D–A–CH – MITTEILUNGSBLATT

ISSN 1434–6591

ERDBEBENINGENIEURWESEN UND BAUDYNAMIK

Eine gemeinsame Publikation von

DGEB
Deutsche Gesellschaft für
Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik
www.dgeb.eu

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

SGEB
Schweizer Gesellschaft für
Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik
www.sgeb.ch

Inhalt

Aufsätze

S 2 **Resonanzschwingungen des Trockenpartie-fundaments einer Papiermaschine**
K. Pradler

S 7 **Gleitpendellager: Bestimmung des optimalen Reibwertes und der Einfluss von Abweichungen auf die Bauwerksbeschleunigung**
F. Weber, L. Meier, J. Distl, C. Braun

S 15 **Dimensionsanalyse für baudynamische Versuche an kleinmaßstäblichen Modellen**
T. Furtmüller, M. Kawrza, C. Adam

Meldungen

S 20 **DGEB-Mitgliederversammlung 2017**

S 21 **Rückschau auf die 15. D-A-CH-Tagung 2017**

S 22 **Basler Erdbebenkurse: Erdbebenertüchtigung**

S 22 **DGEB-Förderpreise**

EDITORIAL

Liebe Leserinnen,
liebe Leser,

im September des letzten Jahres haben sich Fachkolleginnen und -kollegen aus Österreich, Deutschland und der Schweiz zur 15. D-A-CH-Tagung *Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik* in Weimar getroffen. In dieser Ausgabe der D-A-CH-Mitteilungsblätter wird eine kurze Rückschau auf die Tagung sowie die DGEB-Mitgliederversammlung gehalten.
Themen aus den Bereichen experimenteller und numerischer Methoden in der Baudynamik, der Schutz von Bauwerken vor Beanspruchungen bei Erdbeben sowie Praxisbeispiele haben nicht nur auf der Tagung im September einen breiten Raum eingenommen. Auch die Fachartikel in dieser Ausgabe der D-A-CH-Mitteilungsblätter widmen sich speziellen Fragestellungen aus diesen Themengebieten. In einem Projektbericht wird beschrieben, vor welchen Herausforderungen Bauingenieure stehen können, wenn baudynamische Probleme beim Betrieb von Maschinen und Anlagen festgestellt werden.
Um Bauwerke vor hohen Beanspruchungen während eines Erdbebens zu schützen, können Isolierungssysteme verwendet werden. Eine Klasse von seismischen Bauwerkslagern sind Gleitpendellager. Über die optimale Auslegung und zu erwartende Bauwerksreaktionen im Fall von Parameterstreuungen wird im zweiten Fachbeitrag berichtet.
In ausgewählten Fällen sind im Zusammenhang mit baudynamischen Fragestellungen experimentelle Untersuchungen an Labormodellen notwendig. Da Versuche mit Modellen in der Größe eines Bauwerks in der Regel sowohl unwirtschaftlich als auch technisch schwer realisierbar sind, verwendet man vorzugsweise kleinmaßstäbliche Versuchskörper. Mit dieser Strategie verbundene Beziehungen bezüglich der maßstäblichen Übertragbarkeit zwischen Modell und Bauwerk werden im dritten Fachaufsatz behandelt.
Wenn Sie zur Diskussion der Fachaufsätze in dieser oder einer früheren Ausgabe der D-A-CH-Mitteilungsblätter beitragen oder selbst einen Aufsatz über eine Thematik aus Ihrem Erfahrungsbereich veröffentlichen möchten, sind Sie herzlich dazu eingeladen, sich an die Herausgeber zu wenden. Weiterführende Informationen über die drei Gesellschaften sowie die Kontaktdaten finden Sie auf den Internetseiten:

www.dgeb.eu
www.oge.or.at
www.sgeb.ch

Volkmar Zabel
Günther Achs
Thomas Wenk

Volkmar Zabel
(Vorsitzender DGEB)

Günther Achs
(Generalsekretär OGE)

Thomas Wenk
(Vorsitzender SGEB)

Resonanzschwingungen des Trockenpartiefundaments einer Papiermaschine

K. Pradler

Zusammenfassung Moderne Papiermaschinen für Zeitungsdruck halten unter Papiermaschinen den Geschwindigkeitsrekord mit über 2 000 m/min. Zur schwingungsarmen Aufnahme der sich dadurch ergebenden dynamischen Kräfte müssen Maschine und Maschinenfundament dynamisch bemessen werden. An dem Fundamentabschnitt der Trockenpartie einer bestehenden Papiermaschine wird eine bau- und maschinendynamische Untersuchung aufgrund von überhöhten Schwingungen durchgeführt und Sanierungsmaßnahmen abgeleitet. Die Untersuchungen umfassen eine Schwingungsmessung mit Auswertungen im Zeit- und Frequenzbereich sowie eine Schwingungsberechnung mit Anwendung der Frequenz- und Antwortanalyse. Zur Aufrechterhaltung des Bahnzuges ergeben sich leicht unterschiedliche Drehfrequenzen der einzelnen Walzengruppen mit der Folge von zeitlich veränderlichen Amplituden infolge von Schwebungen. Dies macht spezielle Auswertetechniken der Messwerte sowie eine Verifizierung der Eigenfrequenzen durch Rechnung notwendig.

1 Einleitung

An einer Papiermaschine für Zeitungsdruckpapier treten bei höheren Papiergeschwindigkeiten ausgeprägte Schwingungen in der Trockenpartie in Maschinenlängsrichtung auf, die zu einer Beeinträchtigung der Papierqualität und zu einer erhöhten mechanischen Beanspruchung von Maschinenstuhlung und Walzenlagern führen, auf. Eine bau- und maschinendynamische Untersuchung in Form einer Schwingungsmessung sowie einer Schwingungsberechnung soll den schwingungsmechanischen Zustand des gekoppelten Systems Maschine, Maschinenfundament und Gründung beurteilen, die Schwingungsursache feststellen und Abhilfemaßnahmen ableiten.

2 Objekt

2.1 Maschinentechnik

Zeitungsdruckpapier mit Grammaturen von 40 g/m² bis 60 g/m² wird auf Papiermaschinen unter Verarbeitung eines flüssigen Faservlieses zu einer trockenen Papierbahn produziert. Moderne Maschinen weisen eine Produktionskapazität von bis zu 1 000 t/Tag bei einer Papierbahnbreite von 8,0 m bis 10,0 m auf und werden mit einer Papiergeschwindigkeit von bis zu 2 000 m/min bzw. 120 km/h betrieben. Neben den Produktionsvorgängen Entwässerung, Pressung, Glättung und Aufrollung ist der Trocknungsprozess mittels rotierender Trockenzylinder ein wesentlicher Bestandteil des Fertigungsverfahrens [1]. Die Papiertrocknung erfolgt vorwiegend als Kontakttrocknung über mehrere dampfbeheizte und druckbeaufschlagte Trockenzylinder mit Durchmessern von 1 803 mm (**Bild 1**). Besaugte Vakuumwalzen mit einem Durchmesser von 1 250 mm unterstützen den Trocknungsprozess durch Feuchteabsaugung und Filzleitwalzen mit einem Durchmesser von 780 mm führen die Papierbahn slalomförmig durch die Trockenpartie. Entsprechend der Produktionsrichtung werden die

Bild 1. Trockenpartie Papiermaschine, Ansicht Bedienseite, Maschinenlängsrichtung

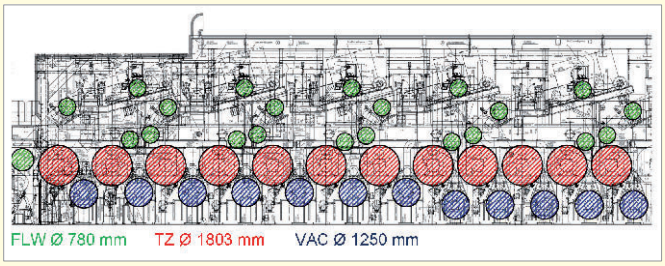


Bild 2. Trockenzylinder (TZ), Vakuumwalzen (VAC), Filzleitwalzen (FLW) der 1. – 5. Trockengruppe

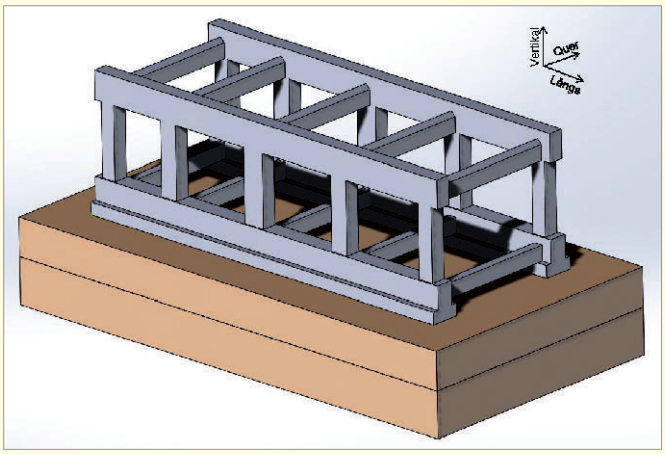


Bild 3. Maschinenfundament Trockenpartieabschnitt 1. – 5. Trockengruppe

Dipl. Ing. Klemens Pradler
BHM Ingenieure – Engineering & Consulting GmbH
Runastraße 90, 6800 Feldkirch, Österreich
Klemens.Pradler@bhm-ing.com

Richtungen längs und quer zur Maschinenrichtung sowie vertikal unterschieden (**Bild 2**).

2.2 Bautechnik

Die Fundierung der Trockenpartie erfolgt über in Längsrichtung rahmenartige Stahlbetonfundamente, bestehend aus Maschinenbalken auf der Bedienebene mit Kote + 6,50 m, Stützen sowie Streifenfundamenten (**Bild 3**). Die beiden Längsrahmen auf der Bedien- und Antriebsseite werden durch Querträger und Fundamentquerriegel miteinander verbunden. Der Trockenpartieabschnitt ist aufgrund der Temperaturbeanspruchung circa 30,0 m lang und circa 10,0 m breit. Der anstehende Baugrund besteht aus einer Sandschicht mit 2,5 m Dicke über einer Kiessandschicht mit 3,5 m auf verwittertem Fels und wurde mittels Tiefenverdichtung verbessert. Der untersuchte Fundamentabschnitt nimmt die ersten fünf der jeweils mit einem durchgehenden Trockenfilz verbundenen Trockengruppen auf. Laut Konstruktionspläne wurde das Fundament baudynamisch für eine Konstruktionsgeschwindigkeit von 2 200 m/min ausgelegt.

3 Schwingungsmessung

Das Messprogramm sieht Messungen mittels triaxialen Beschleunigungssensoren mit nachgeschalteter digitaler Integration in Schwinggeschwindigkeit an der Maschinenstuhlung in Höhe der Wälzlager der Trockenzylinder (MI Stuhlung) und an OK des Maschinenfundaments auf der Bedienebene (OK Fundament) sowie an UK der Stützen auf Kellerniveau (UK Fundament) vor.
Zur Beurteilung des schwingungsmechanischen Zustands der Maschine gemäß ISO 10816 [4] (Zustandsanalyse) und der Betriebsschwingformen (Betriebsschwingungsanalyse) werden mehrkanalige Messungen bei laufender Produktion unter konstant gehaltener Maschinengeschwindigkeit durchgeführt. Die Erregerfrequenzen ergeben sich aus den Walzendrehzahlen, wobei zu berücksichtigen ist, dass sich die Maschinengeschwindigkeit vom nassem Anfang der Papiermaschine bei 1 924 m/min zum trockenen Ende bei 1 939 m/min stetig erhöht, um den Bahnzug aufrecht zu erhalten.

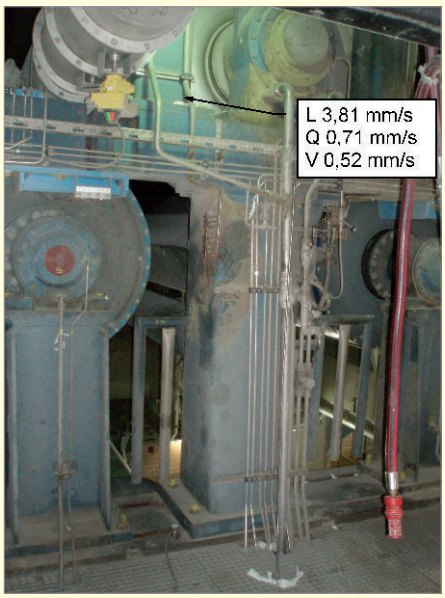


Bild 4. Effektivwert Schwinggeschwindigkeit an der Stuhlung

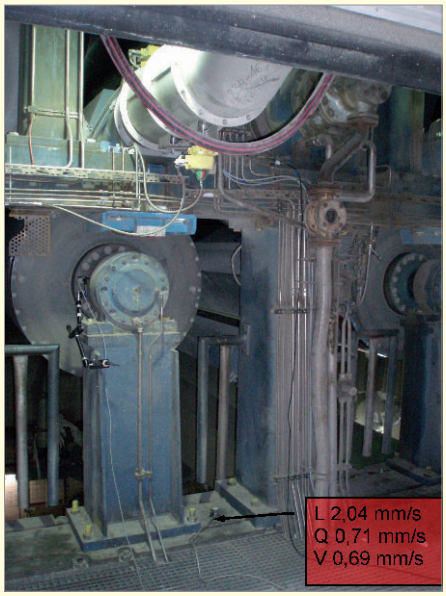


Bild 5. Effektivwert Schwinggeschwindigkeit an Oberkante Maschinenfundament

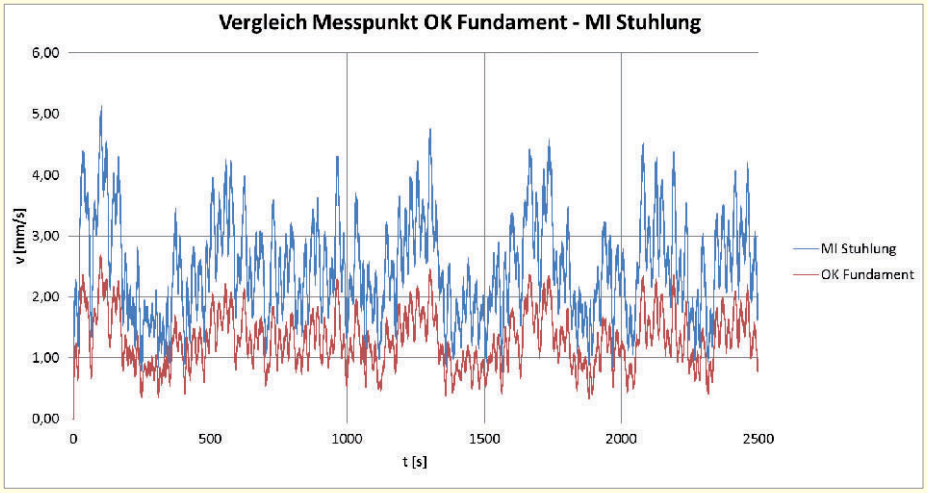


Bild 6. Vergleich gleitender Effektivwert an OK Fundament und MI Maschinenstuhlung

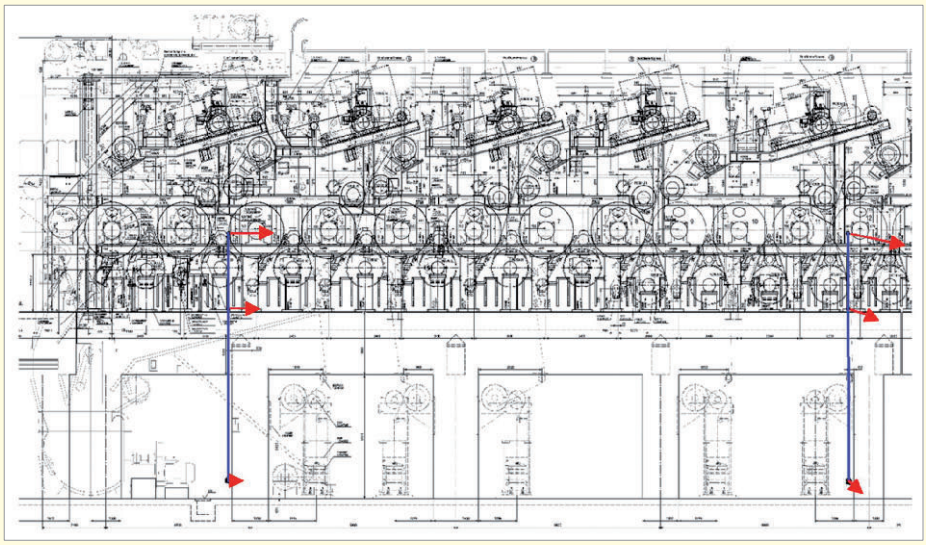


Bild 7. Betriebsschwingung Messpositionen MI Stuhlung, OK Fundament, UK Fundament

Dies führt zu leicht unterschiedlichen Erregerfrequenzen der Walzen in den einzelnen Antriebsgruppen, nämlich 5,64 Hz bis 5,69 Hz für die Trockenzylinder, 8,18 Hz bis 8,23 Hz für die Vakuumwalzen und 13,13 Hz bis 13,19 Hz für die Filzleitwalzen. Die dynamischen Erregerkräfte werden vorwiegend durch Restunwuchten der drehenden Walzen erzeugt [3]. Die Maschine ist basierend auf der ISO 10816–1 (Maschinenklasse III) Bewertung mit einem gemessenen Effektivwert der Schwinggeschwindigkeit von 3,81 mm/s an Mitte Maschinenstuhlung noch geeignet für den Dauerbetrieb (**Bild 4**). Die Schwingwerte an OK Fundament mit 2,04 mm/s überschreiten die aus Erfahrung gewonnenen Anhaltswerte von 0,50 mm/s für die Inbetriebnahme und 1,00 mm/s für den Dauerbetrieb in Maschinenlängsrichtung deutlich (**Bild 5**). Der Zeitverlauf des gleitenden Effektivwertes an den Messpositionen MI Stuhlung und OK Fundament über mehrere Minuten in Längsrichtung weist starke Schwankungen auf (**Bild 6**). Ursache dieses Schwebungseffekts mit einer Schwebungsdauer von circa 20 Sekunden ist die leicht unterschiedliche Maschinengeschwindigkeit der einzelnen Trockengruppen und die damit verbundene Veränderung der Phasenlage der einzelnen Erreger. Dominante Erreger sind die Trockenzylinder mit der 1. Ordnung (1X) mit stark schwankender Amplitude. Zur Visualisierung der Schwingungen des gesamten Systems wird eine Betriebsschwingungsanalyse mit Messpunkten an MI Maschine, OK Fundament und UK Fundament an Anfang und Ende der Struktur durchgeführt. Die Animation zeigt eine Längskippung des Fundaments mit überwiegendem Längsverschiebungsanteil (**Bild 7**). Neben den Messkampagnen bei konstanten Produktionsbedingungen werden Maschinenhochläufe ohne Papierproduktion zur Bestimmung von Strukturresonanzen an Walzen, Maschinenstuhlung und Fundament durchgeführt (**Bild 8**). Dazu wurde unter Aufzeichnung der Drehzahl mittels Drehzahlsensor der Zeitverlauf der Schwingung an mehreren Messpunkten bei stufenförmigem Anstieg der Maschinengeschwindigkeit von 1 500 m/min bis 2 035 m/min (step sweep) über 1 500 Sekunden aufgezeichnet. Der stufenförmige Hochlauf mit Plateaus bei konstant gehaltener Maschinengeschwindigkeit ist notwendig, um das Einschwingen des Systems zu gewährleisten und die Schwebungseffekte zu erfassen. Im Frequenzspektrum über der Maschinengeschwindigkeit ist eine Resonanz bei 1 960 m/min und der Erregerfrequenz von 5,70 Hz sichtbar (**Bild 9**). Die Ordnungsschnitte aus dem Ordnungsspektrum mit der Ordnung 1X Drehfrequenz der Trockenzylinder zeigen den dominanten Einfluss der Trockenzylinder bei der resonanten Anregung (**Bild 10**).

