

## ERDBEBENINGENIEURWESEN UND BAUDYNAMIK

Eine gemeinsame Publikation von

**D G E B**

Deutsche Gesellschaft für  
Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik  
www.dgeb.org

**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****Aufsätze**

- S 2 **Workshop der Gesellschaften zum EU-Projekt SHARE**  
Ch. Butenweg, P. Renault
- S 4 **Entwicklung von hochgradig erschütterungsarmen Fundamenten für elf Versuchsumgebungen in einem neugebauten Präzisionslabor**  
A. Gömmel, S. Appel, K. Beyer, U. Motz, U. Steudel, C. R. Ast, K. Kern
- S 13 **Schadensidentifikation an einer ausgedienten Eisenbahnbrücke basierend auf der Schwingungsenergieverteilung unter operativen Bedingungen**  
A. Tributsch, C. Adam

**EDITORIAL**

In diesem Jahr wurde das im 7. Rahmenprogramm geförderte europäische Verbundprojekt SHARE (Seismic Harmonization in Europe) abgeschlossen, in dem ein Konsortium von 18 Projektpartnern neue harmonisierte europäische Gefährdungskarten erarbeitete. Die Ergebnisse des Projektes sind in dem Internetportal [www.share-eu.org](http://www.share-eu.org) zugänglich. Das Portal bietet nicht nur die Möglichkeit des Downloads von Kartenmaterial, sondern stellt auch umfangreiche Funktionalitäten zur Abfrage von standortspezifischen Gefährdungskurven zur Verfügung. So lassen sich beispielsweise Antwortspektren für verschiedene Wiederkehrperioden schnell und unkompliziert bestimmen.

Den Abschluss des europäischen Verbundprojektes SHARE haben die drei Gesellschaften zum Anlass genommen am 27. Mai 2014 in Frankfurt einen gemeinsamen Workshop unter der Federführung der DGE B zu veranstalten. Auf diesem Workshop mit 65 Teilnehmern stellte der Projektmanager Dr. J. Woessner in einem Übersichtsvortrag die Zielstellungen und Ergebnisse des Projektes dar. Im Anschluss daran erfolgte ein Vergleich der SHARE Ergebnisse mit den nationalen Erdbebengefährdungskarten. Hierzu stellten führende Experten aus Belgien, Deutschland, Frankreich, Österreich, Spanien und der Schweiz den Stand der Normung und die nationalen Aktivitäten vor. Auf Grundlage dieser Vorträge entstanden lebhaft fachliche Diskussionen, deren Ergebnisse von Dr. P. Renault zum Abschluss des Workshops im Rahmen einer Abschlussdiskussion zusammengefasst wurden. In diesem Heft findet sich ein Bericht über die Veranstaltung, in dem die Ergebnisse der Abschlussdiskussion zusammengefasst sind. Unabhängig davon werden die ausführlichen Schriftfassungen der Vorträge des Workshops von der DGE B zurzeit als Schriftenreihenheft aufgelegt, sodass den Mitgliedern zeitnah umfassendes Informationsmaterial zur Verfügung stehen wird.

Am 20. und 21. August 2015 wird die 14. D-A-CH-Tagung mit dem Titel „Erdbeben und bestehende Bauten“ an der ETH Zürich stattfinden. Kurzfassungen von Beiträgen aus Forschung und Praxis zu den Schwerpunktthemen: Erdbebengefährdung, Überprüfung bestehender Bauten, Risikobeurteilung und Ertüchtigung sind bis Ende 2014 einzureichen. Weitere Informationen dazu finden Sie unter [www.sgeb.ch/veranstaltungen/dach\\_15/dach.html](http://www.sgeb.ch/veranstaltungen/dach_15/dach.html).

Weiterhin möchten wir Sie wie gewohnt einladen sich auf den Internetseiten unserer Gesellschaften

<http://www.dgeb.org>  
<http://www.oge.or.at>  
<http://www.sgeb.ch>

über die Arbeit der nationalen Gesellschaften zu informieren und eine Mitgliedschaft in Betracht zu ziehen. Abschließend bitten wir, interessante Themenvorschläge für Beiträge in den nächsten D-A-CH Mitteilungsblättern an eine der drei Gesellschaften einzusenden.

Christoph Butenweg  
Rudolf Heuer  
Thomas Wenk

S 1



Christoph Butenweg  
(Vorsitzender DGE B)



Rudolf Heuer  
(Generalsekretär OGE)



Thomas Wenk  
(Vorsitzender SGE B)

# Workshop der Gesellschaften zum EU-Projekt SHARE

Ch. Butenweg, P. Renault

## 1 Einleitung

Das Projekt SHARE (Seismic Harmonization in Europe) ist ein europäisches Verbundprojekt, das im Rahmen des 7. Rahmenprogramms der EU mit einem Konsortium von 18 Partnern gefördert wurde. Das Projekt wurde über einen Zeitraum von dreieinhalb Jahren von 06/2009 bis 11/2012 durchgeführt und bei einem Gesamtvolumen von 4,14 Millionen Euro mit 3,2 Millionen Euro von der EU unterstützt. Zielsetzung des Projekts war die Entwicklung eines harmonisierten Modells der seismischen Gefährdung für den Euro-Mediterranen Raum bis zu Wiederkehrperioden von 4.975 Jahren, dessen Ergebnisse in GEM (Global Earthquake Model) einer weltweiten Initiative zur Erdbebenrisikobewertung einfließen. Die Ergebnisse des Projekts SHARE sind im Internetportal [www.share-eu.org](http://www.share-eu.org) für die Öffentlichkeit zugänglich. Die vollständige Dokumentation steht kurz vor dem Abschluss und wird in Kürze auf dem Internetportal zur Verfügung stehen.

