgt abgeleitet werden (zum Vergleich auch das Bild 10):  $f_{1,M}$  ... erste Längsbiegeschwingung,  $f_{2,M}$  ... erste Querbiegeschwingung,  $f_{3,M}$  ... zweite Querbiegeschwingung,  $f_{4,M}$  ... dritte Querbiegeschwingung.

An dieser Stelle wird noch angemerkt, dass in Ergänzung zu den automatisierten Frequenzsweeps auch manuelle Sweeps durchgeführt wurden und hier haben sich nahezu identische Werte für die Eigenfrequenzen des Rahmentragwerks ergeben. Da sich das Rahmentragwerk noch nicht im Endzustand befindet (Gleis 1 nur Verschotterung) wird die Lehr'sche Dämpfung an dieser Stelle nicht angegeben.

In [8] werden für eine Vielzahl von gemessenen Rahmentragwerken (im Endzustand) Dämpfungswerte angegeben.

#### 4.4 Vergleich der berechneten und gemessenen dynamischen Parameter

In der Tabelle 2 ist der Vergleich der gemessenen und der bei den unterschiedlichen Modellierungsstufen rechnerisch ermittelten Eigenfrequenzen des Rahmentragwerks übersichtlich dargestellt.

Die maximalen Abweichungen zwischen den rechnerisch ermittelten Eigenfrequenzen und den tatsächlich bei dem Rahmentragwerk gemessenen Werten betragen 60 % (Faktor 1,6). Diese größten Abweichungen treten bei der ersten Längs- und Querbiegeeigenfrequenz des Rahmentragwerks auf. Auch bei der räumlichen Modellierung des Rahmentragwerks ergeben sich bei den ersten zwei Eigenfrequenzen trotz Berücksichtigung der steifigkeitsbeitragenden Flügelwände noch immer Abweichungen in der Größe von circa 25 % bis 30 % zwischen Rechnung und Messung. Der Vergleich der mit den unterschiedlichen Modellierungsarten erzielten Ergebnisse für die Eigenfrequenzen liefert die Erkenntnis, dass trotz Anwendung von räumlichen Modellen für die Rahmentragwerke mit hohem Detaillierungsgrad (Modellierung der Flügelwände, Berücksichtigung der elastischen Bettung der Widerlagerwände und der Einspannung im Flachfundament, korrekte örtliche Verteilung der ständigen Lasten, etc.) keine befriedigende Übereinstimmung mit der Realität erzielt werden kann.

Die großen Abweichungen zwischen Rechnung und Messung werden im Fall des analysierten Rahmentragwerks dominant der Diskrepanz zwischen statischem und dynamischem E-Modul zugeordnet. Der dem verwendeten Tragwerksbeton zugehörige Wert des statischen E-Moduls wurde in einem Betonlabor nach 28 Tagen mit  $E_{cm} = 37\,000\text{ N/mm}^2$  ermittelt. Es wird aber davon ausgegangen, dass der (frequenzabhängige) dynamische E-Modul im Bereich der ersten Eigenfrequenz des Rahmentragwerks  $f_{1,Messung} = 56,6\text{ Hz}$  um circa den Faktor 1,6 höher

**Tabelle 2. Vergleich der gemessenen mit den bei den unterschiedlichen Modellierungsstufen rechnerisch ermittelten Eigenfrequenzen des Rahmentragwerk (ohne Kalibrierung)**  
Table 2. Comparison of measured and calculated natural frequencies of the framed concrete bridge

Modellierung Stufe Nr.	1.Eigenfrequenz (1.Längsbiegemode)	2.Eigenfrequenz (1.Querbiegemode)	3.Eigenfrequenz (2.Querbiegemode)	4.Eigenfrequenz (3.Querbiegemode)
Stufe 1 (EMOR)	$f_{1,EMOR} = 46,78\text{ Hz}$	Diese Eigenfrequenzen können im ebenen Modell nicht berechnet werden		
Stufe 2 (EMMR)	$f_{1,EMMR} = 35,24\text{ Hz}$			
Stufe 3 (RMOF)	$f_{1,RMOF} = 39,59\text{ Hz}$	$f_{1,RMOF} = 41,74\text{ Hz}$	$f_{1,RMOF} = 56,38\text{ Hz}$	$f_{1,RMOF} = 77,84\text{ Hz}$
Stufe 4 (RMMF)	$f_{1,RMMR} = 43,00\text{ Hz}$	$f_{1,RMMR} = 48,26\text{ Hz}$	$f_{1,RMMR} = 60,64\text{ Hz}$	$f_{1,RMMR} = 79,28\text{ Hz}$
Messergebnisse (Realität)	$f_{1,M} = 56,60\text{ Hz}$	$f_{2,M} = 60,70\text{ Hz}$	$f_{3,M} = 67,70\text{ Hz}$	$f_{4,M} = 91,90\text{ Hz}$
Max. Abweichung Rechnung – Messung	Faktor 1,6	Faktor 1,5	Faktor 1,2	Faktor 1,2