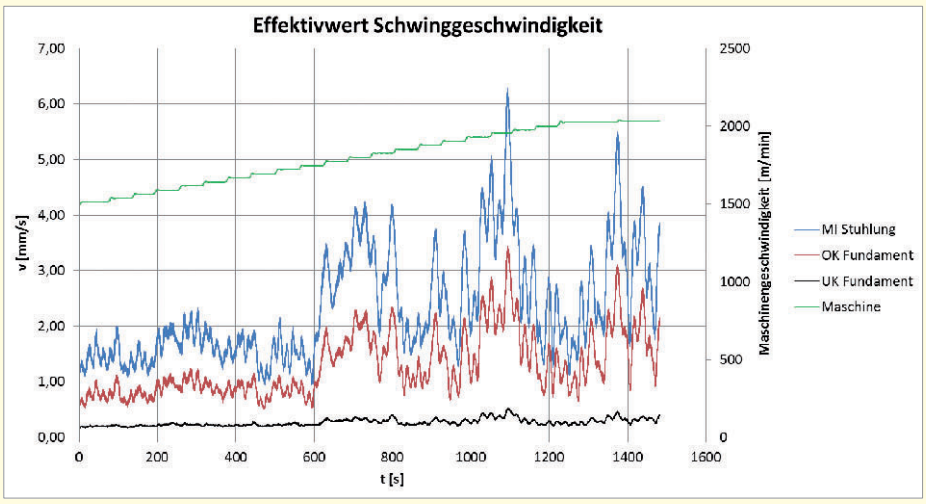


Bild 8. Gleitender Effektivwert Hochlauf (step sweep), Längsrichtung

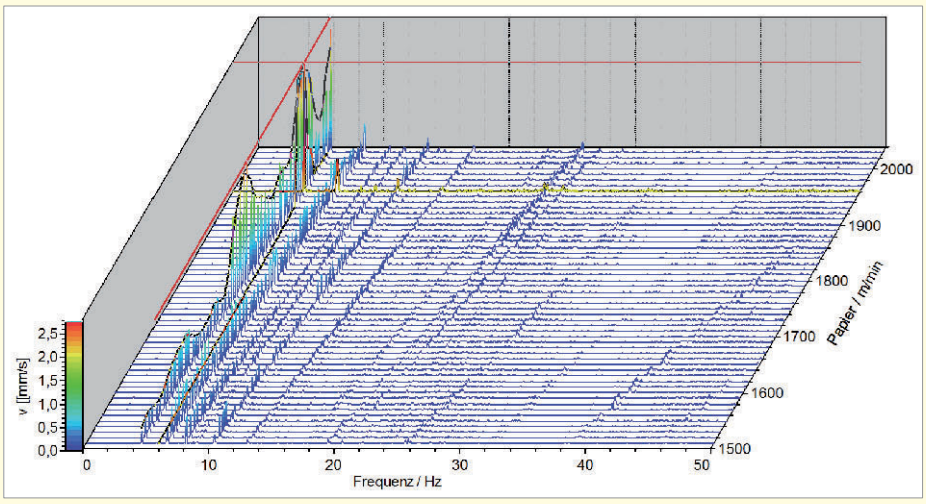


Bild 9. 3D-Amplitudenspektrum Wasserfall über der Papierbahngeschwindigkeit

Die dynamischen Überhöhungen heben sich deutlich von der quadratischen Unwuchtzunahme ab. Wesentlich bei der Auswertung ist die Betrachtung der Messergebnisse im Zeit-, Frequenz- und Ordnungsbereich, um Resonanz- und Schwebungseffekte trennen zu können. Zur Bestimmung der Modalparameter Eigenfrequenz und Dämpfung wird ergänzend ein Maschinenauslauf mit linear abnehmender Geschwindigkeit (ramp sweep) durchgeführt (**Bild 11**). Aus der Resonanzkurve als Ordnungsschnitt der Vakuumwalzen wird nach den Verfahren der experimentelle Modalanalyse gemäß [5] und [6] bei der Halbwertsbreite eine Dämpfung von 6,75 % und eine Eigenfrequenz bei 5,94 Hz mit der Schwingamplitude 0,65 mm/s an OK Fundament abgelesen.

4 Schwingungsberechnung

Zur Verifikation der gemessenen Resonanzschwingungen wird eine Schwingungsberechnung mittels Finite-Elemente-Methode als Modalanalyse [2] durchgeführt. Aufgrund der maßgebenden Schwingung in Maschinenlängsrichtung werden Maschinenstuhlung, Maschinenfundament und Baugrund als ebenes System abgebildet. Die Maschinenstuhlung wird mittels Balkenelementen und Massenpunkten entsprechend der Geometrie aus der Maschinenlayoutzeichnung und den Massendaten der Walzen modelliert.

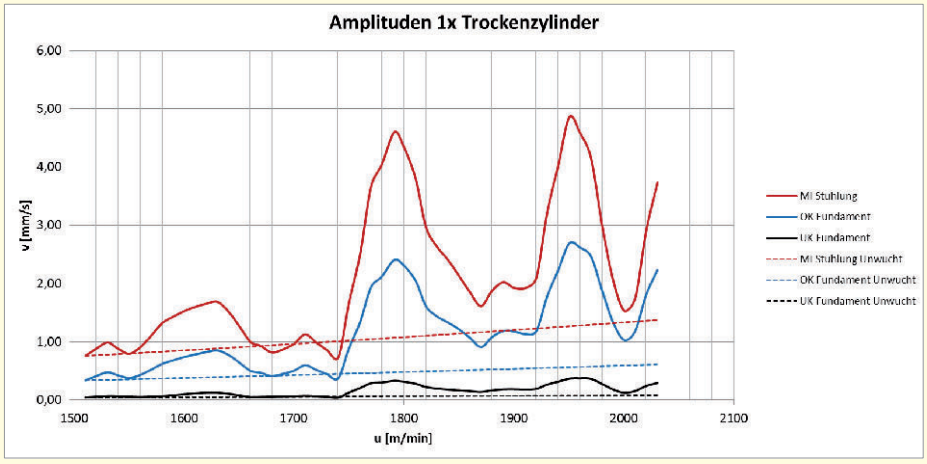


Bild 10. Ordnungsdiagramm 1X Trockenzylinder

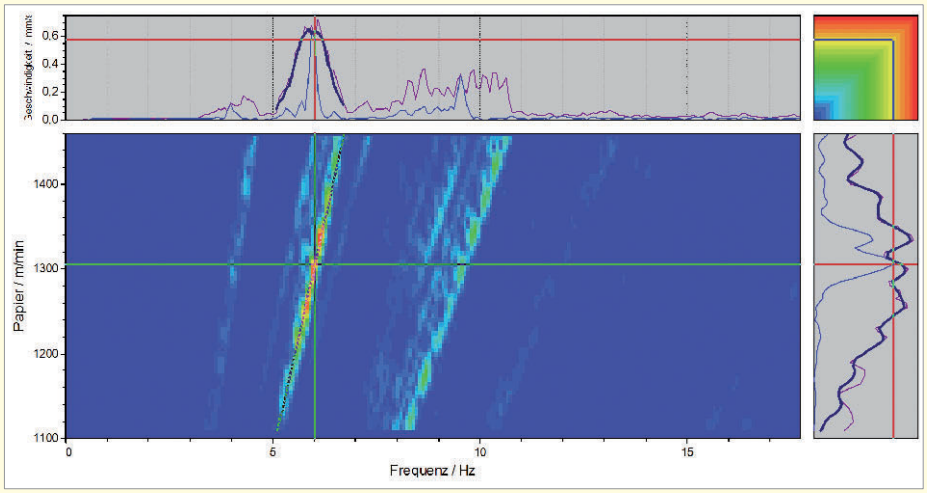


Bild 11. 2D-Amplitudenspektrum Wasserfall über der Papierbahngeschwindigkeit

Das Maschinenfundament wird entsprechend den Schalplänen mit Scheibenelementen und einem mittleren E-Modul für Beton simuliert. Der Baugrund wird als geschichteter Halbraum auf Felsunterlage mit Scheibenelementen und den entsprechenden dynamischen Schubmoduli abgebildet. Die Frequenzanalyse liefert eine erste Eigenfrequenz bei 5,75 Hz bei dem gekoppeltem Eigenmode Fundamentkippung und Fundamentschub (**Bild 12**). Die zweite Eigenfrequenz als Kombination von Fundamenthubschwingung und Stuhlungsverformung liegt bei 13,17 Hz (**Bild 13**). Die Antwortanalyse wird als Berechnung im Frequenzbereich mittels modalen Dämpfungen infolge der Einwirkungen Trockenzylinder, Vakuumwalzen und Filzleitwalzen mit üblichen Wuchtgüten durchgeführt. Der Vergleich der Amplituden an OK Fundament infolge der 1X Anregung durch die Trockenzylinder zwischen Messung und Berechnung ergibt bei 1 950 m/min praktisch keine Abweichung, sodass die Diagnose Resonanzanregung des Fundaments infolge der Trockenzylinder verifiziert werden kann (**Bild 14**). Bei der Auslegung des Maschinenfundaments wurde somit vom Grundsatz der Hochabstimmung gegenüber der Anregung durch die Trockenzylinder abgewichen.

5 Maßnahmen

Als bauliche Verstärkungsmaßnahme wird der Einbau einer Stahlbeton-Schubwandscheibe in einem Feld vorgeschlagen. Dadurch wird die erste Systemeigenfrequenz von 5,75 Hz auf 6,73 Hz erhöht und die Resonanz mit der Anregung durch die Trockenzylinder ergibt sich erst oberhalb der Konstruktionsgeschwindigkeit bei 2 295 m/min (**Bild 15**). Neben der Hochabstimmung des verstärkten Fundaments erhöht sich im Eigenmode Längskippung der Anteil der hoch gedämpften Baugrundverschiebung auf Kosten der niedrig gedämpften Rahmenbiegung. Dies lässt sich an den Anteilen der im Eigenmode gespeicherten Verzerrungsenergien für die Komponenten Maschinenstuhlung, Betonfundament und Baugrund zeigen und wird im Ansatz der Modaldämpfung berücksichtigt. Die Prognose der sich ergebenden Schwingungen infolge der 1X Anregung durch die Trockenzylinder führt auf

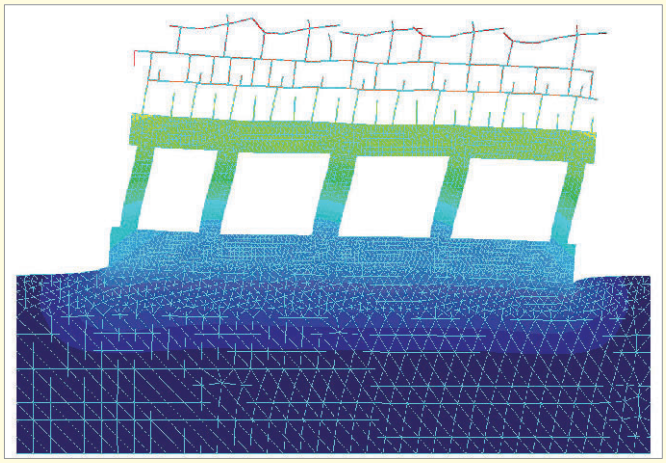


Bild 12. 1. Eigenfrequenz und Eigenmode

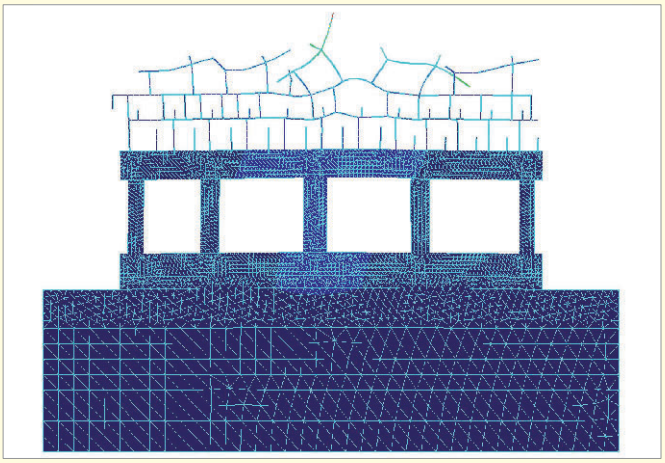


Bild 13. 2. Eigenfrequenz und Eigenmode

eine Reduktion der Schwingungen bei 1 950 m/min von 2,69 mm/s auf 1,19 mm/s (**Bild 16**). Im Betrieb bis 1 950 m/min konnten laut Betreiber keine merkbaren Resonanzverstärkungen mehr festgestellt werden. Bei der baulichen Ausführung der Verstärkungsmaßnahme wird durch Aufrauen der Verbundfugen und eingeklebter Bewehrung ein ausreichender Schubverbund zum Altbeton hergestellt. Dem Schwinden an dem oberen Wandanschluss wird durch Einlegen eines Verpressschlauchs zur Nachverpressung entgegengewirkt, sodass die volle Mitwirkung der Wandscheibe mit dem Rahmenfundament sichergestellt wird.

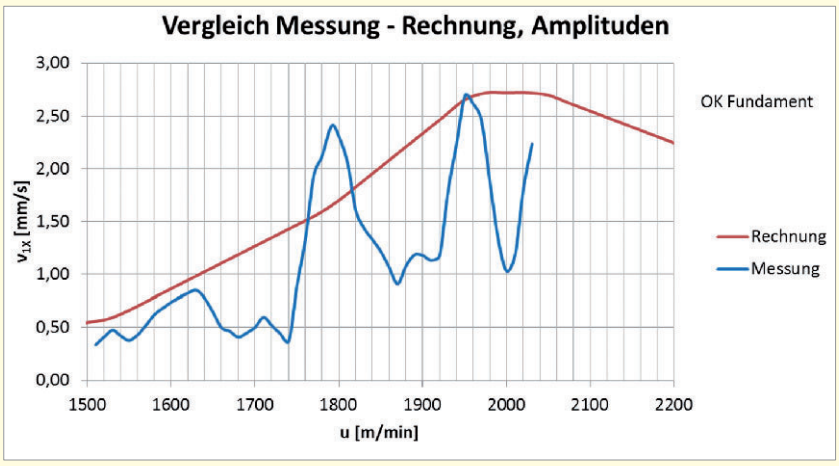


Bild 14. Vergleich Amplituden Messung und Rechnung

6 Schluss

Mittels einer Schwingungsmessung bei konstanter Produktionsgeschwindigkeit wird über den Summenwert der Schwingung eine Bewertung des Zustands von Maschine und Fundament vorgenommen. Die gleitenden Effektivwerte im Zeitbereich zeigen deutliche Schwebungserscheinungen infolge Überlagerung leicht unterschiedlich drehender Walzengruppen. Eine Wasserfallanalyse identifiziert die Trockenzylinder mit ihrer einfachen Drehzahl als Ursache der überhöhten Schwingungen. Die Phasenlage der Amplituden an Stuhlung und Fundament sowie die Betriebsschwingungsanalyse zeigen den überwiegenden Anteil an den Verformungen in der Fundamentrahmenkonstruktion durch Schub- und Kippbewegungen. Mittels Messung eines stufenförmigen Maschinenhochlaufs und eines rampenförmigen Maschinenauslaufs kann die erste Systemeigenfrequenz in Form einer dominanten Längskippung bestimmt werden. Zur Trennung von Resonanzüberhöhungen und Schwebungsverstärkungen können Mittelungsverfahren im Zeitbereich und Wasserfall- sowie Ordnungsanalyse und Kreuzspektren im Frequenzbereich angewandt werden. Eine Schwingungsberechnung mittels Finite-Elemente-Modell von Maschinenstuhlung, Fundament und Gründung, unter Durchführung einer Frequenz- und Antwortanalyse, verifiziert die Anregung einer Fundamenteigenfrequenz im Betriebsbereich der Maschine. Die vorgeschlagene Sanierungsmaßnahme in Form einer Stahlbeton-Schubwandscheibe wird an dem Rechenmodell simuliert und eine Prognoserechnung der sich ergebenden Schwingungsamplituden durchgeführt.