## 2 Ablauf des Workshop und Vortragende

Die Veröffentlichung des neuen harmonisierten Modells für seismische Gefährdungsanalysen war der Anlass für die drei deutschsprachigen Erdbeben-Gesellschaften unter der Federführung der DGEb am 27. Mai 2014 in Frankfurt einen Workshop zur Vorstellung der Projektergebnisse und der theoretischen Hintergründe durchzuführen. Hierzu konnte der Projektmanager Dr. J. Wössner als Hauptvortragender gewonnen werden. Weiterhin war die Zielstellung des Workshops einen Vergleich der Projektergebnisse mit den aktuellen nationalen seismischen Gefährdungskarten verschiedener Länder durchzuführen. Dazu wurden aus fünf verschiedenen Ländern folgende Experten als Vortragende eingeladen: Prof. Dr. G. Grünthal (GFZ Potsdam – Deutschland), Dr. J. Schwarz (Bauhaus-Universität Weimar – Deutschland), Dr. T. Wenk (SGEB – Schweiz), Dr. M. Belvaux (AFPS – Frankreich), Dr. T. Camelbeeck (Königliches Observatorium von Belgien), Dr. Y. Jia (ZAMG – Österreich). Abgerundet wurde das Vortragsprogramm durch zwei Übersichtsvorträge über probabilistische Gefährdungsanalysen von Dr. T. Schmitt (TÜV-Süd – München) und Prof. D. Albarello (Universität Sienna – Italien). Am Ende des Workshops erfolgte eine offene und angeregte Abschlussdiskussion mit

einer Zusammenfassung der wesentlichen Ergebnisse unter der Leitung von Dr. Ph. Renault (swissnuclear – Schweiz). Die ausführlichen Schriftfassungen der Vorträge des Workshops werden aktuell von der DGEb als Schriftenreihenheft aufgelegt, sodass zeitnah umfassende Informationen über den Inhalt des Workshops zur Verfügung stehen. In diesem Kurzbericht werden im Folgenden die wesentlichen Projektinhalte und Ergebnisse von SHARE beschrieben, sowie die Schlussfolgerungen aus der Abschlussdiskussion zusammengefasst.

## 3 Zielstellung und Ergebnisse von SHARE

In dem Vortrag von Dr. J. Wössner wurde deutlich, dass die grundlegende Zielstellung des Projekts nicht wie in zurückliegenden europäischen Projekten die Erstellung von seismischen Gefährdungskarten war, sondern die Entwicklung eines harmonisierten seismischen Gefährdungsmodells, mit dem die zum Teil deutlichen Unterschiede der seismischen Einwirkungen entlang der Landesgrenzen aufgelöst werden können. Das Modell stellt einen neuen europäischen Standard dar, da die Resultate dieser probabilistischen Gefährdungsanalyse auf grenzüberschreitenden Datenbanken, wie dem neuen Europäischen Erdbebenkatalog basieren. Das Internetportal des Projekts bietet dem Nutzer eine Vielzahl von komfortablen Ansichten auf Ein- und Ausgabedaten. So lassen sich zum Beispiel Bebenkataloge und Zonenmodelle flächenhaft darstellen. Es ist aber auch eine punktgenaue Abfrage von seismischen Gefährdungskurven und Antwortspektren über GPS-Koordinaten möglich. Besonders hilfreich ist hierbei die Auswahlmöglichkeit verschiedener Wiederkehrperioden und die gleichzeitige Darstellung von Mittel- und Fraktilwerten, die in **Bild 1** illustriert ist.

Zudem werden im Portal sämtlich Daten und Informationen zur Verfügung gestellt, die notwendig sind, um die Ergebnisse der probabilistischen Analysen durch eigene Analysen nachzuvollziehen. Die Software, welche für SHARE verwendet wurde, ist die offene OpenQuake Engine ([www.globalquakemodel.org](http://www.globalquakemodel.org)), welche im Rahmen des GEM Projektes entwickelt wurde. Mit dem Projekt SHARE ist es gelungen unterschiedlichen Nutzergruppen, wie Seismologen und Ingenieuren, ein offenes und einfach zu bedienendes Portal bereitzustellen, das als Grundlage für weitere Analysen verwendet werden kann.