liegt, das heißt  $E_{dyn} \approx 1,6 \cdot E_{cm} = 60\,000\text{ N/mm}^2$ . Bei Ansatz dieses dynamischen E-Moduls im räumlichen Rechenmodell mit Flügelwänden (RMMF) ergibt sich eine sehr gute Übereinstimmung mit der Realität.

### 5 Zusammenfassung

Im vorliegenden Artikel wurde die Diskrepanz zwischen den rechnerisch und messtechnisch ermittelten Eigenfrequenzen von Eisenbahnbrücken anhand von zwei Stahlbetonplattentragwerken und eines Rahmentragwerks umfassend dargestellt und Gründe für die Diskrepanzen wurden angegeben. Es wurde gezeigt, dass sich trotz vermeintlich realitätsnaher räumlicher Modellierung der Eisenbahnbrücken signifikante Abweichungen zwischen den rechnerisch ermittelten Eigenfrequenzen und den tatsächlich beim Objekt gemessenen Werten in der Größenordnung von bis zu 80 % (reale Eigenfrequenzen um den Faktor 1,8 höher) ergeben.

Bei den analysierten Stahlbetonplattentragwerken ergibt sich der dominante Anteil der festgestellten Abweichungen aus den im Modell nicht realitätsnah angenommenen Lagerungsbedingungen. Aufgrund der vorliegenden Bestandspläne wurde eine beidseitig gelenkige Lagerung der Tragwerke angenommen, jedoch lieferte die Auswertung der durchgeführten krafterregten Schwingungsmessungen die Erkenntnis, dass in der Realität eine Teil- beziehungsweise sogar Volleinspannung der Tragwerksplatte vorliegt. Die Ermittlung des Einspanngrades war ausschließlich nur über die Messung am Objekt möglich. Die Lehr'sche Dämpfung wurde messtechnisch mit  $\zeta_{min} = 7,6\%$  ermittelt und dieser Wert liegt beim circa dreifachen der normgemäß anzusetzenden Dämpfung für diesen Tragwerkstyp. Die messtechnisch ermittelten dynamischen Parameter wurden zur Kalibration des Rechenmodells herangezogen und nach Einbeziehung der Messergebnisse konnte der in [3] für Bestandsbrücken definierte Grenzwert der vertikalen Tragwerksbeschleunigung von  $a_{z,max} \leq 6,0\text{ m/s}^2$  für alle berechneten Zugtypen eingehalten werden.

Bei dem Rahmentragwerk lieferte die Anwendung von vier unterschiedlichen Modellierungsstufen eine maximale Abweichung der rechnerisch ermittelten Eigenfrequenzen zu den messtechnisch ermittelten Werten in der Höhe von 60 % (reale Eigenfrequenzen um den Faktor 1,6 höher). In der räumlichen Modellierungsstufe 4 wurden bereits alle steifigkeits- und massenrelevanten Effekte wie die korrekte örtliche Aufbringung der ständigen Lasten, die steifigkeitsrelevanten massiven Flügelwände, die elastische Bettung

der Widerlagerwände und die Einspannwirkung der Widerlagerwände in die Flachfundamente berücksichtigt. Trotz dieses hohen Modellierungsgrades betragen die Abweichungen zwischen Rechnung und Messung bei den Eigenfrequenzen noch immer circa 25 % bis 30 % und die großen Abweichungen wurden als nicht zufriedenstellend beurteilt. Die Gründe für die Abweichungen werden bei dem analysierten Rahmentragwerk dominant der Diskrepanz zwischen dem in den Berechnungen angesetzten statischen E-Modul  $E_{cm}$  und dem tatsächlichen dynamischen E-Modul  $E_{dyn}$  zugeordnet. Bei Ansatz des dynamischen E-Moduls mit  $E_{dyn} = 1,6 \cdot E_{cm}$  ergibt sich im räumlichen Modell mit Flügeln eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Messung und Rechnung. Die Ermittlung dieses Kalibrationsfaktors für den E-Modul ist ausschließlich nur über dynamische Messungen am Objekt möglich.