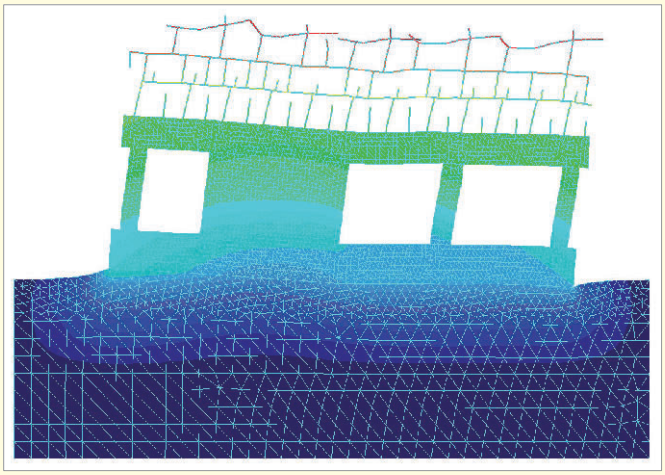


Bild 15. 1. Eigenfrequenz und Eigenmode mit Fundamentverstärkung

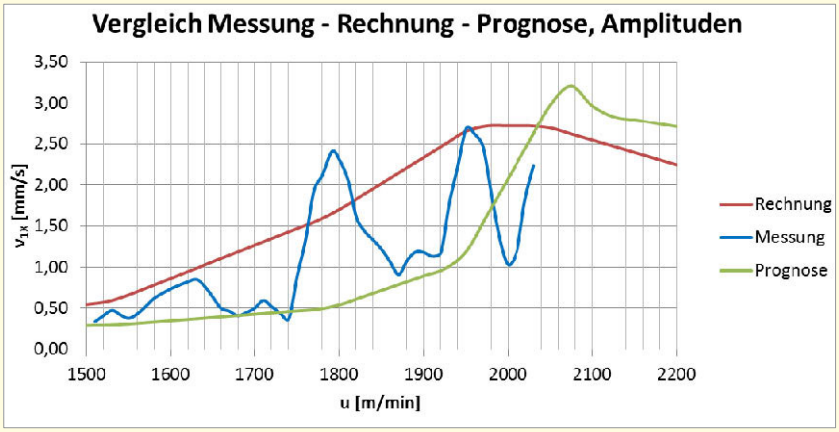


Bild 16. Vergleich Amplituden Messung, Rechnung und Prognose der Verstärkungsmaßnahme

Literatur

[1] *Bos, J. H. et al.:* Das Papierbuch. ECA Pulp & Paper b.v., 1999.

[2] *Petersen, C.:* Dynamik der Baukonstruktionen. Vieweg+Teubner Verlag, Braunschweig, 2000.

[3] *Goldman, S.:* Vibration Spectrum Analysis. Industrial Press, New York, 1999.

[4] DIN ISO 10816–1: Mechanische Schwingungen, Bewertung der Schwingungen von Maschinen durch Messungen an nicht- rotierenden Teilen, Teil 1: Allgemeine Anleitungen, Ausgabe 1997.

[5] *Ewins, D. J.:* Modal Testing. Theory, Practise and Application. Research Studies Press, Baldock, 2000.

[6] *Richardson, M.:* Measurements Required for Displaying Operating Deflection Shapes. *In:* Conference and Exposition on Structural Dynamics IMAC XXII, Dearborn, 2004, pp. 701–706.

Gleitpendellager: Bestimmung des optimalen Reibwertes und der Einfluss von Abweichungen auf die Bauwerksbeschleunigung

F. Weber, L. Meier, J. Distl, C. Braun

Zusammenfassung Die Isolationswirkung von Bauwerken gegen Erdbebenanregung mittels Gleitpendellager beruht auf zwei Effekten: Der effektive Radius der sphärischen Gleitfläche verschiebt die natürliche Schwingperiodendauer des Bauwerks in den Bereich geringer Erdbebenanregungsenergie und die Reibdämpfung reduziert zusätzlich die Bauwerksbeschleunigungen. In der Regel wird zuerst die Isolationsperiodendauer gewählt, was den effektiven Radius ergibt, und danach werden Reibwert und Wegkapazität des Gleitpendellagers mit der Methode des elastischen Antwortspektrums so bestimmt, dass die Schubkräfte von Gleitpendellager und Bauwerk gleich sind, was jedoch nicht notwendigerweise auch die Bauwerksbeschleunigung minimiert. Dieser Aufsatz beschreibt zuerst die gesamte Menge gültiger Designs von Gleitpendellagern und das optimale Design für minimale Bauwerksbeschleunigung als Bestandteil dieser Menge. Es wird gezeigt, dass die Bauwerksbeschleunigung nicht bei maximal zulässiger effektiver Dämpfung des Gleitpendellagers minimiert ist. Der zweite Teil des Aufsatzes beschreibt quantitativ, um wie viel die Bauwerksbeschleunigung zunimmt, wenn der tatsächliche Reibwert des realen Gleitpendellagers von seinem optimalen Designwert abweicht. Die Sensitivitätsstudie zeigt, dass die Zunahme der Bauwerksbeschleunigung in etwa eine Größenordnung kleiner ist als die angenommene Abweichung des Reibwertes.

1 Einführung

Bauwerke mit einer Grundschwingperiodendauer um 1 s, was häufig mit einer Bauwerkshöhe von etwa 55 m korreliert [1], liegen im Bereich höchster Anregungsenergie horizontaler Erdbeben. In diesem Anregungsbereich ist die Bauwerksbeschleunigung je nach Spektrum des Erdbebens 2,5–mal bis 4,5-mal größer als die Bodenbeschleunigung. Eine effektive Methode, das Bauwerk von der Erdbebenanregung zu entkoppeln, stellen Gleitpendellager dar. Durch ihren effektiven Radius verschieben Gleitpendellager die Grundschwingperiodendauer des isolierten Bauwerks zu Werten von typischerweise 3,5 s bis 4,5 s, womit die resultierende Bauwerksbeschleunigung (Antwort des 1-Massenschwingers) kleiner als die Bodenbeschleunigung (Anregung) ist [1]. Die Reibdämpfung des Gleitpendellagers, welche durch die Relativbewegung zwischen Gleiter und Gleitfläche entsteht, reduziert die Bauwerksbeschleunigung zusätzlich. Die Wirkung der Gleitpendellagerdämpfung – ob linearisiert oder nicht-linear – auf die resultierende Bauwerksbeschleunigung und Wegkapazität des Lagers wurde vielfach untersucht, wovon die Arbeiten [2], [3], [4] eine Auswahl darstellen.

Häufig werden Gleitpendellager trotz ihrer nicht-linearen Reibdämpfung mit der Methode des linearen Antwortspektrums ausgelegt [1], [5]. Basierend auf der Wahl der Isolationsperiodendauer von typischerweise 3,5 s bis 4,5 s werden Reibwert und Wegkapazität des Gleitpendellagers iterativ für gleiche Schubkräfte des Isolators und Bauwerks bestimmt. Ist die resultierende Wegkapazität groß und damit das Gleitpendellager teuer, wird die Iteration für die Wegkapazität mit einem höheren Reibwert wiederholt. Zwar resultiert aus diesem Verfahren immer ein gültiges Gleitpendellagerdesign, jedoch minimiert dieses nicht notwendigerweise auch die Bauwerksbeschleunigung, da der Fokus der Iteration auf dem Abgleich der Schubkräfte von Isolator und Bauwerk liegt.

Dieser Aufsatz beschreibt zuerst alle gültigen Gleitpendellagerdesigns als Trajektorie im Antwortspektrum, welche die optimale Lösung für minimale Bauwerksbeschleunigung beinhaltet. Der zweite Teil des Artikels befasst sich mit der Sensitivität des Reibwertes auf die Bauwerksbeschleunigung. Die Sensitivitätsstudie ist für diverse Isolationsperiodendauern und für alle horizontalen Erdbebenspektren durchgeführt. Die Resultate können vom planenden Ingenieur genutzt werden, um maximal tolerierbare Abweichungen des Reibwertes von seinem optimalen Designwert zu spezifizieren, welche immer noch zu akzeptablen Bauwerksbeschleunigung führen.

Dr. Ing. Felix Weber
Entwicklungsingenieur, Maurer Switzerland GmbH
Neptunstrasse 25, 8032 Zürich, Schweiz
F.Weber@maurer.eu

Dr. Ing. Leopold Meier
Entwicklungsingenieur, MAURER ENGINEERING GmbH
Frankfurter Ring 193, 80807 München
L.Meier@maurer.eu

Dipl. Ing. Johann Distl
Leiter Entwicklung, MAURER ENGINEERING GmbH
Frankfurter Ring 193, 80807 München
J.Distl@maurer.eu

Dr. Ing. Christian Braun
Geschäftsleiter, MAURER SE
Frankfurter Ring 193, 80807 München
C.Braun@maurer.eu

2 Gleitpendellager mit optimiertem Reibwert

2.1 Methode des linearen Antwortspektrums

Das lineare Antwortspektrum stellt die Enveloppe der maximalen Beschleunigungsantworten eines 1-Massenschwingers für diverse Werte seiner natürlichen Periodendauer T dar; die modale Dämpfung ζ_S des 1-Massenschwingers wird dabei zu 5 % angenommen [1] (**Bild 1**). Die maximale Beschleunigung S_e des 1-Massenschwingers wird in der Regel mit der maximalen Bodenbeschleunigung a_g normiert und die Erdbebenanregung wird durch die Parameter Typ (1 oder 2) und Bodenklasse (A, B, C, D, E) spezifiziert, welche die Periodenbereiche T_B bis T_C mit konstanter Beschleunigung, T_C bis T_D mit konstanter Geschwindigkeit und > T_D mit konstanter Verschiebung bestimmen. Ist ein Bauwerk durch Gleitpendellager isoliert, so stellt die Spektrumslinie die maximale Beschleunigung der Bauwerksmasse auf dem Gleitpendellager ohne die Betrachtung der

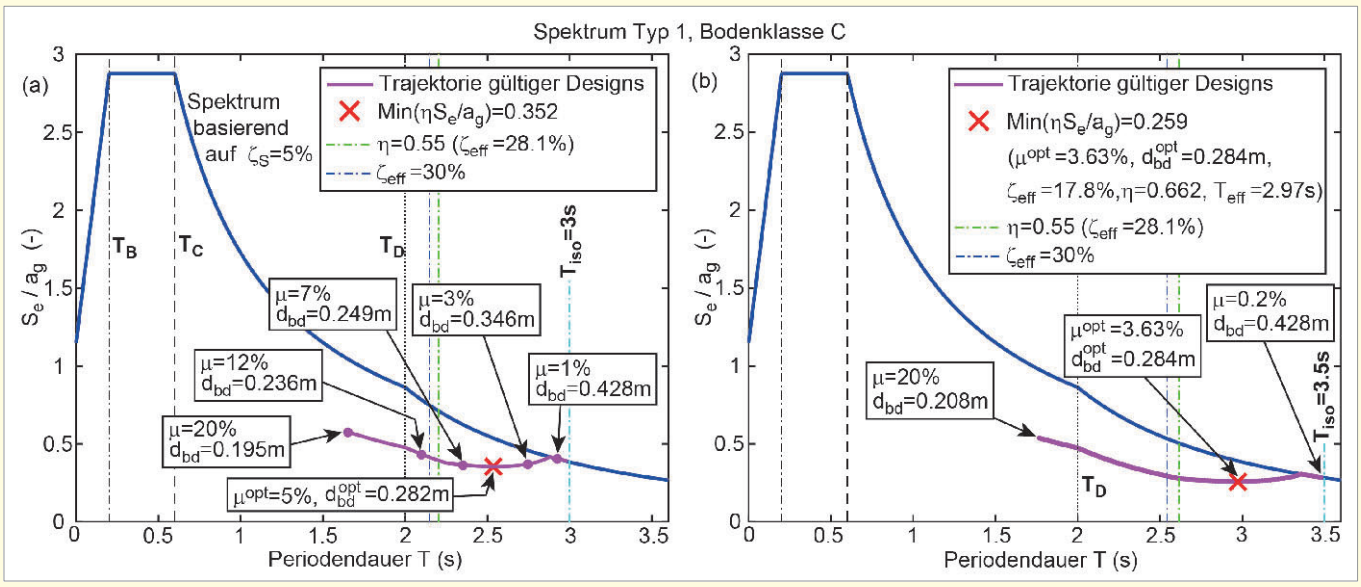


Bild 1. Gültige und optimale Gleitpendellagerdesigns für (a) T_{iso} = 3,0 s und (b) T_{iso} = 3,5 s.

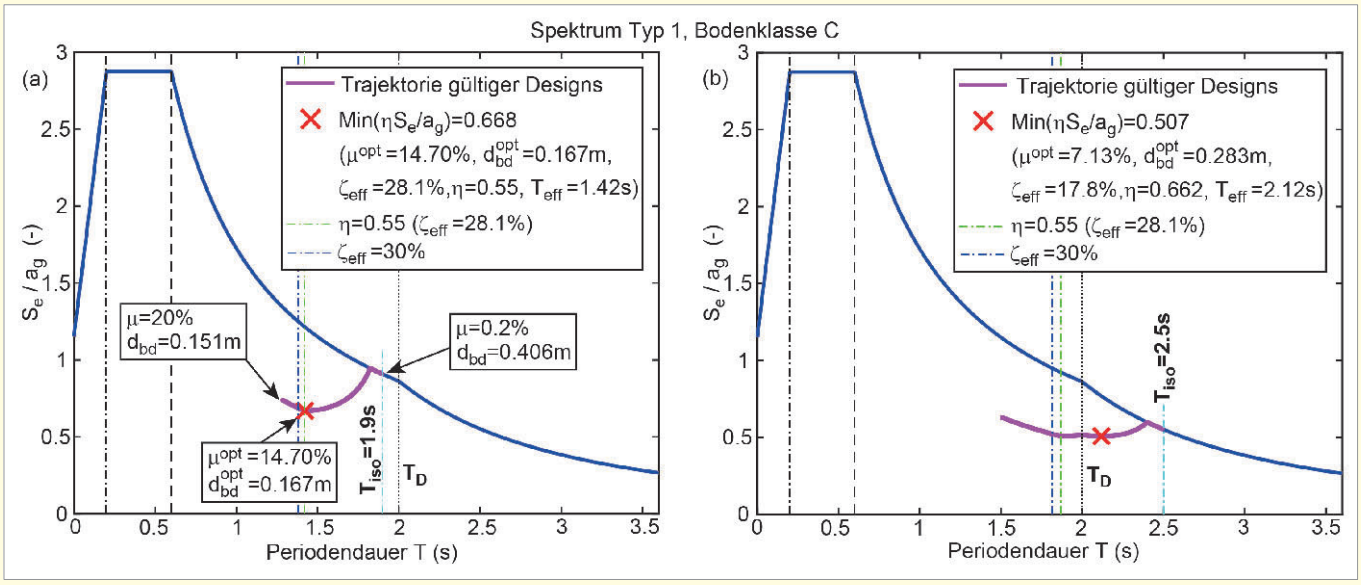


Bild 2. Gültige und optimale Gleitpendellagerdesigns für (a) T_{iso} = 1,9 s und (b) T_{iso} = 2,5 s.

effektiven Dämpfung durch das Gleitpendellager dar. Die Beschleunigung ist dann bei der Periodendauer der Isolationsperiodendauer T_{iso} abzulesen (Bild 1a), die den effektiven Radius R_{eff} des Gleitpendellager wie folgt bestimmt

$$R_{eff} = g\{T_{iso}/(2\pi)\}^2 \quad (1)$$

Üblicherweise wird $T_{iso} > T_D$ angesetzt, damit die Beschleunigungsantwort bezogen auf die Bodenbeschleunigung S_e/a_g des isolierten Bauwerks signifikant kleiner als 1 ist. Für eine angenommene Kombination aus Reibkoeffizient μ und Wegkapazität d_{bd} werden dann folgende Größen mithilfe des Antwortspektrums berechnet:

– maximale Schubkraft des Isolators:
$$F_b = \mu N_S + d_{bd}(N_S/R_{eff}) \quad (2)$$
– effektive Steifigkeit: $k_{eff} = F_b/d_{bd}$ (3)
– effektive Periodendauer: $T_{eff} = 2\pi\sqrt{N_S/(g\,k_{eff})}$ (4)
– effektives Dämpfungsmass:
$$\zeta_{eff} = \frac{2\mu}{\pi(\mu + d_{bd}/R_{eff})} \quad (\zeta_{eff} \le 30\%) \quad (5)$$
– Reduktionsfaktor:
$$\eta = \sqrt{0{,}10/(0{,}05+\zeta_{eff})} \quad (0{,}55 \le \eta \le 1) \quad (6)$$
– reduzierte Bauwerksbeschleunigungsantwort bei $T = T_{eff}$: $\eta S_e(T = T_{eff})$ (7)
– maximale Schubkraft des Bauwerks (1-Massenschwinger): $F_S = \eta S_e(N_S/g)$ (8)

wo N_S die Kraft der Bauwerksmasse auf dem Lager darstellt. Die Berechnungen (2)–(8) liefern ein gültiges Design eines Gleitpendellagers falls $F_b \approx F_S$, was dadurch erreicht wird, dass zum Beispiel der angenommene Wert von μ festgehalten und d_{bd} iterativ verändert wird.