## 4 Ergebnisse der Abschlussdiskussion

In der Abschlussdiskussion wurde die Bedeutung der Ergebnisse von SHARE im Vergleich zu den nationalen für die Bemessungspraxis relevanten Erdbebenkarten diskutiert. Hierbei wurde auch intensiv darüber diskutiert, wie sich die zum Teil deutlichen Unterschiede der seismischen Gefährdung erklären lassen. Nachfolgend sind die wesentlichen Ergebnisse der wichtigsten Diskussionspunkte zusammengefasst, die bei der Interpretation und Anwendung der Ergebnisse von SHARE von den jeweiligen Anwendern zu beachten sind:

### Dr.-Ing. Christoph Butenweg

Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik  
RWTH-Aachen  
Mies-van-der Rohe-Straße 1  
52074 Aachen

### Dr.-Ing. Philippe Renault

swissnuclear  
Postfach 1663  
4601 Olten, Schweiz

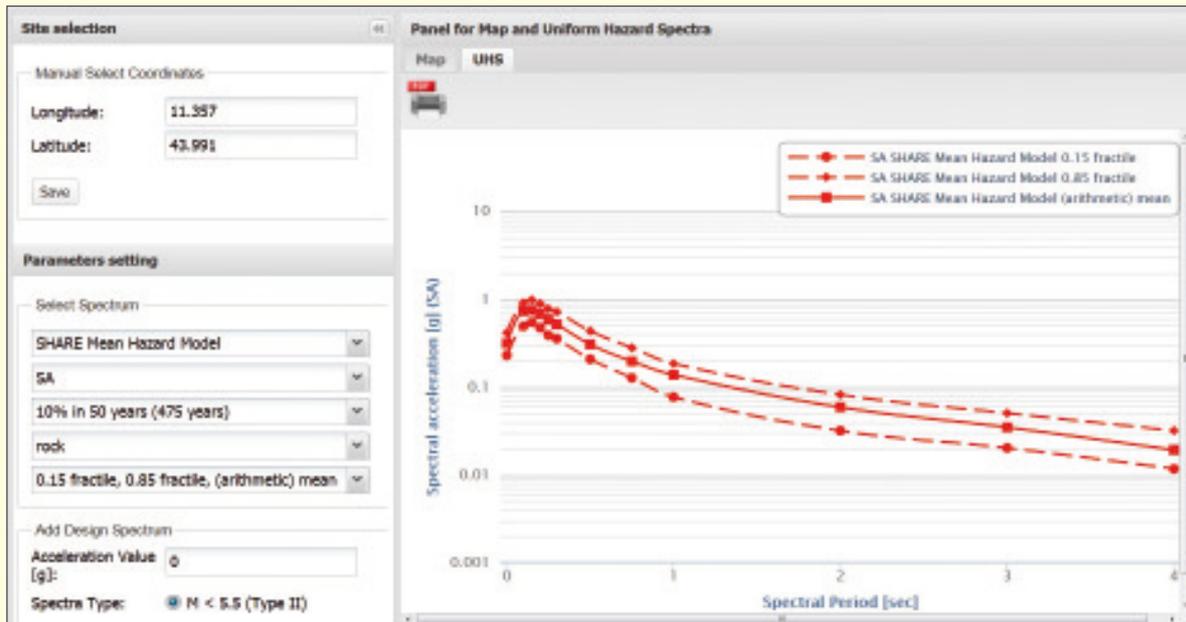


Bild 1. Abfrage von Antwortspektren in dem Internetportal ([www.efehr.org](http://www.efehr.org))

- Das entwickelte seismische Gefährdungsmodell ist als Referenzmodell zu verstehen und beansprucht nicht direkt für die seismische Auslegung von Bauwerken in der täglichen Bemessungspraxis angewendet zu werden. Für die Praxis bleiben die in den nationalen Anwendungsdokumenten definierten seismischen Gefährdungskarten gültig.
- Die im Rahmen des Modells verwendeten Methoden stellen einen neuen europäischen Standard dar, der bei der Überarbeitung des Eurocode 8 in den einzelnen Ländern auszuwerten ist. Das Modell trägt so zur Harmonisierung bei, ersetzt aber nicht die Ausarbeitung von nationalen seismischen Gefährdungskarten mit den landesspezifischen Besonderheiten.
- SHARE ersetzt nicht regionale oder standortspezifische Untersuchungen, kann aber als Ausgangspunkt verwendet werden für Gebiete in denen keine anderen Informationen zur Verfügung stehen.
- Als ein Ergebnis stehen Karten und Antwortspektren für Wiederkehrperioden bis zu 4.975 Jahren zur Verfügung. Verfügbar sind aber ausschließlich horizontale Antwortspektren für einen Referenzfels ( $V_{S50} = 800 \text{ m/s}$ ), bei denen der Einfluss der lokalen Untergrundverhältnisse nicht berücksichtigt ist. Vertikale Antwortspektren konnten nicht mehr innerhalb der Projektlaufzeit erarbeitet werden.
- Gefährdungsdeaggregationsergebnisse werden derzeit noch erarbeitet, um den Ingenieuren die notwendigen Informationen über die dominierenden Erdbebenszenarien zu liefern. Diese werden für die Auswahl von Zeitverläufen benötigt, die mit der Gefährdung konsistent sind.
- Bei der Erstellung der SHARE Modelle wurden verschiedenste Datenbanken und Expertenmeinungen herangezogen, um eine möglichst vollständige Abbildung des heutigen Wissensstandes zu erreichen. Bei der Auswertung von SHARE auf nationaler Ebene ist die vorhandene Unsicherheit in den Ergebnissen auf Grund der notwendigen Kompromisse in den Logikbäumen und Rechenzeiten den tatsächlichen Unsicherheiten kritisch gegenüberzustellen.
- Entscheidungsträger benötigen Unterstützung von den Erstellern und der Anwendergemeinschaft, um die SHARE Ergebnisse korrekt zu interpretieren und diese in den nationalen Kontext zu setzen. Hier sind die nationalen Institutionen aufgefordert den verschiedenen Parteien beratend zur Seite zu stehen.