Zusammenfassend wird festgestellt, dass sich die zum Teil erheblichen Diskrepanzen zwischen Berechnung und Messung aus den unzureichend bekannten Eingangsgrößen ergeben und dass diese Lücke ausschließlich nur über dynamische Messungen am Brückenobjekt geschlossen werden kann. Unabhängig vom Detailierungsgrad des Modells wurden bis zu 80 % Abweichungen der gemessenen von den rechnerisch ermittelten Eigenfrequenzen festgestellt. Diese großen Abweichungen lassen die Fragestellung aufkom-

men, wie zuverlässig die rein auf theoretischen Annahmen ermittelten Ergebnisse von dynamischen Berechnungen der Zugüberfahrten tatsächlich sind. Es wird vom Autor vorgeschlagen, die theoretischen Rechenmodelle, insbesondere bei der dynamischen Berechnung von bereits bestehenden Brückentragwerken, über dynamische Messungen an das reale Verhalten in Bezug auf ihre brückenspezifische dynamische Steifigkeit und Masse anzupassen. Die über Messungen realitätsangepasste Annahme der Eingangsparameter für die zu erstellenden theoretischen Rechenmodelle (virtuelle Zwillinge der Brückentragwerke) wird als verantwortungsvolle Aufgabe für die heutige und zukünftige Ingenieurgeneration angesehen.

### Danksagung

Der Autor möchte sich an dieser Stelle bei der ÖBB-Infrastruktur AG für die Finanzierung der dynamischen Messungen und FE-Berechnungen, die an den im Artikel dargestellten Brückenobjekten durchgeführt wurden, herzlich bedanken. Weiters bedanken möchte sich der Autor bei dem Ziviltechnikerbüro KMP ZT-GmbH für die zur Verfügung Stellung der Berechnungsergebnisse für das im Artikel behandelte Stahlbetonplattentragwerk. Vom Büro KMP wurden die Bilder 2, 3 und 6 zur Verfügung gestellt.

### Literatur

- [1] ÖNORM EN 1991-2, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Deutsche Fassung, Ausgabe März 2012.
- [2] ÖBB-Infrastruktur AG: Richtlinie für die dynamische Berechnung von Eisenbahnbrücken. Ausgabe Februar 2011.
- [3] ONR 24008, Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken. Ausgabe März 2014.
- [4] Reiterer, M.; Geier, R.; Bruschetini-Ambro, S. Z. et al.: Dynamische Beurteilung der zuginduzierten Schwingungen von Eisenbahnbrücken. Brückentagung Kahlenberg, Mai 2017, Paper und Präsentation online: <http://brueckentagung.at/#> [Zugriff am 19.02.2019].
- [5] Reiterer, M.: Dynamische Kennwerte von Eisenbahnbrücken: Grundlagen, Phänomene, messtechnische Ermittlung und Auswirkungen in der Praxis. In: Tagungsband des 2. Baudynamikseminars. Akademie der Hochschule Biberbach, Wissenschaft & Praxis, Band 189, 20.-21. Oktober 2017, S. 6–1 bis 6–50.
- [6] Petersen, Ch.: Dynamik der Baukonstruktionen. Friedrich Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft mbH Braunschweig / Wiesbaden, 1996.
- [7] Nagy, A.: Determination of E-Modulus of young concrete with nondestructive method. In: Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 9 (1997), Iss. 1, pp. 15-20.
- [8] Reiterer, M., Lachinger, S., Fink, J., Bruschetini-Ambro, S.Z.: Ermittlung der dynamischen Kennwerte von Eisenbahnbrücken mit unterschiedlichen Schwingungsanregungsmethoden. In: Bauingenieur 92 (2017), Heft 10, S. 2-13.
- [9] Reiterer, M. et al.: Forced vibration monitoring by use of multiple long stroke shakers. In: Chang, F.-K.; Kopsaftopoulos, F.: Proceedings of 11th International Workshop on Structural Health Monitoring, September 2017, Stanford, CA, USA, pp. 228-235.

## D-A-CH Tagung 2019

Am 26. und 27. September 2019 findet in Innsbruck die 16. D-A-CH-Tagung „Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik“ statt.