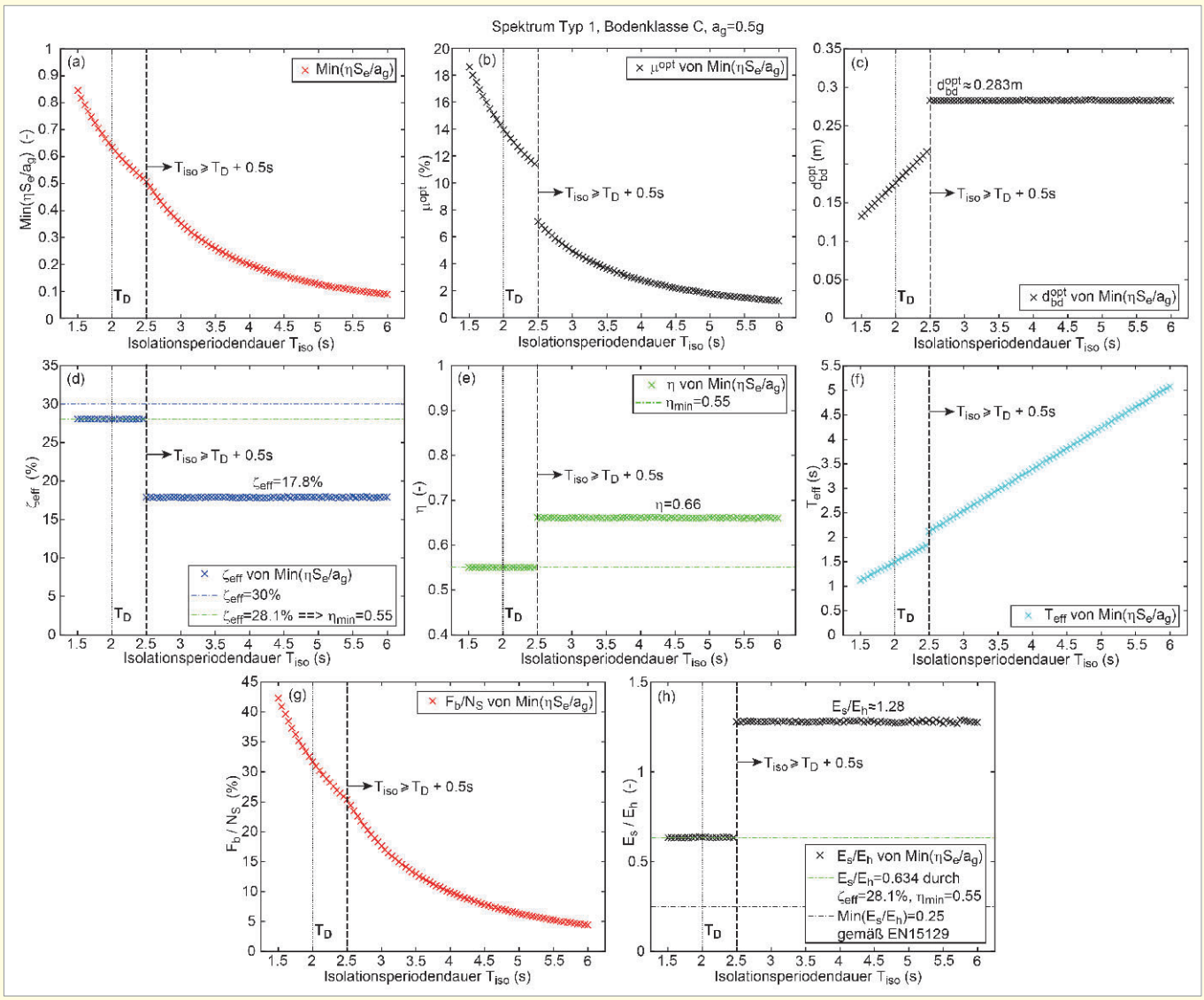


Bild 3. Paramater optimaler Gleitpendellager für minimale Bauwerksbeschleunigung als Funktion der Isolationsperiodendauer für Spektrum Typ 1, Bodenklasse C und a_g = 0,5 g.

2.2 Gültige Designs und optimales Design für minimale Bauwerksbeschleunigung

Trägt man für aufsteigende Werte von μ die resultierenden gültigen ($F_b \approx F_S$) Gleitpendellagerdesigns in der Ebene des Antwortspektrums ein, so entsteht eine Trajektorie (Bild 1 und **Bild 2**). Die Trajektorie beginnt bei $T = T_{iso}$ wegen verschwindender Dämpfung im Gleitpendellager, folgt dann der Spektrumslinie, solange die effektive Dämpfung ζ_{eff} durch das Gleitpendellager größer als die Strukturdämpfung ζ_S ist und demzufolge die Spektrumsantwort nicht reduziert werden darf, und läuft für $\zeta_{eff} > \zeta_S$ unterhalb der Spektrumslinie, weil dann S_e mit η reduziert (multipliziert) werden darf. Wie sich die Wertepaare von μ und d_{bd} entlang der Trajektorie gültiger Designs verändern, ist in Bild 1a mit einigen herausgegriffenen Designs verdeutlicht. Die Tatsache, dass die Trajektorie für zunehmende μ „stark nach links" zu tieferen Periodendauern läuft, ist darin begründet, dass T_{eff} mit zunehmende μ signifikant abnimmt.

Betrachtet man die Trajektorie der gültigen Designs und das optimale Design für minimale Bauwerksbeschleunigung (Bild 1 und Bild 2), wird folgendes ersichtlich (auch gültig für Typ 2 und andere Bodenklassen):

- Für gewählte T_{iso} gibt es eine optimale Kombination von μ und d_{bd}, welche die Bauwerksbeschleunigung minimiert.
- Mit Ausnahme ungewöhnlich tiefer T_{iso} (1,9 s ist unrealistisch für Spektrum Typ 1) ist das Minimum der Trajektorie flach, was bedeutet, dass ein vom optimalen Wert abweichender Reibwert die Bauwerksbeschleunigung nur geringfügig erhöht.
- Für T_{iso} = 2,5 s entsteht eine Trajektorie mit zwei lokalen Minima mit dem globalen Minimum von S_e/a_g im Bereich $T_{eff} > T_D$; für 2,36 s ≤ T_{iso} < 2,5 s entstehen ebenfalls zwei lokale Minima mit dem globalen Minimum bei $T_{eff} < T_D$ (nicht gezeigt in Bild 2). Der Grund für die Entstehung zweier lokaler Minima ist, dass die Trajektorie in etwa hälftig in die Periodenbereiche > T_D (mit $S_e \sim 1/T^2$) und T_C...T_D (mit $S_e \sim 1/T$) fällt.

2.3 Optimale Designs in Abhängigkeit der Isolationsperiodendauer

Im letzten Abschnitt wurde das optimale Gleitpendellagerdesign für vier ausgewählte Isolationsperiodendauern T_{iso} gezeigt. Für den Ingenieur von Interesse ist nun, wie sich die Parameter des optimalen Gleitpendellagers für minima-

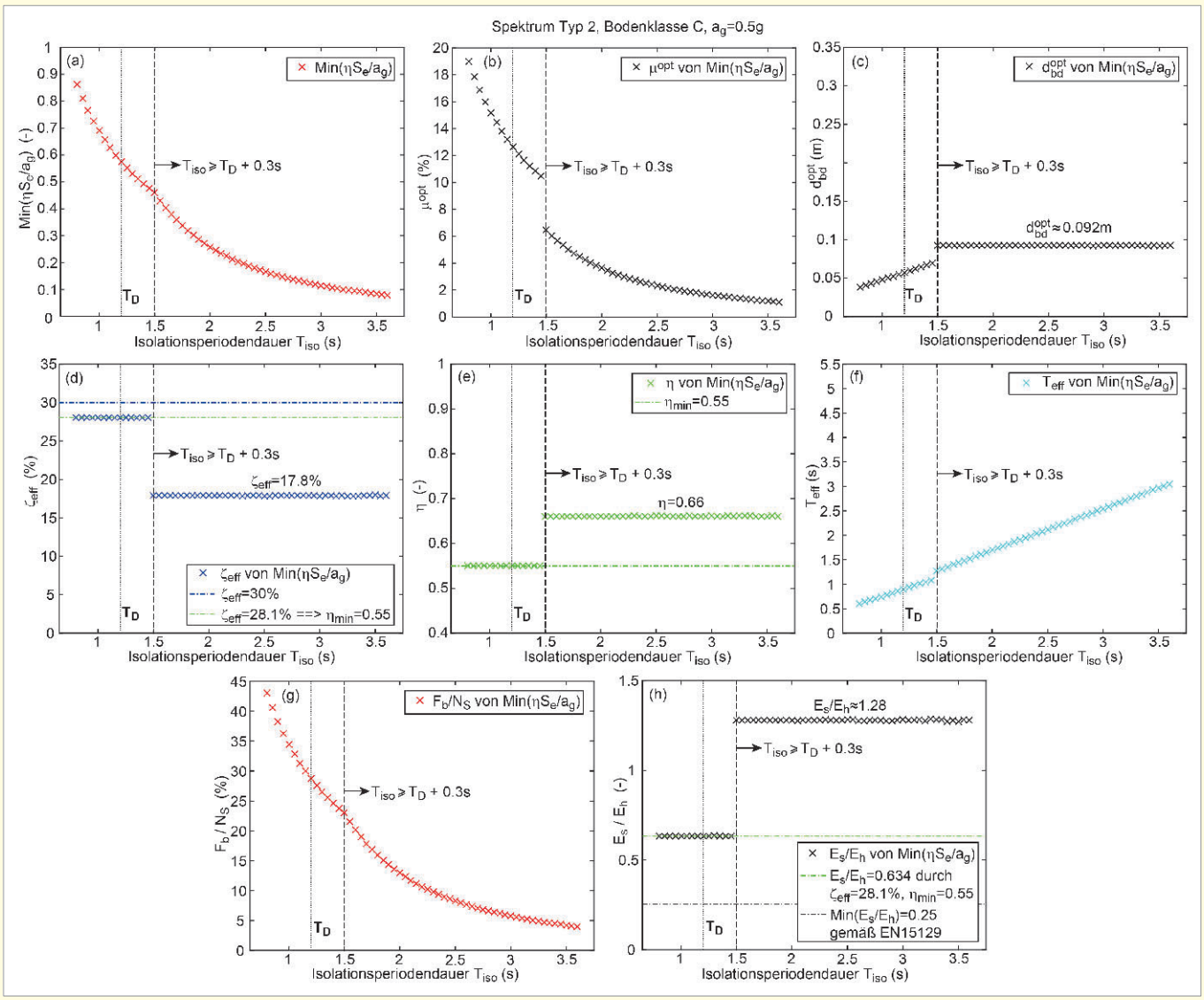


Bild 4. Paramater optimaler Gleitpendellager für minimale Bauwerksbeschleunigung als Funktion der Isolationsperiodendauer für Spektrum Typ 2, Bodenklasse C und $a_g = 0{,}5\,g$.

le Bauwerksbeschleunigung in Abhängigkeit aller möglichen Isolationsperiodendauern T_{iso} verhalten. Hierzu sind die Parameter der optimierten Gleitpendellager als Funktion von T_{iso} für die Spektren Typ 1 und Typ 2 mit Bodenklasse C und für $a_g = 0{,}5\,g$ berechnet und in **Bild 3** und **Bild 4** dargestellt. **Tabelle 1** zeigt zudem, welche Parameter von welchen Inputgrößen (Typ, Bodenklasse, a_g, N_S) abhängig respektive nicht abhängig sind. Der Sprung in den Kurven in Bild 3 bei $T_{iso} = T_D + 0{,}50\,s$ ist durch die Tatsache bedingt,

Tabelle 1. Abhängigkeiten der Parameter des optimalen Gleitpendellagers für minimale Bauwerksbeschleunigung.

Abhängig: Ja / Nein	Typ	Bodenklasse	a_g	N_S
S_e / a_g	Ja	Ja	Nein	Nein
μ	Ja	Ja	Ja	Nein
d_{bd}	Ja	Ja	Ja	Nein
ζ_{eff}	**Nein**	**Nein**	**Nein**	**Nein**
η	**Nein**	**Nein**	**Nein**	**Nein**
T_{eff} ($T_{iso} \geq T_D + 0{,}5(0{,}3)$)	**Nein**	**Nein**	**Nein**	**Nein**
F_b / N_S	Ja	Ja	Ja	Nein
E_s / E_h	**Nein**	**Nein**	**Nein**	**Nein**

dass für $T_{iso} = 2{,}5\,s$ das Minimum von $\eta S_e/a_g$ bei $T_{eff} > T_D$ liegt (Bild 2b), während $Min(\eta S_e/a_g)$ für $2{,}36\,s \leq T_{iso} < 2{,}5\,s$ bei $T_{eff} < T_D$ ist. Der Sprung tritt bei den Parametern für Spektrum Typ 2 aus dem gleichen Grund aber bei $T_{iso} = T_D + 0{,}30\,s$ auf (Bild 4). Die Analyse der Parameter der optimalen Gleitpendellager zeigt folgendes:

- $T_{iso} < T_D + 0{,}50\,s$ (0,30 s Typ 2): Der optimale Wert von $\zeta_{eff} \approx 28{,}1\,\%$ ist durch die untere Begrenzung des Reduktionsfaktors $\eta_{min} = 0{,}55$ gegeben, siehe Gleichung (9).
- $T_{iso} \geq T_D + 0{,}50\,s$ (0,30 s Typ 2): Für realistische Isolationsperiodendauern ist das optimale Gleitpendellagerdesign durch $\zeta_{eff} \approx 17{,}8\,\%$ und $\eta \approx 0{,}66$ charakterisiert.
- Weil die optimale effektive Dämpfung und damit der optimale Reduktionsfaktor im Bereich $T_{iso} < T_D + 0{,}50\,s$ (0,30 s Typ 2) konstant sind, wird die Spektrumslinie im Periodenbereich ~ $1/T$ (konstante Geschwindigkeit) mit konstantem Reduktionsfaktor reduziert, womit die Bewegung d_{bd} linear ansteigt.
- Weil die optimale effektive Dämpfung und damit der optimale Reduktionsfaktor im Bereich $T_{iso} \geq T_D + 0{,}50\,s$ (0,30 s Typ 2) konstant sind, wird die Spektrumslinie im Periodenbereich ~ $1/T^2$ (konstante Verschiebung) mit

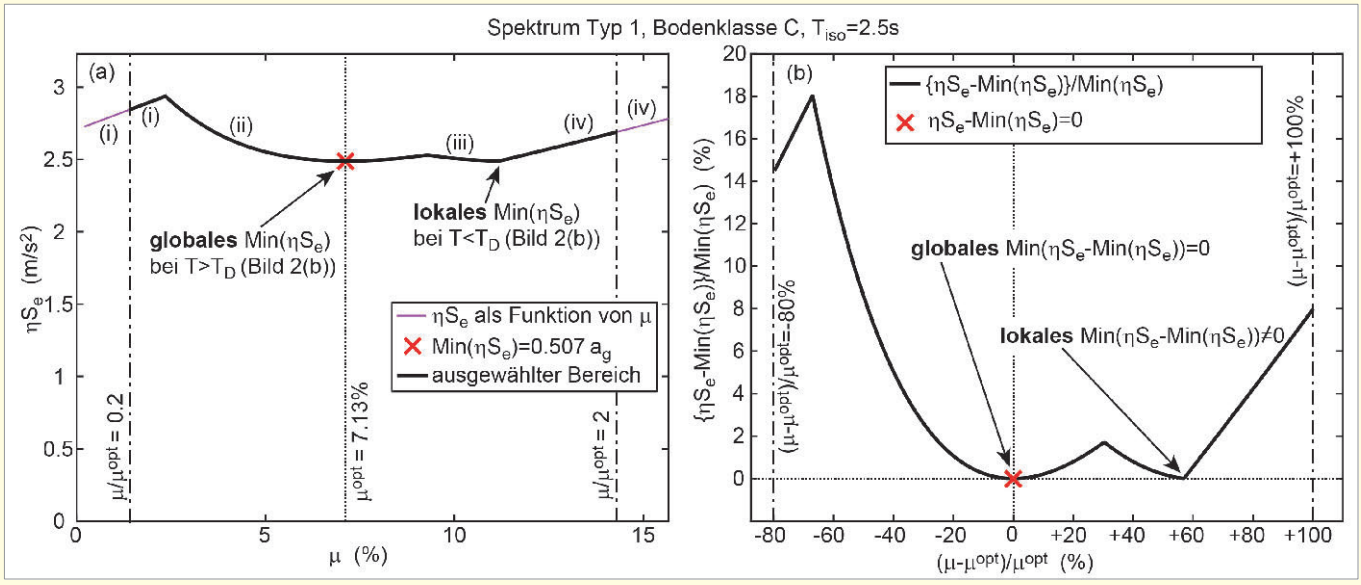


Bild 5. Bauwerksbeschleunigung gültiger Gleitpendellagerdesigns als Funktion des Reibwertes (a) und resultierende Sensitivitätskurve (b).

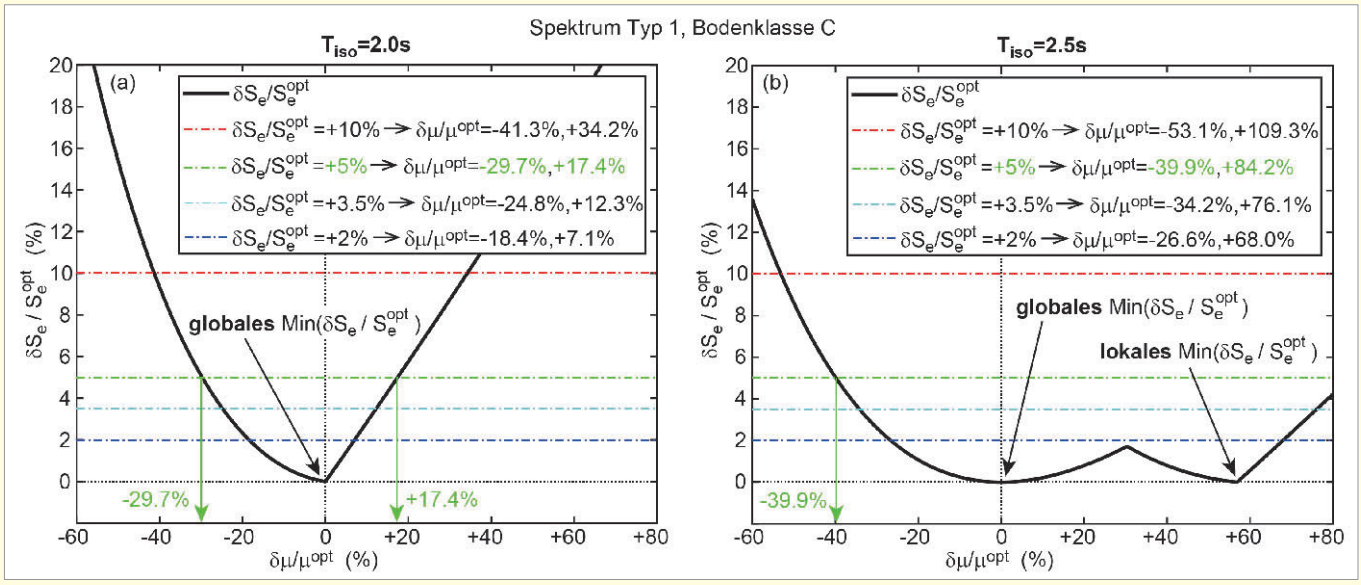


Bild 6. Sensitivitätskurven für Spektrum Typ 1 und Bodenklasse C für unrealistisch tiefe Isolationsperiodendauern (T_{iso} = 2,0 s = T_D, 2,5 s).

konstantem Reduktionsfaktor reduziert, womit die Bewegung d_{bd} konstant ist.