#### Danksagung

Die DGEB bedankt sich bei der Deutschen Gesellschaft für Mauerwerksbau (DGfM) für die finanzielle Unterstützung des Workshops.

# Entwicklung von hochgradig erschütterungsarmen Fundamenten für elf Versuchsumgebungen in einem neugebauten Präzisionslabor

A. Gömmel, S. Appel, K. Beyer, U. Motz, U. Steudel, C. R. Ast, K. Kern

S 4

**Zusammenfassung** Das Max-Planck-Institut für Festkörperforschung hat in Stuttgart-Büsnau ein Präzisionslabor mit elf voneinander unabhängig zu betreibenden Hochleistungsversuchsumgebungen errichtet. Um eine effektive Schwingungsentkopplung der Versuchseinrichtungen vor Einwirkungen sowohl aus der Umgebung als auch infolge des Betriebes im Gebäude zu erzielen, wurden insgesamt zwölf schwere, auf Zweikammer-Membran-Luftfederelementen (2KLF) gelagerte Fundamentblöcke erstellt. Die baodynamische Auslegung sah vor, auf den Fundamenten einen maximalen Schwingungspegel von 12 nm/s für Terzbänder oberhalb von 8 Hz nicht zu überschreiten. Um dieses extrem niedrige Schwingungsniveau gewährleisten zu können, sollten die Lagerungsfrequenzen der Fundamente zwischen 1 Hz vertikal und maximal 2,5 Hz horizontal liegen. Erste Kontrollmessungen im fertiggestellten Rohbau ergaben jedoch, dass oberhalb von circa 20 Hz auf allen Fundamenten unerwartet hohe Erschütterungswerte auftraten. Die für ein 1-Massen-Schwinger-System erwartete Dämmwirkung wurde im genannten Frequenzbereich nicht annähernd erreicht. Messtechnische Untersuchungen, sowohl im Labor als auch auf dem Federprüfstand von Müller-BBM deuteten darauf hin, dass der Aufbau des Zweikammersystems der 2KLF für das beschriebene Schwingungsverhalten der Fundamente und damit für die geringe Dämmwirkung verantwortlich war. Der Aufbau der 2KLF wurde mit dem Ziel einer Linearisierung des dynamischen

Steifigkeitsverlaufs im maßgebenden Frequenzbereich der Schwingungsanregung modifiziert. Anschließend konnten unter normalem Laborbetrieb Erschütterungswerte noch unterhalb des vom Nutzer gewünschten Kriteriums nachgewiesen werden. Weitere Erkenntnisse hinsichtlich der Konstruktion sogenannter „noise-free“-Laborumgebungen, wie z. B. der Einfluss von akustischen Raummoden, Mindestabständen im Randbereichen der Fundamente sowie die Auswirkungen lokaler Gebäudeeigenfrequenzen, konnten im Zuge der detaillierten Untersuchungen und Messungen ebenfalls gewonnen werden.

## 1 Ausgangssituation/Gebäudeaufbau

In der physikalischen Grundlagenforschung ist in den vergangenen Jahren die Bedeutung der Erschütterungsruhe zunehmend wichtiger geworden. Bei der Analyse bzw. Visualisierung von Molekülen und einzelner Atome, sowie des Transports von Quantenstrukturen in Tieftemperaturen werden Größenordnungen der Auflösung erreicht, die weit über die Anforderungen der bereits in normativen Werken erfassten, konventionellen optischen Anwendungen hinausgehen [1]. Das Max-Planck-Institut für Festkörperforschung in Stuttgart plante die Errichtung eines Präzisionslabors, in dem verschiedenste Versuchsanordnungen unabhängig voneinander parallel betrieben werden können. Die Nutzer des Labors kommen aus den Abteilungen für Festkörperquantenelektronik, Quantenmaterialien, Tunnelspektroskopie und Nanostrukturen. Dabei kommen z. B. Rastertunnelmikroskope (engl.: scanning tunneling microscope STM) zum Einsatz, deren Versuchsdauern bis zu 180 Stunden betragen können. Die extreme Störungsempfindlichkeit ergibt sich daraus, daß beim STM eine sehr feine Spitze in einem Abstand von einigen zehntel Nanometern über eine Probe gerastert wird und dabei ein Bild der Oberfläche aufnimmt. In der Messung kann nicht unterschieden werden, ob das Signal von der Probe kommt oder eine Störung aus der Umgebung ist. Die Stabilität des Spitze-Probe-Abstands sollte im unteren Pikometerbereich liegen und für die empfindlichsten Messungen im Subpikometerbereich. Daher ist eine gute Entkopplung des Experiments von der Umgebung zwingend erforderlich.