Mehr als 100 Kurzfassungen sind zu zahlreichen Themen der Baudynamik beim Veranstalter eingelangt. Je nach Anzahl der tatsächlich eingereichten Manuskripte wird sich die Tagung voraussichtlich von der Früh des 26. September bis zum späten Nachmittag des 27. September 2019 erstrecken.

Eine frühzeitige Planung der Teilnahme ist für alle Interessierten notwendig, da in Innsbruck der September aufgrund zahlreicher Veranstaltungen zu den besucherstärksten Monaten zählt.



Alle weiteren Informationen zur Tagung finden Sie auf der folgenden Webseite:  
[www.oge.or.at/files/d-a-ch2019.html](http://www.oge.or.at/files/d-a-ch2019.html)

*Christoph Adam und Günther Achs  
 Tagungsleitung D-A-CH Tagung 2019*

S 22

## Erdbebenverhalten von Natursteinmauerwerksgebäuden

Zum Abschluss der vier Basler Erdbebenkurstage 2015 – 2018 findet am 12. September 2019 eine Fachtagung zum Erdbebenverhalten von Natursteinmauerwerksgebäuden in Basel statt. An der Fachtagung werden hauptsächlich die Ergebnisse des begleitenden Forschungsprojekts präsentiert, ergänzt durch praktische Anwendungen der Erdbebenüberprüfung und -ertüchtigung von bisherigen Kursteilnehmern.

Die Referate über das begleitende Forschungsprojekt umfassen die folgenden fünf Themenkreise:

- globales Verhalten von Natursteinmauerwerksgebäuden mit flexiblen Decken,
- Verformungsvermögen von Natursteinmauerwerkswänden und -riegeln in der Wandebene,
- Verhalten von Natursteinmauerwerkswänden quer zur Wandebene,
- Ertüchtigungsmaßnahmen für denkmalgeschützte Natursteinmauerwerksgebäude,
- großmaßstäblicher Rütteltischversuch an Basler Natursteinmauerwerksgebäuden und statisch-zyklische Versuche an Natursteinmauerwerkswänden.

Als Hauptreferenten werden K. Beyer, M. Godio und F. Vainin von der Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) sowie A. Penna, G. Guerrini und I. Senaldi von der Universität Pavia mitwirken. Die Fachtagung richtet sich primär an in der Praxis tätige Ingenieure. Sie wird am



Blick auf die Basler Altstadt mit dem Spalentor

12. September 2019 von 9:30 Uhr bis 17 Uhr im Gundeli-Casino beim Bahnhof Basel SBB stattfinden.

*T. Wenk*

**Flyer mit dem Link für die Anmeldung**

[http://eesd.epfl.ch/continuing\\_education](http://eesd.epfl.ch/continuing_education) und [www.sgeb.ch](http://www.sgeb.ch)

## Erdbebensicheres Bauen für Architekten und Ingenieure

Nach der Neueinschätzung der Erdbebengefährdung für Deutschland und der bevorstehenden Einführung des neuen Nationalen Anhangs des Eurocode 8 (als Nachfolger der DIN 4149), ist es für Architekten und Ingenieure unerlässlich, sich mit den Themen eines erdbebengerechten Entwurfs und einer erdbebensicheren Auslegung auseinanderzusetzen. Insbesondere beim Thema erdbebensicheres Bauen ist das Zusammenspiel und die Interaktion von Architekten und Ingenieuren unerlässlich.

An der Technischen Universität Kaiserslautern findet am 17. September 2019 erstmals das Seminar „Erdbebensicheres Bauen für Architekten und Ingenieure“ in Zusammenarbeit mit der Deutschen Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (DGEB) statt. Das Seminar

liefert einen vollumfänglichen Einblick in die Grundlagen eines erdbebengerechten Entwurfs und einer erdbebensicheren Auslegung, von der Seismologie bis hin zur normgerechten praktischen Umsetzung.

Das Seminar hat den Charakter einer Weiterbildungsveranstaltung und richtet sich an Ingenieure, Architekten, Prüflingen, Bauherren und Behörden. Nähere Informationen zu der Veranstaltung sind auf der Webseite des Fachgebietes Statik und Dynamik der Tragwerke der Technischen Universität Kaiserslautern abrufbar:

[www.bauing.uni-kl.de/sdt/erdbeben2019/](http://www.bauing.uni-kl.de/sdt/erdbeben2019/)

*H. Sadegh-Azar, K. Goldschmidt, V. Zabel*