– Das Rückzentrierkriterium E_h/E_s gemäß [6] ist für alle optimalen Gleitpendellager automatisch erfüllt.

$$\zeta_{eff} = 0{,}10/\eta_{min}^2 - 0{,}05 \approx 28{,}1\% \qquad (9)$$

2.4 Hauptresultate

Zusammenfassend lässt sich für Gleitpendellager, die für minimale Bauwerksbeschleunigung optimiert sind, deren Isolationsperiodendauer typischerweise signifikant oberhalb T_D liegt und die mit der Methode des linearen Antwortspektrums ausgelegt sind, folgendes sagen:

1) Das optimale effektive Dämpfungsmass beträgt unabhängig von Spektrum und Bodenbeschleunigung circa 17,8 %.
2) Die Wegkapazität ist unabhängig von der gewählten Isolationsperiodendauer (aber abhängig von Spektrum und Bodenbeschleunigung).
3) Die Rückzentrierbedingung ist unabhängig von Spektrum und Bodenbeschleunigung immer erfüllt.

3 Sensitivität des Reibwertes auf Bauwerksbeschleunigung

3.1 Sensitivität

Die Sensitivität eines Parameters auf das Resultat beschreibt, um wie viel sich das Resultat relativ zu seinem Nominalwert ändert, wenn sich der Parameter relativ zu seinem Nominalwert ändert. Somit berechnet sich die Sensitivität des Reibewertes auf die Bauwerksbeschleunigung wie folgt

$$Sensitivität = \frac{\{\eta S_e - Min(\eta S_e)\}/Min(\eta S_e)}{\{\mu - \mu^{opt}\}/\mu^{opt}} = \frac{\delta S_e/S_e^{opt}}{\delta\mu/\mu^{opt}} \qquad (10)$$

Die Berechnung der Sensitivitätskurve sei hier anhand des Beispiels für Spektrum Typ 1, Bodenklasse C, a_g = 0,5 g und T_{iso} = 2,5 s erläutert, also für den interessanten Fall, dass die

Tabelle 2. Maximale Reibwertabweichungen für + 5 % und + 2 % Erhöhung der Bauwerksbeschleunigung für alle Spektren Typ 1 und diverse Isolationsperiodendauern.

T_{iso}(s)	Bodenklasse	$\delta S_e / S_e^{opt}$	$\delta\mu / \mu^{opt}$	$\delta S_e / S_e^{opt}$	$\delta\mu / \mu^{opt}$
2 (= T_D)	A	+ 5 %	- 29,6 %, + 17,7 %	+ 2 %	- 18,3 %, + 7,3 %
	B	+ 5 %	- 29,7 %, + 17,4 %	+ 2 %	- 18,4 %, + 7,0 %
	C	+ 5 %	- 29,7 %, + 17,4 %	+ 2 %	- 18,4 %, + 7,1 %
	D	+ 5 %	- 29,6 %, + 17,5 %	+ 2 %	- 18,3 %, + 7,1 %
	E	+ 5 %	- 29,6 %, + 17,6 %	+ 2 %	- 18,3 %, + 7,2 %
2,5	A	+ 5 %	- 39,8 %, + 84,4 %	+ 2 %	- 26,6 %, + 68,1 %
	B	+ 5 %	- 39,9 %, + 84,0 %	+ 2 %	- 26,7 %, + 67,8 %
	C	+ 5 %	- 39,9 %, + 84,2 %	+ 2 %	- 26,6 %, + 68,0 %
	D	+ 5 %	- 39,9 %, + 84,1 %	+ 2 %	- 26,7 %, + 67,9 %
	E	+ 5 %	- 39,9 %, + 84,2 %	+ 2 %	- 26,7 %, + 67,9 %
3	A	+ 5 %	- 40,0 %, + 55,2 %	+ 2 %	- 26,9 %, + 32,7 %
	B	+ 5 %	- 39,8 %, + 55,7 %	+ 2 %	- 26,6 %, + 33,0 %
	C	+ 5 %	- 39,9 %, + 55,6 %	+ 2 %	- 26,7 %, + 32,9 %
	D	+ 5 %	- 39,9 %, + 55,5 %	+ 2 %	- 26,7 %, + 32,8 %
	E	+ 5 %	- 40,0 %, + 55,4 %	+ 2 %	- 26,8 %, + 32,8 %
3,5	A	+ 5 %	**- 39,7 %**, + 56,2 %	+ 2 %	- 26,4 %, + 33,4 %
	B	+ 5 %	- 39,7 %, + 56,1 %	+ 2 %	- 26,4 %, + 33,4 %
	C	+ 5 %	- 39,7 %, + 56,1 %	+ 2 %	- 26,4 %, + 33,4 %
	D	+ 5 %	- 40,0 %, + 55,3 %	+ 2 %	- 26,8 %, + 32,7 %
	E	+ 5 %	- 40,1 %, + 55,1 %	+ 2 %	- 26,9 %, + 32,5 %
4	A	+ 5 %	- 40,3 %, **+ 54,5 %**	+ 2 %	- 27,2 %, **+ 32,0 %**
	B	+ 5 %	- 40,0 %, + 55,2 %	+ 2 %	- 26,8 %, + 32,7 %
	C	+ 5 %	- 39,7 %, + 56,1 %	+ 2 %	- 26,4 %, + 33,4 %
	D	+ 5 %	- 39,8 %, + 55,8 %	+ 2 %	- 26,6 %, + 33,1 %
	E	+ 5 %	- 39,9 %, + 55,5 %	+ 2 %	- 26,7 %, + 32,8 %
4,5	A	+ 5 %	- 39,9 %, + 55,6 %	+ 2 %	- 26,6 %, + 32,9 %
	B	+ 5 %	- 39,5 %, + 56,6 %	+ 2 %	**- 26,2 %**, + 33,8 %
	C	+ 5 %	- 39,9 %, + 55,6 %	+ 2 %	- 26,7 %, + 32,9 %
	D	+ 5 %	- 40,0 %, + 55,2 %	+ 2 %	- 26,8 %, + 32,6 %
	E	+ 5 %	- 39,7 %, + 56,0 %	+ 2 %	- 26,5 %, + 33,3 %
5	A	+ 5 %	- 39,4 %, + 56,7 %	+ 2 %	- 26,1 %, + 33,9 %
	B	+ 5 %	- 39,9 %, + 55,4 %	+ 2 %	- 26,7 %, + 32,8 %
	C	+ 5 %	- 39,7 %, + 56,1 %	+ 2 %	- 26,4 %, + 33,4 %
	D	+ 5 %	- 40,2 %, + 54,9 %	+ 2 %	- 27,0 %, + 32,3 %
	E	+ 5 %	- 39,6 %, + 56,2 %	+ 2 %	- 26,4 %, + 33,4 %

Trajektorie aller möglichen Gleitpendellagerdesigns zwei lokale Minima zeigt (Bild 2b). Die Bauwerksbeschleunigung dieser Trajektorie als Funktion des Reibwertes μ ist in **Bild 5**a gezeigt. Im Ast (i) geht die Trajektorie entlang der Spektrumslinie wegen $\zeta_{eff} \leq \zeta_S$ (Bild 2b), dann fällt die Trajektorie zum globalen Minimum von ηS_e (ii), im Bereich (iii) fällt die Trajektorie zum lokalen Minimum von ηS_e und steigt im Bereich (iv), weil die Spektrumslinie steigt und η konstant bleibt. Auf diese Linie wird die Operation (10) angewendet, was auf die Sensitivitätskurve dargestellt in Bild 5b führt. Die untere und obere Grenze von μ / μ^{opt} für die Bestimmung der Sensitivitätskurve sind so gewählt, dass die relative Erhöhung der Bauwerksbeschleunigung maximal für die Fälle bestimmt werden kann, dass der tatsächliche Reibwert fünfmal kleiner oder doppelt so groß wie sein optimaler Designwert ist. Wäre zum Beispiel μ^{opt} = 5 %, so würde die Sensitivitätsberechnung die maximalen relativen Erhöhungen der Bauwerksbeschleunigung für μ = 1 % sowie 10 % liefern.

3.2 Resultate

Exemplarisch sind sechs Sensitivitätskurven in **Bild 6** und **Bild 7** für Spektrum Typ 1 und Bodenklasse C für folgende Isolationsperiodendauern dargestellt:

- T_{iso} = 2,0 s (= T_D): unrealistisch tiefe T_{iso}, wodurch das Minimum in den Periodenbereich konstanter Geschwindigkeit fällt, wo die Trajektorie nicht flach verläuft und somit Abweichungen des tatsächlichen Reibwertes von seinem optimalen Designwert einen signifikanten Impact auf die Bauwerksbeschleunigung hat.
- T_{iso} = 2,5 s: unrealistisch tiefe T_{iso}, aber interessant wegen der zwei lokalen Minima.
- T_{iso} = 3,0 s, 3,5 s, 4,0 s, 4,5 s: typische Isolationsperiodendauern (3,0 s eher tief).

Tabelle 3. Maximale Reibwertabweichungen für + 5 % und + 2 % Erhöhung der Bauwerksbeschleunigung für alle Spektren Typ 2 und diverse Isolationsperiodendauern.

T_{iso}(s)	Bodenklasse	$\delta S_e / S_e^{opt}$	$\delta\mu / \mu^{opt}$	$\delta S_e / S_e^{opt}$	$\delta\mu / \mu^{opt}$
1,2 (= T_D)	A	+ 5 %	- 29,7 %, + 17,6 %	+ 2 %	- 18,3 %, + 7,1 %
	B	+ 5 %	- 29,7 %, + 17,5 %	+ 2 %	- 18,4 %, + 7,1 %
	C	+ 5 %	- 29,7 %, + 17,4 %	+ 2 %	- 18,4 %, + 7,1 %
	D	+ 5 %	- 29,6 %, + 17,6 %	+ 2 %	- 18,3 %, + 7,2 %
	E	+ 5 %	- 29,7 %, + 17,4 %	+ 2 %	- 18,4 %, + 7,1 %
1,5	A	+ 5 %	- 39,9 %, + 84,1 %	+ 2 %	- 26,7 %, + 67,9 %
	B	+ 5 %	- 39,8 %, + 84,4 %	+ 2 %	- 26,6 %, + 68,2 %
	C	+ 5 %	- 39,8 %, + 84,3 %	+ 2 %	- 26,6 %, + 68,0 %
	D	+ 5 %	- 39,9 %, + 84,0 %	+ 2 %	- 26,7 %, + 67,8 %
	E	+ 5 %	- 39,8 %, + 84,3 %	+ 2 %	- 26,6 %, + 68,1 %
1,8	A	+ 5 %	- 39,7 %, + 56,2 %	+ 2 %	- 26,4 %, + 33,5 %
	B	+ 5 %	- 39,7 %, + 55,9 %	+ 2 %	- 26,5 %, + 33,2 %
	C	+ 5 %	- 39,8 %, + 55,9 %	+ 2 %	- 26,6 %, + 33,1 %
	D	+ 5 %	- 39,9 %, + 55,6 %	+ 2 %	- 26,6 %, + 33,0 %
	E	+ 5 %	- 39,8 %, + 55,8 %	+ 2 %	- 26,6 %, + 33,1 %
2,1	A	+ 5 %	- 40,0 %, + 55,2 %	+ 2 %	- 26,9 %, + 32,5 %
	B	+ 5 %	- 40,1 %, + 55,0 %	+ 2 %	- 27,0 %, **+ 32,4 %**
	C	+ 5 %	- 40,0 %, + 55,3 %	+ 2 %	- 26,8 %, + 32,6 %
	D	+ 5 %	- 40,0 %, + 55,3 %	+ 2 %	- 26,8 %, + 32,7 %
	E	+ 5 %	**- 39,7 %**, + 56,2 %	+ 2 %	**- 26,4 %**, + 33,4 %
2,4	A	+ 5 %	- 39,7 %, + 56,0 %	+ 2 %	- 26,5 %, + 33,3 %
	B	+ 5 %	- 40,0 %, + 55,2 %	+ 2 %	- 26,8 %, + 32,6 %
	C	+ 5 %	- 40,0 %, + 55,4 %	+ 2 %	- 26,8 %, + 32,7 %
	D	+ 5 %	- 39,8 %, + 55,8 %	+ 2 %	- 26,6 %, + 33,1 %
	E	+ 5 %	- 40,1 %, + 55,0 %	+ 2 %	- 27,0 %, + 32,4 %
2,7	A	+ 5 %	- 39,8 %, + 55,7 %	+ 2 %	- 26,6 %, + 33,1 %
	B	+ 5 %	- 40,1 %, **+ 54,9 %**	+ 2 %	- 27,0 %, + 32,4 %
	C	+ 5 %	- 40,1 %, + 55,0 %	+ 2 %	- 27,0 %, + 32,4 %
	D	+ 5 %	- 40,0 %, + 55,2 %	+ 2 %	- 26,9 %, + 32,6 %
	E	+ 5 %	- 39,9 %, + 55,6 %	+ 2 %	- 26,7 %, + 32,9 %
3	A	+ 5 %	- 39,9 %, + 55,6 %	+ 2 %	- 26,6 %, + 32,9 %
	B	+ 5 %	- 39,8 %, + 55,8 %	+ 2 %	- 26,5 %, + 33,2 %
	C	+ 5 %	- 40,3 %, + 54,5 %	+ 2 %	- 27,2 %, + 32,0 %
	D	+ 5 %	- 39,9 %, + 55,5 %	+ 2 %	- 26,7 %, + 32,8 %
	E	+ 5 %	- 40,0 %, + 55,3 %	+ 2 %	- 26,8 %, + 32,7 %

Die Sensitivitätskurven sind so ausgewertet, dass für angenommene maximal akzeptierte relative Erhöhungen der Bauwerksbeschleunigung $\delta S_e / S_e^{opt}$ von + 2 %, + 3,5 %, + 5 % und + 10 % die daraus resultierenden maximal tolerierten relativen Reibwertabweichungen berechnet sind.
Mit Ausnahme der Resultate für die unrealistisch tiefe Isolationsperiodendauer T_{iso} = 2,0 s zeigt die Auswertung, dass die relative Erhöhung der Bauwerksbeschleunigung circa eine Größenordnung kleiner als die relative Reibwertabweichung ist. Die Auswertung der Sensitivitätskurven für Spektrum 2 (nicht als Bild dargestellt) zeigt auch dieses Verhältnis.
Für alle Erdbebenspektren und für einen sehr großen Bereich der Isolationsperiodendauer zeigen die **Tabelle 2** und **Tabelle 3** die maximal tolerierbaren Reibwertabweichungen unter der Annahme, dass eine Erhöhungen der Bauwerksbeschleunigung relativ zu ihrem Minimum von + 5 % und + 2 % akzeptabel sei. Betrachtet man die Resultate häufig gewählter, also realistischer Isolationsperiodendauern (grau hinterlegt) und für $\delta S_e / S_e^{opt}$ = + 5 %, was eine messbare aber wohl kaum spürbare relative Erhöhung darstellt, so dürfte der Reibwert um circa – 39 % und + 54 % (gültig für Typ 1 und Typ 2) von seinem optimalen Designwert abweichen. Nimmt man an, dass nur die geringfügige Erhöhung von $\delta S_e / S_e^{opt}$ = + 2 % akzeptabel sei, dürfte der Reibwert um circa – 26 % und + 32 % (gültig für Typ 1 und Typ 2) von seinem optimalen Designwert divergieren. Dieses eventuell erstaunliche Resultat ist die direkte Folge des flachen Minimums der Trajektorien der gültigen Gleitpendellagerdesigns (Bild 1 und Bild 2). Die normierte Bauwerkbeschleunigung S_e/a_g erhöht sich fast nicht, wenn der Reibwert signifikant kleiner (nach rechts auf der Trajektorie) oder größer (nach links auf der Trajektorie) als sein optimaler Wert ist. Es sei angemerkt, dass die Feststellung der sehr tiefen Sensitivität des Reibwertes auf die Bauwerksbeschleunigung nicht für die Sensitivität des Reibwertes auf die Wegkapazität des Gleitpendellagers zutrifft.