Bisherige Experimentaufbauten mit ähnlichen Einsatzgebieten sind nur auf 1–2 Anwendungen optimiert. Das bedeutet z. B., dass eine hohe Erschütterungsruhe vorhanden ist, aber die spektroskopischen Bedingungen nicht optimal sind. Im erforderlichen extremen Anwendungsbereich hinsichtlich der Größenordnungen von Auflösung, zulässiger Temperaturschwankung etc. ist zu erwarten, dass alle Randbedingungen miteinander interagieren. Das kann z. B. bedeuten, dass bei Transportmessungen im Bereich von 1 mK in Magnetfeldern über 20 T kleinste Erschütterungen die Probe messbar erwärmen bzw. unerwünschte Wirbelströme

**Dr.-Ing. Andreas Gömmel**

**Dr.-Ing. Silke Appel**

Müller-BBM GmbH  
Schwieberdinger Str. 62  
70435 Stuttgart

**Dipl.-Ing. Karlheinz Beyer**

ehem. Büro für Baudynamik GmbH  
Schwieberdinger Str. 62  
70435 Stuttgart

**Dipl. Wirt.-Ing. Ulrich Motz**

Motz Engineering & Management Consulting GmbH  
Bruechstrasse 67  
8706 Meilen, Schweiz

**Dipl.-Ing. Uwe Steudel**

Bilz Vibration Technology AG  
Böblinger Str. 25  
71229 Leonberg

**Dr. Christian R. Ast**

**Prof. Dr. Klaus Kern**

Max-Planck-Institut für Festkörperforschung  
Heisenbergstraße 1  
70569 Stuttgart

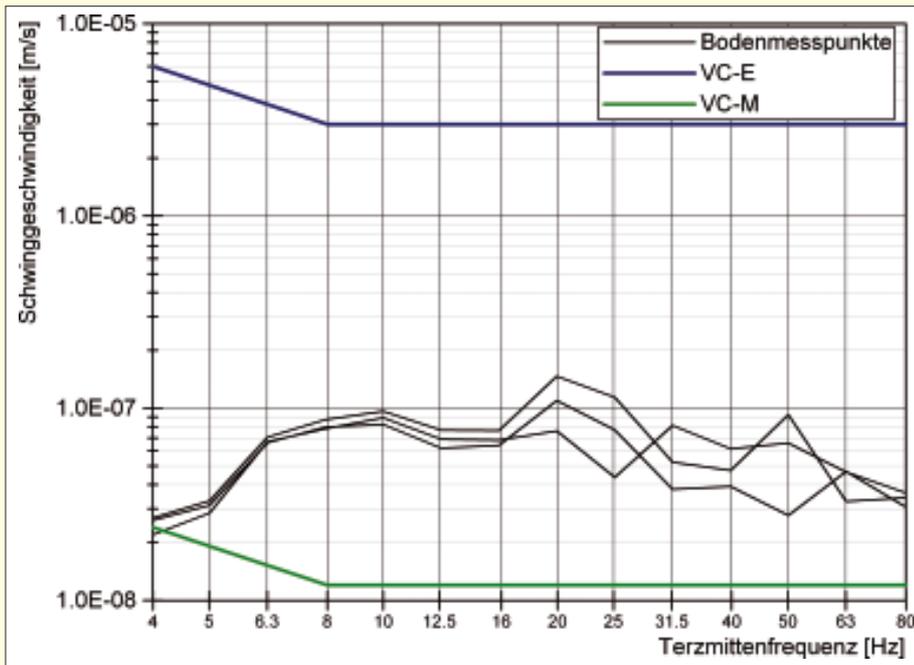


Bild 1. Mittlere Amplitudenwerte der Terzspektren an den Messpunkten auf dem unbebauten Baufeld mit dem Ziel-Kriterium VC-M und VC-E zur Orientierung.

induzieren. Die Zielstellung der Planung war deshalb, diese Begrenzungen in allen für den Versuchsablauf nötigen Aspekten zu erweitern, um ein einzigartiges Gebäude mit einer Vielzahl von kontrollierbaren „noise-free“-Umgebung zu erhalten. Das erste STM, welches in das Präzisionslabor umgezogen ist, konnte zwischenzeitlich eine Stabilität im Spitze-Probe-Abstand von 0.2pm nachweisen, was jetzt empfindlichste Messungen in der neuen Laborumgebung ermöglicht.

Ähnliche Labore wurden in den letzten Jahren in der Schweiz [2] und in den USA [3] eingerichtet. Eine Übersicht über das Erschütterungsniveau in zahlreichen anderen Labors weltweit ist im Anhang von Hoffman [4] angegeben. Zur Einordnung der bisher erreichten Erschütterungsniveaus ist in Bild 13 ein Diagramm mit entsprechenden Kurven zusammen mit dem angestrebten Kriterium dargestellt. Für die geplanten Versuche im Präzisionslabor wurde mit den Nutzern die aus den Werten der Norm extrapolierte Zielkurve VC-M (12nm/s Schwingschnelle in den Terzbändern ab 8Hz) vereinbart. Jedoch sollten im Gegensatz zur Norm [1] nicht energetisch gemittelte sondern Maximalwerte der Erschütterungen dem Kriterium gegenübergestellt werden.