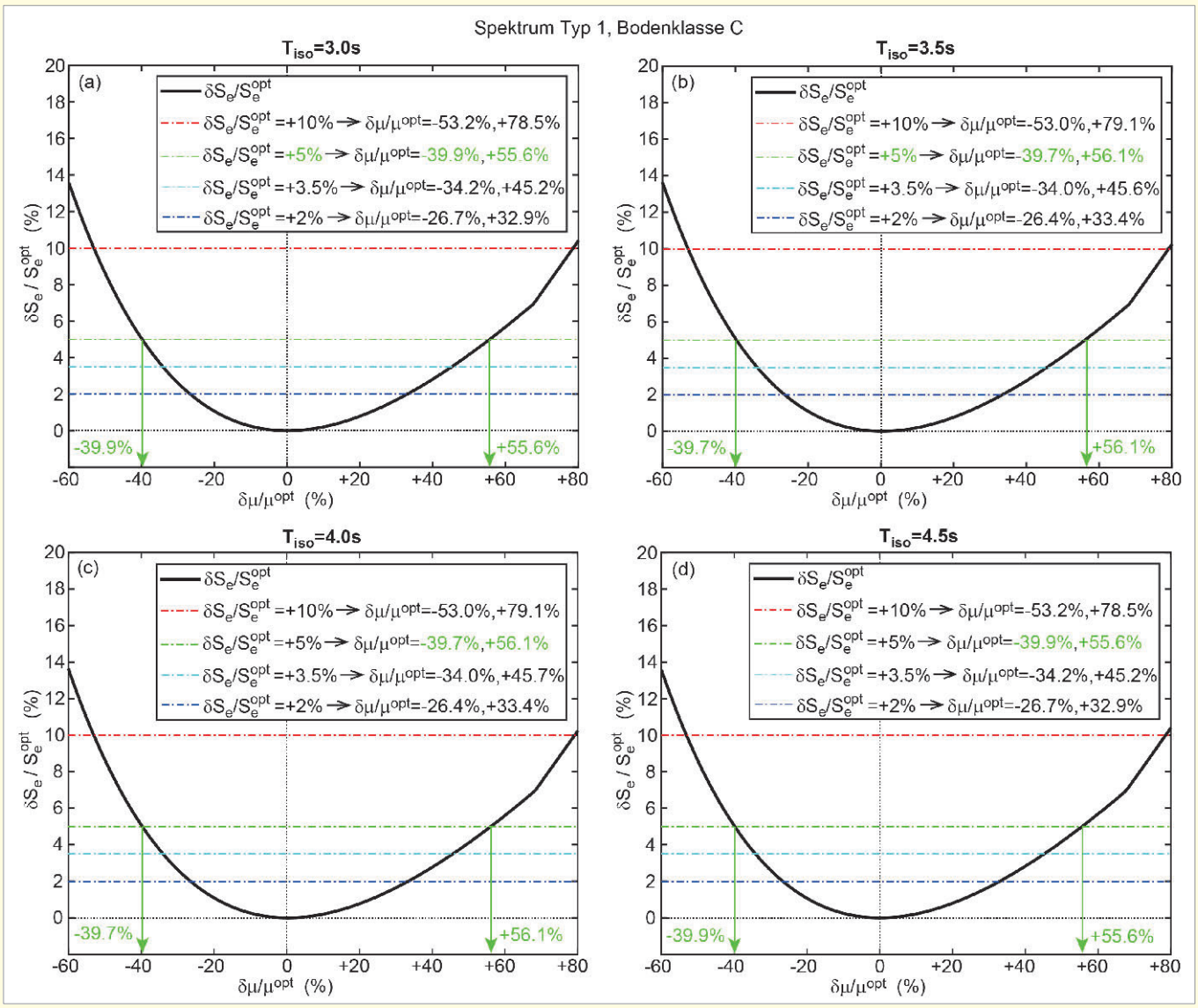


Bild 7. Sensitivitätskurven für Spektrum Typ 1 und Bodenklasse C für realistische Isolationsperiodendauern (T_{iso} = 3,0 s (eher tief), 3,5 s, 4,0 s, 4,5 s).

4 Zusammenfassung

Dieser Artikel beschreibt die Sensitivität des Reibwertes von Gleitpendellager auf die Bauwerksbeschleunigung für alle genormten Erdbebenspektren und für diverse Isolationsperiodendauern. Die Sensitivitätsstudie ist mit der oft angewendeten Methode des linearen Antwortspektrums durchgeführt. Die Sensitivitätsstudie zeigt, dass die Erhöhung der Bauwerksbeschleunigung relativ zu ihrem Minimum circa eine Größenordnung kleiner ist als die Abweichung des tatsächlichen Reibwertes relativ zu seinem optimalen Designwert. Dieses Resultat wird anschaulich mit der Trajektorie gültiger Gleitpendellager in der Ebene des Antwortspektrums begründet. Das Beschleunigungsminimum der Trajektorie verläuft flach, weshalb Abweichungen des Reibwertes von seinem optimalen Wert nur geringfügig die Bauwerksbeschleunigung erhöhen.

Danksagung

Die Autoren bedanken sich bei der MAURER SE, der MAURER ENGINEERING GmbH und der Maurer Switzerland GmbH für die Finanzierung dieser Studie.

Literatur

[1] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, EN 1998–1:2004 + AC:2009.

[2] *Inaudi, J. A.; Kelly, J. M.:* Optimum damping in linear isolation systems. *In:* Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 22 (1993), Iss. 7, pp. 583–598.

[3] *Bucher, C.:* Probability-based optimization of friction damping devices. *In:* Structural Safety, Vol. 31 (2009), Iss. 6, pp. 500–507.

[4] *Nigdeli, S.M.; BekdaÖ, G.; Alhan, C.:* Optimization of seismic isolation systems via harmony search. *In:* Engineering Optimization, Vol. 46 (2014), Iss. 11, pp. 1553–1569.

[5] *Weber, F.; Meier, L.; Distl, J; Braun, C.:* Optimum design of curved surface sliders based on site-specific seismic input and its sensitivity. *In:* Geoscience, Vol. 8 (2018), Iss. 3, doi:10.3390/geosciences8030083.

[6] DIN EN 15129: Erdbebenvorrichtungen. Deutsche Fassung EN 15129:2009.

Dimensionsanalyse für baudynamische Versuche an kleinmaßstäblichen Modellen

T. Furtmüller, M. Kawrza, C. Adam

Zusammenfassung In diesem Beitrag wird die Dimensionsanalyse zur Bestimmung einer maßstabsgetreuen Durchführung von baudynamischen Versuchen diskutiert und angewendet. Nach einer grundlegenden Darstellung der Dimensionsanalyse werden Modellgesetze hergeleitet, die bei (bau)dynamischen Fragestellungen zu berücksichtigen sind, sowie in weiterer Folge für kleinmaßstäbliche Versuche spezifiziert. Die Forderung, dass die Beschleunigungsantworten des Objekts im Originalmaßstab (des sogenannten Prototyps) und des skalierten Versuchsmodells gleich groß sind, führt auf eine relative Massenerhöhung im Versuchsmodell. Die Verifikation der gefundenen Modellgesetze erfolgt anhand von numerischen Simulationen an Modellen eines elastoplastischen mehrstöckigen Gebäudes unter Erdbebenanregung.

Bild 1. Einaxialer Schwingtisch
Abb.: http://www.civil.uwaterloo.ca/snarasim/Facilities.html

1 Einleitung

Neben computergestützten Berechnungen stellen experimentelle Untersuchungen eine zweite wesentliche Säule in der Beurteilung von Fragen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Konstruktionen dar. Vielfach liegt die Aufgabe von Versuchen darin, eine Referenzlösung zur Verifikation von numerischen Simulationen zu liefern. Die Bedeutung des Experiments sollte demnach – trotz aller Fortschritte im Bereich der Simulationsmöglichkeiten – nicht unterschätzt werden. Im baudynamischen Versuchswesen ist man oftmals mit dem Problem konfrontiert, dass eine Versuchsdurchführung im Originalmaßstab (hierfür wird im Weiteren die Bezeichnung „Prototyp“ verwendet) aufgrund des zu großen Platz- und/oder Kraftbedarfs nicht möglich ist. Vielmehr müssen Experimente an kleinmaßstäblichen Modellen durchgeführt werden. Ein Beispiel hierfür sind dynamische Tests mit Schwingtischen (**Bild 1**), mit denen Tragwerke unter Erdbebenbeanspruchung experimentell untersucht werden können. Limitierende Faktoren bei solchen Tests können die maximale vom Hydraulikzylinder übertragbare Kraft, die vom Zylinder maximal aufbringbare Verschiebung oder die höchstzulässige bewegte Masse am Schwingtisch sein.

DI Dr. Thomas Furtmüller
Universität Innsbruck
Technikerstraße 13, 6020 Innsbruck, Österreich
thomas.furtmueller@uibk.ac.at, Tel. 0043 512 507 61617

DI Michael Kawrza
FS1 Fiedler Stöffler Ziviltechniker GmbH
Anichstraße 17, 6020 Innsbruck, Österreich
kawrza@fs1-gmbh.at, Tel. 0043 512 260440

Univ.-Prof. DI Dr. Christoph Adam
Universität Innsbruck
Technikerstraße 13, 6020 Innsbruck, Österreich
christoph.adam@uibk.ac.at, Tel. 0043 512 507 61600

Durch Anwendung der Dimensionsanalyse gelangt man zu dimensionslosen Größen, sogenannten Π-Faktoren, die das betrachtete System alternativ beschreiben. Aus der Bedingung, dass diese Faktoren für Prototyp und Modell übereinstimmen müssen, erhält man Modellgesetze, die eingehalten werden müssen, um die Äquivalenz der Ergebnisse der beiden betrachteten Skalen zu gewährleisten. In diesem Beitrag werden die in [6] hergeleiteten Π-Faktoren für Fragestellungen der Baudynamik aufbereitet und für den Fall kleinmaßstäblicher Versuche spezifiziert.

2 Grundlagen der Dimensionsanalyse

2.1 Π-Theorem nach Buckingham

Das von Buckingham aufgestellte Π-Theorem [1] besagt, dass sich eine Gleichung der Form

$$f(x_1, x_2, ..., x_n) = 0 \tag{1}$$

mit n (dimensionsbehafteten) physikalischen Größen x_1 bis x_n alternativ durch eine Gleichung der Form

$$F(\Pi_1, \Pi_2, ..., \Pi_{n-r}) = 0 \tag{2}$$

mit $n - r$ dimensionslosen Faktoren (Π-Faktoren) schreiben lässt [2]. Dabei entspricht r in der Regel der Anzahl der Grundgrößen, aus deren Einheiten alle weiteren Größen abgeleitet werden können. Für dynamische Fragestellungen ist somit $r = 3$, da die Einheiten aller vorkommenden Größen durch die Einheiten von Masse („mass“), Länge („length“) und Zeit („time“) (M-L-T-System) bzw. Kraft („force“), Länge und Zeit (F-L-T-System) dargestellt werden können.

Um für eine gegebene Problemstellung Π-Faktoren zu bestimmen, sind zunächst alle relevanten Einflussgrößen zu definieren. Ein Weg, um auf Π-Faktoren zu gelangen, stellen „physikalisch sinnvolle“ Kombinationen dar. So lassen sich beispielsweise die aus der Fluidmechanik bekannten dimensionslosen Größen (d. h. Π-Faktoren) Reynoldszahl und Froudezahl als Verhältnis von Trägheitskraft zu innerer Reibungskraft beziehungsweise als Verhältnis von kinetischer zu potenzieller Energie deuten [3]. Ein etwas sche-

Tabelle 1. Darstellung aller dynamisch relevanter Einflussgrößen im Kraft-Länge-Zeit Grundsystem (F-L-T System)

	x	$\ddot{x}$	m	$\dot{x}$	t	ρ	F	σ
F	0	0	1	0	0	1	1	1
L	1	1	- 1	1	0	- 4	0	- 2
T	0	- 2	2	- 1	1	2	0	0

Tabelle 2. Reduzierte Stufenform der Einflussgrößen und Zuordnung von Parametern a_1 bis a_8

	x	$\ddot{x}$	m	$\dot{x}$	t	ρ	F	σ
F	1	0	0	1/2	1/2	- 3	0	- 2
L	0	1	0	1/2	- 1/2	0	1	1
T	0	0	1	0	0	1	1	1
	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6	a_7	a_8

matischeres Vorgehen zur Bestimmung von Π-Faktoren ist mit dem Gaußschen Eliminationsverfahren möglich [4]. Dies wird im Weiteren näher betrachtet. Es sollte noch erwähnt werden, dass Π-Faktoren beliebig potenzierbar, invertierbar und/oder miteinander kombinierbar sind, das heißt gefundene Π-Faktoren sind nie eindeutig. Lediglich deren Anzahl (n - r) ist invariant.

2.2 F-L-T-System für dynamische Fragestellungen

Hier wird ein Grundsystem mit Einheiten der Kraft, der Länge und der Zeit betrachtet, in SI-Einheiten also Newton [N], Meter [m] und Sekunde [s]. Um einen möglichst umfassenden Überblick über Ähnlichkeitsgesetze zu geben, werden hier alle mechanischen Größen als relevante Einflussgrößen verwendet. Es sind dies die Verschiebung x, die Geschwindigkeit $\dot{x}$, die Beschleunigung $\ddot{x}$, die Zeit t, die Masse m, die Dichte ρ, die Kraft F und die Spannung σ. Es soll darauf hingewiesen werden, dass Größen wie zum Beispiel Längenabmessungen oder der Elastizitätsmodul nicht in diese Liste aufgenommen werden, da sie (bzw. ihre Einheit) bereits berücksichtigt sind: Verschiebungen und Längenabmessungen sowie Spannungen und der Elastizitätsmodul sind im Sinne der Dimensionsanalyse äquivalent, das heißt gefundene Modellgesetze für die eine Größe gelten genauso für die jeweils andere.

Für die Bestimmung von Π-Faktoren ist eine Darstellung der Einflussgrößen im gewählten Grundsystem erforderlich. **Tabelle 1** zeigt dies, indem die jeweiligen Exponenten angegeben sind, mit denen die Einheiten der Grundgrößen zu potenzieren sind, um auf die jeweilige Einflussgröße zu gelangen.

Die dritte Spalte lautet beispielsweise ausgeschrieben für die jeweiligen Einheiten

$$m^1 = F^1 L^{-1} T^2 \tag{3}$$

Aus der Tabelle lassen sich drei Gleichungen für Dimensionsreinheit ableiten, wenn man die Spalte mit den Grundgrößen als rechte Seite eines Gleichungssystems betrachtet. Mittels Gaußschem Eliminationsverfahren gelangt man zur reduzierten Stufenform (reduced row echelon form, [3]), die in **Tabelle 2** gezeigt ist. Wird jedem der Einflussgrößen ein Parameter a_1 bis a_8 zugeordnet, so lautet beispielsweise die erste Gleichung für Dimensionsreinheit

$$F^0 = x^{a_1} \dot{x}^{a_4/2} t^{a_5/2} \rho^{-3a_6} \sigma^{-2a_8} \tag{4}$$

Exponentenvergleich ergibt eine Gleichung für den ersten Parameter,

$$a_1 = -\frac{a_4}{2} - \frac{a_5}{2} + 3a_6 - 2a_8 \tag{5}$$

Analoges Vorgehen für die beiden weiteren Gleichungen liefert Ausdrücke für a_2 und a_3. Aus der daraus folgenden Dimensionsbetrachtung

$$F^0 L^0 T^0 = x^{-\frac{a_4}{2} - \frac{a_5}{2} + 3a_6 + 2a_8} \ddot{x}^{-\frac{a_4}{2} + \frac{a_5}{2} - a_7 - a_8} m^{-a_6 - a_7 - a_8} \dot{x}^{a_4} t^{a_5} \rho^{a_6} F^{a_7} \sigma^{a_8} \tag{6}$$

lassen sich nun die n - r = 5 Π-Faktoren gewinnen, indem die verbliebenen Exponenten a_4 bis a_8 den zugeordneten Einflussgrößen entsprechend Gleichung (6) kombiniert werden. Die Π-Faktoren ergeben sich zu

$$\Pi_1 = \frac{\dot{x}}{\sqrt{x\ddot{x}}} \mathrel{\hat{=}} \frac{\dot{x}^2}{x\ddot{x}},\ \Pi_2 = t\sqrt{\frac{\ddot{x}}{x}} \mathrel{\hat{=}} \frac{t^2\ddot{x}}{x},\ \Pi_3 = \frac{x^3\rho}{m},\ \Pi_4 = \frac{F}{m\ddot{x}},\ \Pi_5 = \frac{\sigma x^2}{m\ddot{x}} \tag{7}$$

Zur Bestimmung von Modellgesetzen werden diese dimensionslosen Ausdrücke jeweils für den Prototyp und für das skalierte Modell gleichgesetzt, $\Pi_P = \Pi_M$. Unter Verwendung der Schreibweise $\lambda_y = y_M / y_P$ mit λ als Skalierungsfaktor für eine beliebige Größe y folgen aus Gleichung (7) die Modellgesetze

$$\lambda_{\dot{x}}^2 = \lambda_x \lambda_{\ddot{x}},\ \lambda_x = \lambda_t^2 \lambda_{\ddot{x}},\ \lambda_m = \lambda_x^3 \lambda_\rho,\ \lambda_F = \lambda_{\ddot{x}} \lambda_m,\ \lambda_\sigma \lambda_x^2 = \lambda_{\ddot{x}} \lambda_m \tag{8}$$

2.3 Anwendung für kleinmaßstäbliche Versuche

Bei der Anwendung der Modellgesetze aus Gleichung (8) für kleinmaßstäbliche Versuche ist der Skalierungsfaktor $\lambda_x = M (< 1)$ eine vorgegebene Größe. Es sollte nochmals daran erinnert werden, dass λ_x der Skalierungsfaktor für alle längenbehaftete Größen darstellt und somit für Verschiebungen wie auch für Längenmaße gilt. Des Weiteren ist es für die praktische Versuchsdurchführung ratsam, den Skalierungsfaktor $\lambda_{\ddot{x}} = 1$ zu setzen. Andernfalls müsste im Versuch auch die Gravitationsbeschleunigung skaliert werden, was ohne extrem aufwendige Lösungen wie Zentrifugen nicht möglich ist. Gleichung (8) ergibt unter diesen Voraussetzungen

$$\lambda_{\dot{x}}^2 = M,\ \lambda_t^2 = M,\ \lambda_m = M^3 \lambda_\rho,\ \lambda_F = \lambda_m,\ \lambda_\sigma M^2 = \lambda_m \tag{9}$$

Die ersten beiden Ausdrücke in Gleichung (9) bedeuten, dass im Versuch sowohl die Zeit wie auch alle Geschwindigkeiten mit einem Faktor $\lambda_t = \lambda_{\dot{x}} = \sqrt{M}$ zu skalieren sind. Für die in der Baudynamik wesentlichen Eigenfrequenzen bedeutet dies, dass diese mit dem Faktor $\lambda_f = 1/\lambda_t = 1/\sqrt{M}$ skaliert werden. Am kleinmaßstäblichen Modell ($M < 1$) ergeben sich demnach höhere Eigenfrequenzen als im Prototyp. Die verbleibenden drei Beziehungen in Gleichung (9) lassen sich in der Form

$$M^3 \lambda_\rho = M^2 \lambda_\sigma \rightarrow M \lambda_\rho = \lambda_\sigma \tag{10}$$

auf eine notwendige Bedingung für die Skalierungsfaktoren für Dichte und Spannungen zusammenfassen. Da der Faktor λ_σ wie in Abschnitt 2.2 erwähnt auch für den Elastizitätsmodul gilt, gibt es nun in der experimentellen Umsetzung zwei Möglichkeiten:

(a) Soll im Versuch dasselbe Material verwendet werden wie im Prototyp, ist $\lambda_\sigma = 1$ zu setzen, da andernfalls die Materialbeanspruchung im skalierten Modell und im Prototypen nicht äquivalent wäre. Aus Gleichung (10) ergibt sich in diesem Fall $\lambda_\rho = 1/M$. Im kleinmaßstäblichen Versuch müsste somit die Dichte des Materials er-

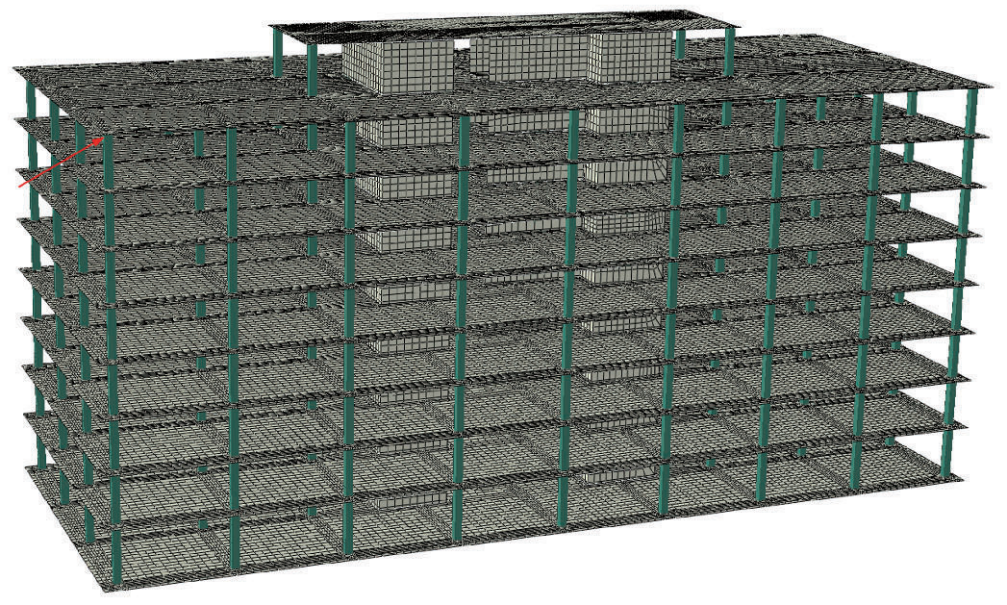


Bild 2. Finite-Elemente-Modell des betrachteten Prototypen, Punkt für Ergebnisauswertung durch Pfeil gekennzeichnet (modifiziert entnommen aus [6])

höht werden. Bei Verwendung desselben Materials für Prototyp und skaliertem Modell lässt sich diese Forderung nur durch Zusatzmassen bewerkstelligen, die am Modell angebracht werden und für eine entsprechende relative Erhöhung der Masse des Modells sorgen. Für den Skalierungsfaktor der Masse folgt aus dem dritten Ausdruck in Gleichung (9) $\lambda_m = M^2 \lambda_\sigma = M^2$, während sich bei einer reinen geometrischen Skalierung als Massenverhältnis $\lambda_m = M^3$ ergeben würde. Im betrachteten Fall $M < 1$ gilt $M^2 > M^3$, was der erwähnten relativen Erhöhung der Masse entspricht. Spielen in der Versuchsdurchführung Effekte aus Theorie zweiter Ordnung eine maßgebende Rolle, können diese Zusatzmassen und die damit einhergehende zusätzliche Normalkraftbeanspruchung druckbeanspruchter Bauteile zu einer Verfälschung der experimentellen Ergebnisse gegenüber dem Prototypen führen.

(b) Wird im Versuch ein Material mit $\lambda_\sigma = S < 1$verwendet, folgt aus Gleichung (10) $\lambda_\rho = S/M$. Die benötigte Zusatzmasse lässt sich dadurch reduzieren, was insbesondere dann vonnöten ist, wenn die Gesamtmasse des Versuchsobjekts zum Beispiel aus Kapazitätsgründen eines Hydraulikzylinders beschränkt ist. Die oben beschriebene Problematik hinsichtlich der Effekte aus Theorie zweiter Ordnung ist auch in diesem Fall zu prüfen. Bei materiell nicht-linearem Werkstoffverhalten muss zusätzlich darauf geachtet werden, dass Parameter wie beispielsweise die Fließgrenze entsprechend dem Verhältnis $\lambda_\sigma = S$ skalieren, was die Auswahl eines geeigneten Materials schwierig machen kann. Für den Spezialfall $S = M$ wäre $\lambda_\rho = 1$, auf eine Anbringung von Zusatzmassen könnte dann verzichtet werden.

3 Anwendung auf ein kleinmaßstäbliches Modell eines Gebäudes

Die Verifikation der in Abschnitt 2.3 gefundenen Modellgesetze erfolgt nun anhand von numerischen Simulationen mit dem kommerziellen Finite-Element-Programmsystem Abaqus [5].

3.1 Prototyp

Als Prototyp wird ein Gebäude mit einer Länge von 62 m und einer Breite von 24,5 m modelliert. Im Grundriss wird ein Stützenraster mit den Abständen von 7,5 m x 7,5 m und einer Stützenbreite von 50 cm verwendet. Im mittleren Bereich befinden sich Stiegenhäuser und ein Liftkern, wodurch sich pro Stockwerk 30 Stützen ergeben. Das Gebäude besteht aus einem Erdgeschoss und sieben Obergeschossen. Der Liftkern und die Stiegenhäuser werden noch ein Stockwerk höher gezogen, um am Dach noch ein kleineres Stockwerk anzuordnen. **Bild 2** zeigt die Vernetzung des Gebäudemodells. Für die Stützen werden Balkenelemente verwendet, für die Decken mit einer Dicke von 30 cm und die Wände des Liftkerns sowie der Stiegenhäuser (beide 20 cm dick) Schalenelemente. Der in Bild 2 dargestellte Pfeil stellt jenen Punkt dar, an dem in weiterer Folge Spannungen und Verformungen ausgewertet werden (Abschnitt 3.3). Die Raumhöhe im Erdgeschoß beträgt 3,70 m und in den Obergeschossen 3,25 m, als Auflagerbedingung wird die Bodenplatte als vollständig eingespannt betrachtet. Als Material wird Stahlbeton mit einem Elastizitätsmodul $E = 30\,000$ N/mm², einer Dichte von $\rho = 2\,500$ kg/m³ und einer Fließgrenze von $f_y = 28$ N/mm² verwendet. Zusätzlich zum Eigengewicht werden dem Prototyp Zusatzmassen für Fassade, Bodenaufbau, Deckeninstallationen, Dachlasten und Nutzlasten hinzugefügt. Diese Zusatzmassen werden soweit angepasst, dass sich aus einer modalen Analysen eine erste Eigenfrequenz von 1,25 Hz ergibt. Für Details siehe [6]. **Bild 3** zeigt die zur ersten Eigenfrequenz gehörende Eigenschwingungsform, bei der überwiegend Torsionsschwingungen auftreten. Die zweite Eigenfrequenz liegt bei 1,794 Hz, die dritte bei 1,809 Hz, wobei die zugehörigen Schwingungsformen von Biegung dominiert werden. Die Gesamtmasse des Prototyps beträgt 17 896 t.

3.2 Kleinmaßstäbliche Modelle

Als Maßstab für die Anwendung der Modellgesetze wird $M = 1 : 50 = 0{,}02$ verwendet, wodurch sich eine Modellgröße von 1,24 x 0,49 m mit einer Stockwerkshöhe von 6,5 cm ergibt. Als Stützenabmessung ergibt sich entsprechend eine

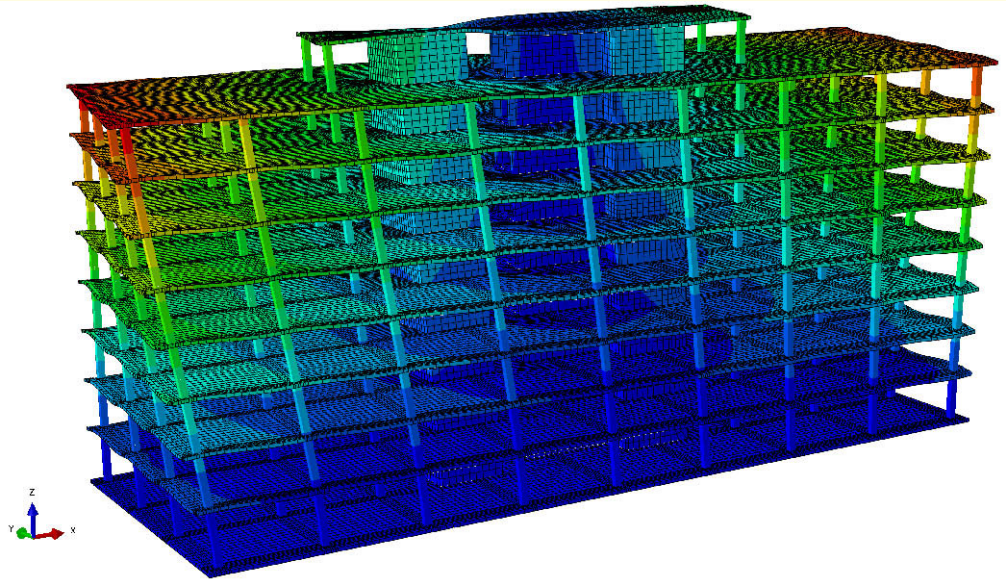


Bild 3. Grundschwingungsform des Prototypen (entnommen aus [6])

Breite von 1 cm, was eine praktische Umsetzung des Modells im Werkstoff Stahlbeton unmöglich machen würde. Dennoch wird dieses Modell im Rahmen der numerischen Simulationen als „Modell-Beton" weiter betrachtet, um die gefundenen Modellgesetze zu verifizieren. Entsprechend Gleichung (10) ist die Dichte im Modell um den Faktor $1/M = 50$ zu erhöhen, wodurch sich eine Masse von 7,16 t ergibt. Auch dieser Wert würde eine praktische Umsetzung des Modells im Rahmen eines Versuchs an einem Schwingtisch erheblich erschweren, da für solch hohe bewegte Massen eine Sonderlösung für den Schwingtischaufbau gefunden werden müsste.

Um auch ein in der Praxis realisierbares Modell zu untersuchen, wird ein weiteres Modell aus einem anderen Material betrachtet. Für dieses als „Modell-Kunststoff" bezeichnete Modell wird $S = 1 : 10 = 0.1$ verwendet, wodurch sich ein Elastizitätsmodul $E = 3\,000$ N/mm² ergibt. Für die Fließgrenze wird entsprechend $f_y = 2{,}8$ N/mm² verwendet, ungeachtet der Tatsache, dass dieser Wert für Kunststoffe mit dieser Steifigkeit zu niedrig ist. Entsprechend der Modellgesetze müsste die Dichte um den Faktor $\lambda_\rho = S/M = 5$ erhöht werden. Im Rahmen dieses Modells wird als Dichte jedoch der für Kunststoffe realistische Wert $\rho = 1\,200$ kg/m³ verwendet. Die fehlende Zusatzmasse wird den Decken zugewiesen, um einen prinzipiell realisierbaren Versuchsaufbau zu gewährleisten. Für das „Modell-Kunststoff" ergibt sich mit $\lambda_m = M^2S$ eine Gesamtmasse von 0,716 t, was für die praktische Umsetzung ebenfalls kein Hindernis mehr darstellt.

3.3 Vergleich der Modelle

In einem ersten Schritt werden die ersten drei Eigenfrequenzen des fiktiven Modells aus Beton berechnet und jenen des Prototyps gegenübergestellt, **Tabelle 3**. Im Vergleich zum Prototypen ergeben sich im Modell wie in Abschnitt 2.3 erwähnt höhere Eigenfrequenzen, die sich jedoch über den Skalierungsfaktor $\lambda_f = 1/\sqrt{M} = 7.07$ ineinander überführen lassen. Die entsprechend rückgerechneten Eigenfrequenzen stimmen demnach mit jenen des Prototyps überein.

Tabelle 3. Erste drei Eigenfrequenzen f_1, f_2 und f_3 des Prototypen und des Modells aus Beton (entnommen aus [6])

	Prototyp	Modell	Modell / λ_f
f_1	1,246 Hz	8,816 Hz	1,246 Hz
f_2	1,794 Hz	12,69 Hz	1,794 Hz
f_3	1,809 Hz	12,79 Hz	1,809 Hz

Als zweite Verifikation werden Zeitverlaufsberechnungen zufolge Einpunkt-Weganregung unter 45° zur Modelllängsrichtung mit einem Erdbebenzeitschrieb durchgeführt. Die Bodenbeschleunigungen dieses Schriebs wurden während des Northridge Erdbebens von 1994 aufgezeichnet. Damit der Prototyp durch diese Weganregung in den plastischen Bereich verformt wird, wird die Magnitude des Erdbebens um das Zehnfache erhöht, die maximale Bodenbeschleunigung beträgt dadurch circa 2,5 g. In den Berechnungsmodellen wird Dämpfung gemäß Rayleigh verwendet [7]. Aus der Forderung, dass bei der Grundfrequenz und bei der Frequenz von 10 Hz das Lehrsche Dämpfungsmaß 5 % betragen soll, ergeben sich für den Prototypen die beiden Rayleigh-Koeffizienten α und β [6]. Hinsichtlich der Simulation an den kleinmaßstäblichen Berechnungsmodellen ist zu beachten, dass der Erdbebenschrieb entsprechend des Skalierungsfaktors $\lambda_t = \sqrt{M} = 0.14$ schneller aufzubringen ist. Auch die dimensionsbehafteten Rayleigh-Koeffizienten α und β sind mit λ_t und λ_f zu skalieren.

Bild 4 und **Bild 5** zeigen die Verteilungen der äquivalenten plastischen Verzerrungen am Ende der Zeitverlaufsberechnung für den Prototyp und für das kleinmaßstäbliche Modell aus Kunststoff. Da die äquivalenten plastischen Verzerrungen ein dimensionsloses skalares Maß des plastischen Verzerrungstensors darstellen, können diese ohne Skalierung verglichen werden. Man erkennt, dass die Ergebnisse hervorragend übereinstimmen. **Bild 6** zeigt die Verschiebung an dem in Bild 2 dargestellten Auswertepunkt im Lauf der Erdbebenbeanspruchung für die drei simulierten Modelle. Bei den Ergebnissen der kleinmaßstäblichen Modelle wurden Zeit und Verschiebung entsprechend der Skalierungsfaktoren auf jene des Prototyps rücktransformiert, um eine bessere Vergleichbarkeit zu bieten. Man erkennt, dass

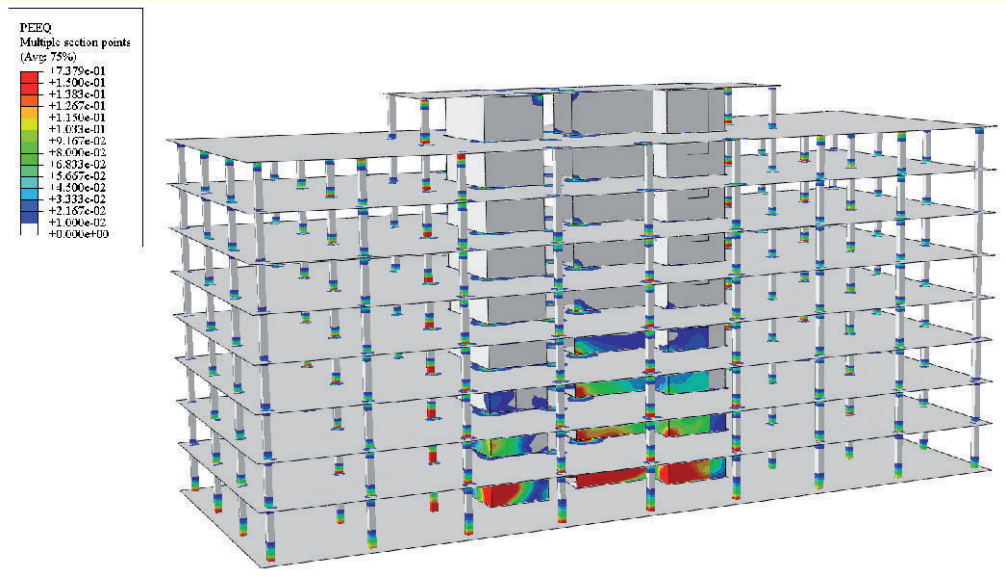


Bild 4. Äquivalente plastische Verzerrungen im Prototypen am Ende der Zeitverlaufsberechnung (modifiziert entnommen aus [6])

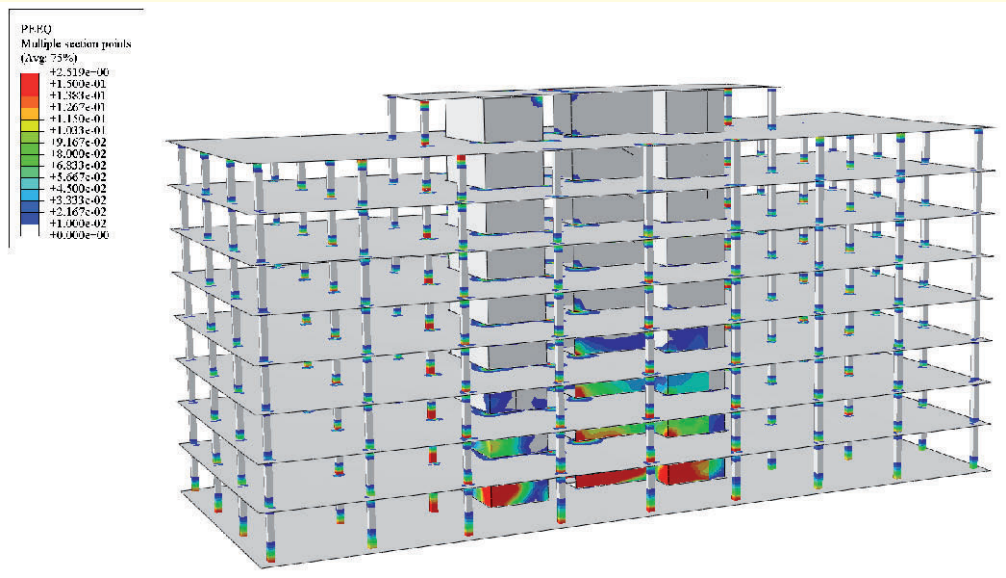


Bild 5. Äquivalente plastische Verzerrungen im kleinmaßstäblichen Modell aus Kunststoff am Ende der Zeitverlaufsberechnung (modifiziert entnommen aus [6])

die Verschiebungen des Prototyps und des Modells aus Beton exakt übereinstimmen. Auch die Verschiebungen des Modells aus Kunststoff weichen nur marginal ab. **Bild 7** schließlich zeigt den Zeitverlauf der Vergleichsspannung nach von Mises am Auswertepunkt, jeweils wieder auf die Skala des Prototyps skaliert. Während die Ergebnisse des Prototyps und des Modells aus Beton wiederum eine völlige Übereinstimmung zeigen, werden beim Modell aus Kunststoff Unterschiede deutlicher sichtbar. Die Begründung hierfür liegt in der unter Abschnitt 3.2 beschriebenen zusätzlichen Massenbelegung der Decken, die bereits zu Beginn der Simulation (d.h. nach Aufbringen der Gewichtskraft) zu einem leicht veränderten Anfangswert der Spannungen führt. Insgesamt liefert das Kunststoff-Modell dennoch eine sehr gute Übereinstimmung in den betrachteten Spannungen.