Das Labor-Gebäude, eingeweiht 2012, wurde von Hammes-Krause-Architekten (Stuttgart) entworfen. Es besteht aus der Experimentierhalle, dem eigentlichen Präzisionslabor, und einem Technikbereich. In einem mittels Elastomermatten getrennten Gebäudeteil wurden Büro- und Besprechungsräume untergebracht. Das Präzisionslabor wurde somit baulich vom Rest der Tragstruktur getrennt, um eine Schwingungs- bzw. Körperschallweiterleitung weitgehend zu begrenzen. Die durchgängige Bodenplatte der Experimentierhalle weist eine Dicke von 100 cm auf und gründet auf felsigen Sand- und Tonstein. Darauf wurden elf voneinander unabhängig zu betreibende Laborumgebungen, sogenannte „Experimentierboxen“, vorgesehen, von denen zehn mit jeweils einem speziellen Fundament für die Versuchsaufbauten und eine Box mit zwei solcher Fundamente ausgestattet sind. Außer gegen Erschütterungseinwirkungen wurden die

Boxen gegen Störungen durch elektromagnetische Einwirkungen, Luftschall und teilweise makroskopische Luftdruckschwankungen abgeschirmt. So beträgt das Schalldämmmaß der Boxen in der Regel 60dB.

Der Erschütterungsschutz erfolgt über elastisch gelagerte Betonfundamente unterschiedlicher Masse (100–190t) und Geometrie (platten- und T-förmig). Die Lagerelemente stellen dabei Zweikammer-Membran-Luftfedern (2KLF) mit einer gegebenenfalls zuschaltbaren, kontinuierlich arbeitenden Niveauregelung dar. Über die Zweikammer-Konstruktion wird dabei eine Dämpfung, die über die Materialdämpfung der Membran hinausgeht, erzielt.

## 2 Schwingungstechnische Planung

### 2.1 Mikroseismik

Die schwingungstechnische Auslegung erfolgte durch das „Büro für

Baudynamik“ Stuttgart, das inzwischen von der Müller-BBM GmbH weitergeführt wird. Vor Beginn der Berechnungen zur Dimensionierung erfolgte im Jahr 2008 eine messtechnische Bestimmung der am Standort vorhandenen Erschütterungen auf dem Baufeld (Bild 1). Während der Erfassung der mikroseismischen Anregung lagen die dreiminütigen Maxima von RMS-Terzspektren aus 4-sekündigen Zeitabschnitten unterhalb von 80nm/s. Tagsüber stiegen die Maxima in einzelnen Terzen für zeitlich begrenzte Ereignisse auf Werte bis knapp über 1µm/s. Für mittlere Messwerte, im Terzband z. B. um 20Hz circa 0,1µm/s, musste zum Erreichen des Kriteriums VC-M durch die Konstruktion aus Bodenplatte und elastisch gelagertem Fundament eine Absenkung um 22dB erreicht werden. Für die Terz um 8Hz ergab sich eine erforderliche Absenkung um 16dB.

### 2.2 Aufbau der entkoppelten Fundamente

Die Fundamente in den elf Experimentierboxen weisen unterschiedliche Abmessungen auf. Die Grundfläche beträgt für die Standardfundamente zwischen 7,6m<sup>2</sup> und 38,8m<sup>2</sup>. Neun der elf Fundamente weisen einen T-förmigen Querschnitt auf. In die Standard-Fundamente wurde für die Versuchsaufbauten eine Vertiefung vorgesehen, die es erlaubt, die Experimentiereinrichtungen nahe am Schwerpunkt des Fundaments anzubringen und so die Auswirkungen von Kippschwingungen zu reduzieren (Bild 2).

In einer Box befindet sich außer einem kleineren Fundament zur Erprobung von Versuchsaufbauten ein weiteres, das die komplette Deckenfläche einnimmt. Alle zwölf Fundamente wurden auf Zweikammer-Membran-Luftfederelementen (2KLF) mit Lagerungsfrequenzen von vertikal 1,15Hz und horizontal 2Hz aufgestellt.

Die Membran-Luftfeder-Elemente sind sogenannte 2-Kammersysteme. Der Hersteller wählte hierbei ein kleineres oberes Luftvolumen und eine deutlich größere untere Luftkammer. Beide Kammern sind über Ventile durch Luftschläuche verbunden. Hintergrund dieser Konstruktion war die Überlegung, über die Drosselventile den Luftaustausch

zwischen beiden Kammern steuern und somit die Dämpfung der Luftfedern regulieren zu können. Nach Angabe der Herstellerfirma sollte so die Dämpfung in einem Bereich zwischen 5% und 10% regelbar sein. Die 2KLF weisen keine aktive Amplitudenregelung, wohl aber eine nahezu quasi-statische Niveauregelung auf. Aufgrund der hohen Anforderungen an die Erschütterungsruhe wurde seitens der Nutzer vorgegeben, dass die Niveauregelung über die maximale Versuchsdauer von circa 100h abschaltbar sein muss.