4 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

In diesem Beitrag wurde die Dimensionsanalyse zur experimentellen Untersuchung von baudynamischen Fragestellungen an kleinmaßstäblichen Modellen vorgestellt. Die abgeleiteten Modellgesetze zeigen, dass für einen vorgegebenen geometrischen Skalierungsfaktor der kleinmaßstäbliche Versuch zeitlich schneller ablaufen muss. Das kleinmaßstäbliche Modell ist zusätzlich mit Massen zu beaufschlagen, was in der praktischen Umsetzung zu Problemen führen kann. Grundsätzlich ist es möglich, für dieses Modell ein anderes Material zu verwenden, wodurch die aufzubringende Zusatzmasse reduziert werden kann. Es muss jedoch gewährleistet werden, dass sämtliche Materialparameter (d.h. alle die Steifigkeit und die Dämpfungseigenschaften betreffenden Größen) entsprechend der abgeleiteten Modellgesetze skalieren, was die Verwendung anderer Materialien in der Praxis stark einschränkt.

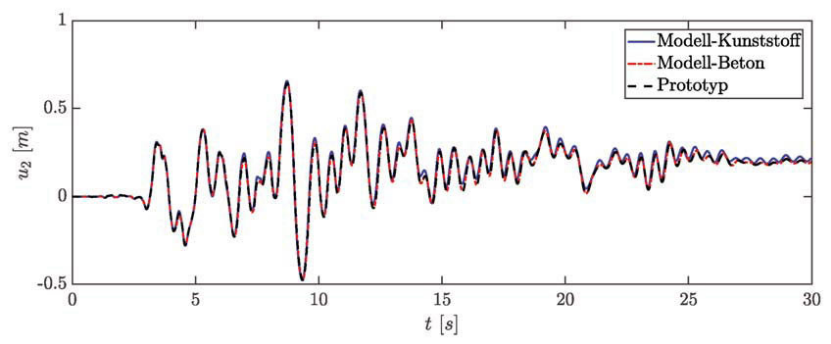


Bild 6. Zeitverlauf der Verschiebungen am Auswertepunkt des Prototyps und der beiden kleinmaßstäblichen Modelle (entnommen aus [6])

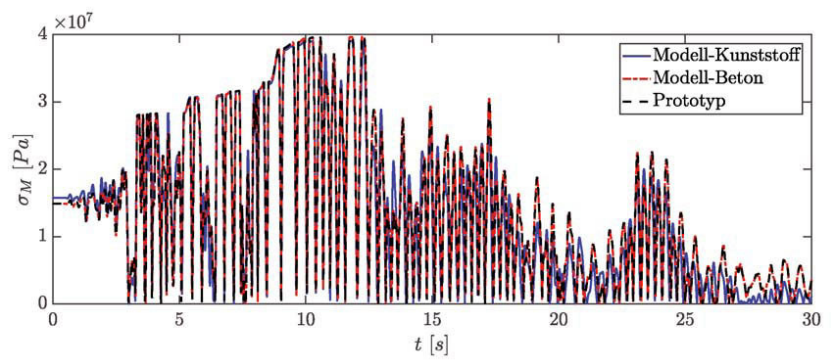


Bild 7. Zeitverlauf der von Mises-Spannungen am Auswertepunkt des Prototyps und der beiden kleinmaßstäblichen Modelle (entnommen aus [6])

Literatur

[1] *Buckingham, E.:* On physically similar systems. illustrations of the use of dimensional equations. *In:* Physical Review, Vol. 4 (1914), Iss. 4 , pp. 345–376.

[2] *Kobus, H.:* Anwendung der Dimensionsanalyse in der experimentellen Forschung des Bauingenieurwesens. *In:* Bautechnik 51 (1974), Heft 3, S. 88–94.

[3] *Truckenbrodt, E.:* Fluidmechanik. Band 1, Springer-Verlag, Berlin-Heidelberg, 1980.

[4] *Baker, W. et al:* Similarity Methods in Engineering Dynamics. Elsevier Science Publishers B.V., 1991.

[5] Dassault Systèmes Simulia Corp.: Abaqus 6.13 Analysis Manual. 2013.

[6] *Kawrza, M.:* Abschätzung der Kapazität und des Einsatzbereiches eines einaxialen Schwingtisches für baudynamische Modellversuche. Universität Innsbruck, Masterarbeit, 2017.

[7] *Chopra, A.K.:* Dynamics of Structures. 4th edition, Prentice Hall, 2011.

Meldung

DGEB-Mitgliederversammlung 2017

Am 21. September 2017 fand im Vorfeld der 15. D-A-CH-Tagung „Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik“ 2017 an der Bauhaus-Universität Weimar die Mitgliederversammlung der DGEB statt. Nach einer Rückschau auf die Aktivitäten der Gesellschaft seit der letzten Mitgliederversammlung wurden Beschlüsse hinsichtlich der zukünftigen Staffelung der Mitgliedsbeiträge und der Zeit einer Mitgliedschaft im Vorstand gefasst. Weiterhin hat die Mitgliederversammlung beschlossen, Prof. Dr.-Ing. habil. em. Konstantin Meskouris zum Ehrenmitglied der DGEB zu ernennen. Auf der Abendveranstaltung zur D-A-CH-Tagung am 21. September 2017 wurde Prof. Meskouris die Ernennungsurkunde überreicht.

Mit Blick auf Vorhaben in den nächsten Jahren wurden Fragestellungen zu Weiterbildungsveranstaltungen, der internationale Zusammenarbeit sowie der Kooperation mit den Schwesterorganisationen OGE und SGEB diskutiert.

Ebenfalls am 21. September 2017 wurden die DGEB-Förderpreise verliehen. Für ihre Dissertation wurde Dr.-Ing. Ioanna-Kleoniki Fontara mit dem Förderpreis der DGEB geehrt. Eine Anerkennung der DGEB für ihre Dissertationen wurde Dr.-Ing. Silke Beinersdorf und Dr.-Ing. Julia Elisabeth Rosin ausgesprochen. Die DGEB-Förderpreise für Studienabschlussarbeiten wurden Hanna Clara Fröhlings und Simon Jakob Marwitz für ihre Masterarbeiten verliehen.

Prof. Dr.-Ing. habil. em. Konstantin Meskouris erhielt die Ernennung zum Ehrenmitglied der DGEB.

Autor: V. Zabel

Rückschau auf die 15. D-A-CH-Tagung 2017

Am 21. und 22. September 2017 fand an der Bauhaus-Universität Weimar die 15. D-A-CH-Tagung „Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik“ 2017 statt. Rund 130 Teilnehmerinnen und Teilnehmer aus dem deutschsprachigen Raum haben sich an den zwei Tagen über aktuelle Entwicklungen aus der Baudynamik und des Erdbebeningenieurwesens ausgetauscht. In über 50 Fachbeiträgen haben die Autoren aus Wissenschaft und Ingenieurpraxis vielfältige Fragestellungen diskutiert. Neben vielen Berichten über Anwendungsprojekte nahm die Vorstellung von innovativen Verfahren zur Lösung von Problemen mithilfe von numerischen und experimentellen Methoden einen sehr breiten Raum ein. Erstmals wurde auch Studierenden die Möglichkeit geboten, interessante Arbeiten mit Posterbeiträgen zu präsentieren.

An der Podiumsdiskussion zur Situation der Lehre in der Baudynamik nahmen (von links) Sven Heunert (SGEB), Yuri Petryna (DGEB) und Christoph Adam (OGE) teil.

Sehr erfreulich war ebenfalls, dass viele Teilnehmer die Gelegenheit nutzten, sich über die neuesten Produkte von Herstellern aus den Bereichen der Schwingungstechnik sowie der Schwingungsmesstechnik zu informieren. An dieser Stelle sei allen Ausstellern herzlich dafür gedankt, mit ihren Präsentationen auch außerhalb der Vortragsräume die Möglichkeit zum intensiven fachlichen Austausch zu unterstützen.

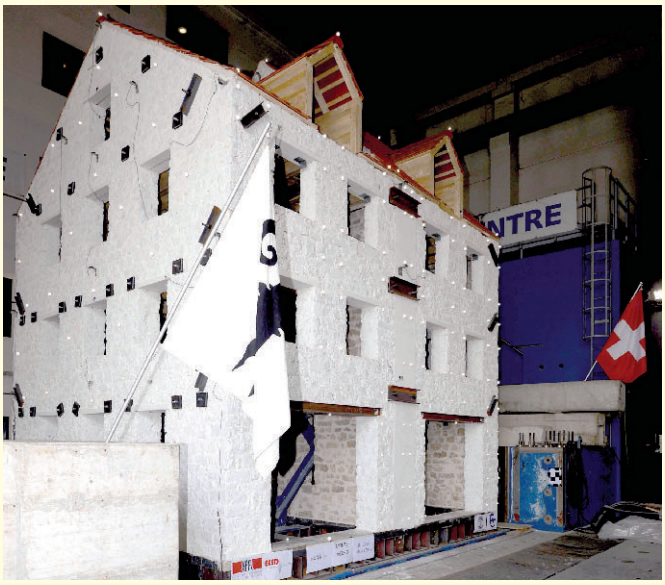
Wie bereits im Vorfeld angekündigt, sollte der Austausch zur aktuellen Situation in der Lehre auf dem Gebiet der Baudynamik an Universitäten einen Schwerpunkt auf der Tagung bilden. Im Rahmen einer Podiumsdiskussion wurde ein sehr guter Überblick über den Umfang der obligatorischen und fakultativen Lehrangebote in den D-A-CH Ländern gegeben. Während beispielsweise in Österreich bereits im Grundstudium Fragen der Dynamik für alle Studierenden verbindlich sind, ist die Situation an deutschen Universitäten sehr unterschiedlich. An einigen Universitäten haben Studierende bis zum Bachelor keine Möglichkeit, sich Wissen auf dem Gebiet der Baudynamik anzueignen. An anderen Universitäten werden einige Grundlagen im Rahmen der Mechanik von Maschinenbauern vermittelt, die allerdings sehr häufig kaum einen Bezug zu Anwendungen im Bauwesen herstellen. Im Bereich des Master- sowie des Vertiefungsstudiums bestehen an den einzelnen Universitäten durchaus vielfältige Lehrangebote. Insgesamt ist allerdings festzustellen, dass die Situation von Einrichtung zu Einrichtung sehr unterschiedlich ist und die Angebote für die Studierenden nur schwer zu vergleichen sind. Einigkeit bestand in der Diskussion in allen Beiträgen darüber, dass durch Kriterienkataloge einzelner Akkreditierungsagenturen für den Studiengang Bauingenieurwesen zunehmend weniger Gewicht auf die Qualität der Grundlagenausbildung in den Bereichen Mechanik, Statik und Dynamik gelegt wird. Hier bestand zwischen den Diskussionsteilnehmern Konsens darüber, dass die drei Schwestergesellschaften DGEB, OGE und SGEB dieser Entwicklung begegnen sollten, indem in Stellungnahmen der Wert der grundlagenorientierten universitären Ausbildung deutlich gemacht wird.

Abschließend sei von Seiten der Organisatoren allen, die zum Gelingen der Veranstaltung beigetragen haben, dafür gedankt. Die zahlreichen, fast ausschließlich sehr positiven Rückmeldungen haben gezeigt, dass die Tagung einen hohen Standard erfüllen konnte und zur fachlichen Bereicherung der Teilnehmer beigetragen hat. Zur nächsten D-A-CH-Tagung „Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik“ laden die Kollegen der OGE im Herbst 2019 nach Innsbruck ein. Nähere Informationen zu dieser Veranstaltung werden in den nächsten Ausgaben des D-A-CH-Mitteilungsblatts sowie über das Internet bekannt gegeben.

Autoren: V. Zabel und C. Könke

Basler Erdbebenkurse: Erdbebenertüchtigung

Der 4. Kurstag der Basler Erdbebenkurse ist fokussiert auf die Erdbebenertüchtigung von historischen Natursteinmauerwerksgebäuden. Die Vorträge behandeln Ertüchtigungsstrategien zur Verbesserung der Verbindungen der Natursteinmauerwerkswände untereinander sowie der Wand-Holzbalkendecken-Verbindungen, wobei besonders auf Lösungen eingegangen wird, die kompatibel mit den Anforderungen des Denkmalschutzes sind. Ferner wird das risikobasiert Vorgehen bei denkmalgeschützten Bauten gemäß der neuen Norm SIA 269/8 „Erhaltung von Tragwerken – Erdbeben“ vorgestellt. Die Ergebnisse der im Mai 2017 in Pavia durchgeführten Rütteltischversuche an zwei zusammengebauten, acht Meter hohen, Basler Altstadthäusern im Maßstab 1:2 werden ebenfalls in den 4. Kurstag einfließen. Diese Rütteltischversuche wurden zuerst ohne Fassadenanker und ohne mechanische Anker der Holzbalken in den Wänden – wie an historischen Gebäuden in Basel üblich – bei niedrigem Erdbebenanregungsniveau gefahren. Anschließend erfolgte die Aktivierung der Holzbalkenverankerungen sowie der Fassadenanker mit behelfsmäßigen Ankerplatten für stärkere Anregungen.
Der 4. Kurstag wird wie die früheren Kurstage dreimal angeboten, nämlich am 3., 7. und 27. September 2018 jeweils von 9:45 Uhr bis 17:15 Uhr in Basel, wobei die Teilnehmerzahl auf 40 Teilnehmer pro Kurstag beschränkt ist. Den Abschluss der Basler Erdbebenkurse wird eine Fachtagung im 2019 bilden, an der die Ergebnisse des begleitenden Forschungsprojekts zum Erdbebenverhalten von historischen Natursteinmauerwerksgebäuden unter Leitung der Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) und in Zusammenarbeit mit der Universität von Pavia präsentiert werden.



Rütteltischversuch mit zwei zusammengebauten Basler Altstadthäusern in Pavia.

Autor: T. Wenk

Den Flyer mit dem Link für die Anmeldung für den 4. Kurstag finden Sie unter: http://eesd.epfl.ch/continuing_education und www.sgeb.ch

DGEB-Förderpreis – Master/Diplom 2018

Auch 2018 hat die Deutsche Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (DGEB) e.V. ihren Preis für Studienabschlussarbeiten (Diplom/Master) ausgelobt. In zweijährigem Rhythmus verleiht der Verein zwei Preise in Höhe von jeweils 500,– Euro für hervorragende Studienabschlussarbeiten (Diplom/Master) aus den Gebieten des Erdbebeningenieurwesens, der Ingenieurseismologie und der Baudynamik. Mit diesem Preis sollen Absolventinnen und Absolventen ausgezeichnet werden, die mit ihren Studienabschlussarbeiten einen wesentlichen Beitrag zu den oben umrissenen Forschungsgebieten leisten.

Bewerbungen und Vorschläge für Arbeiten, die in den Jahren 2017 und 2018 abgeschlossen wurden, sind bis zum 31. Januar 2019 mit Kurzlebenslauf, einem Exemplar der Arbeit und einem Empfehlungsschreiben in elektronischer Form (alle Dokumente im PDF-Format) an den Vorstand der DGEB zu richten (kontakt@dgeb.org).

DGEB-Förderpreis – Promotion 2018

Die Deutsche Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (DGEB) e.V. hat den DGEB-Förderpreis für Dissertationen ausgelobt. Die DGEB verleiht den Preis in zweijährigem Rhythmus. Er ist mit 2 000,- Euro für innovative Dissertationen in Deutschland aus den Gebieten des Erdbebeningenieurwesens, der Ingenieurseismologie und der Baudynamik dotiert. Mit diesem Preis sollen vor allem junge Wissenschaftlerinnen und Wissenschaftler ausgezeichnet werden, die mit ihrer Arbeit einen wesentlichen Beitrag zu den oben umrissenen Forschungsgebieten leisten.

Bewerbungen und Vorschläge für Arbeiten, die in den Jahren 2017 und 2018 abgeschlossen wurden, sind bis zum 31. Januar 2019 mit Kurzlebenslauf, einem Exemplar der Arbeit und einem Empfehlungsschreiben in elektronischer Form (alle Dokumente im PDF-Format) an den Vorstand der DGEB zu richten (kontakt@dgeb.org).