### 3 Schwingungsmessungen vor Inbetriebnahme

Vor Inbetriebnahme der Boxen als Versuchsumgebung wurden die auf den elastisch gelagerten Fundamentblöcken auftretenden Erschütterungen messtechnisch bestimmt. Dazu wurden Langzeitmessungen an verschiedenen Punkten des Fundamentes durchgeführt. Analog zur Auswertung der mikroseismischen Messungen im Freifeld wurden aus jeweils 4-sekündigen, sich um 50% überlappenden Zeitabschnitten Terzspektren der Schwingschnelle ermittelt. Aus diesen Einzelspektren wurde für insgesamt 3-minütige Abschnitte bandweise der Maximalwert (peak-hold) ermittelt. Im Anschluss wurden die Maximalwerte einer statistischen Analyse unterzogen, bei der der Mittelwert sowie die Summe aus Mittelwert und einfacher Standardabweichung berechnet wurden. Die beispielhaften Ergebnisse einer solchen Messung zwischen 20.30 Uhr und 9 Uhr sind in **Bild 3** dargestellt. Es zeigt sich, dass das Kriterium VC-M ab dem Terzband um 3,15Hz von den Mittelwerten eingehalten wird. Einzelereignisse überschreiten das Kriterium in den Bändern um 8Hz, 10Hz, 20Hz und 25Hz. Der fast lineare Anstieg der Messwerte bei sehr geringer Standardabweichung ab 50Hz ist auf das Eigenrauschen der Sensorelektronik zurückzuführen.

Für die Gebrauchstauglichkeit des Labors wurden Einflüsse aus dem normalen Laborbetrieb untersucht. Ein wesentlicher, zu beachtender Lastfall ist das unkoordinierte Gehen von Personen vor der verschlossenen Experimentierbox. Für diesen Lastfall wurden jeweils drei Personen angewiesen, in für sie normaler Geschwindigkeit um die Box zu gehen. Dabei sollte vermieden werden, dass es zu einer Synchronisation der Anregung z.B. durch Gruppenbildung oder Gleichschritt kommt.

Es zeigte sich, dass vor allem in den Terzbändern um 20Hz und 25Hz die Maximalwerte der Amplituden im Vergleich zur Nachtmessung um bis zu einem Faktor 10 ansteigen. An den Kontrollmesspunkten auf den Sockeln unterhalb der 2KLF konnten ebenfalls erhöhte Werte festgestellt werden, wobei der Betrag der Pegelerhöhung geringer ausfiel als auf dem Fundamentblock.

Die hier exemplarisch gezeigten Messergebnisse (**Bild 4**) konnten an allen Fundamentblöcken nachgewiesen werden. Die Erhöhung der Amplituden vor allem in den Terz-

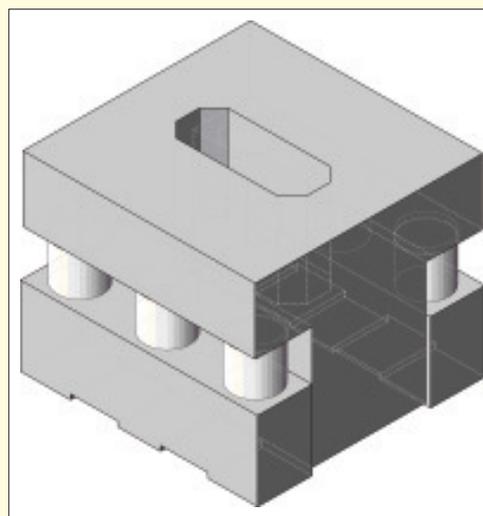


Bild 2. Schematischer Aufbau eines exemplarischen, T-förmigen Fundaments mit den Positionen der Feder-elemente auf seitlichen Sockeln (Quelle: Hammes-krauseArchitekten.) Die Vertiefung in Fundamentmitte ist für Versuchsaufbauten vorgesehen.

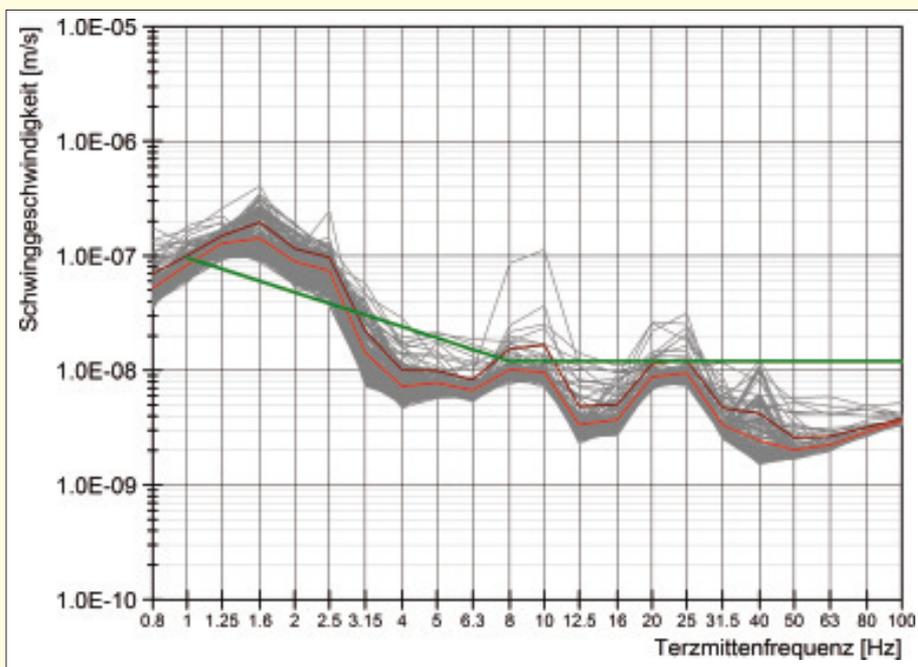


Bild 3. Terzspektren der Schwingschnellen eines Messpunkts auf einem elastisch gelagerten Fundamentblock während einer Nachtmessung. Grau: 3-minütige Maxima, hellrot: Mittelwert der 3-minütigen Maxima, dunkelrot: Mittelwert plus Standardabweichung, grün: Kriterium VC-M.

bändern um 20Hz und 25Hz trat dabei unabhängig von Raumgröße, Fundamentgeometrie und-masse sowie von Anzahl und Größe der 2KLF auf.

Zur weiteren Analyse der nur in wenigen Terzbändern auftretenden Überschreitungen des Grenzwertkriteriums wurde das Übertragungsverhalten der elastisch gelagerten Fundamentblöcke untersucht. Da das sehr geringe Anregungsniveau aus Mikroseismik und gehenden Personen hinsichtlich Amplitude und Lasteinleitungsort nicht eindeutig reproduzierbar ist, sollte die Schwingungsübertragung von der Bodenplatte auf das Fundament durch das Aufbringen definierter Kräfte auf die Bodenplatte bestimmt werden.

Um die Fußpunktanregung und folgend die Fundamentbewegungen auf ein sicher messbares Schwingungsniveau an-

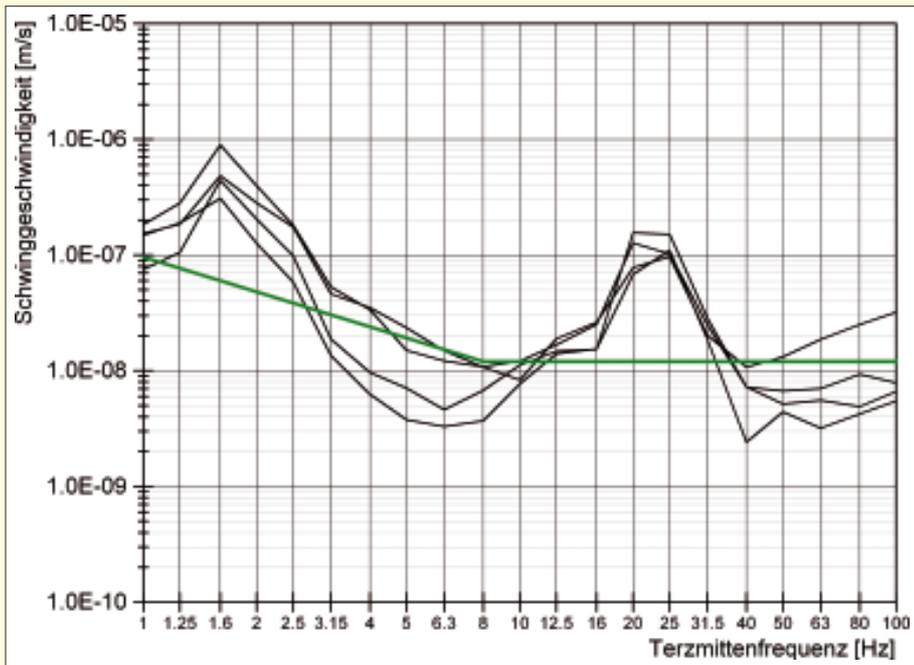


Bild 4. Terzspektrum der Schwinggeschwindigkeit aller Messpunkte auf einem elastisch gelagerten Fundamentblock (schwarz) während des regellosen Gehens von drei Personen vor der (verschlossenen) Box und Kriterium VC-M (grün). Maximalwerte der Terzspektrum aus 4-sekündigen Zeitabschnitten.

## 4 Analyse der potenziellen Störeinträge

### 4.1 Allgemeines

Die Isolationswirkung der ursprünglich verwendeten 2KLF war wegen der in Abschnitt 5 beschriebenen Effekte für Frequenzen oberhalb von 15 Hz anfangs nicht ausreichend, um das geforderte Erschütterungskriterium VC-M bei normalem Laborbetrieb zu erreichen. Die Ursachenforschung erwies sich allerdings als komplex. So wurden im Zuge der Analyse zahlreiche potenzielle Störmechanismen untersucht, die in den folgenden Abschnitten näher erläutert werden. Generell muss angemerkt werden, dass ein Erschütterungsniveau im Bereich von VC-M zahlreiche Einflussfaktoren auf die Schwingungsruhe offenbart, die bei einem weniger strengen Kriterium vernachlässigt werden können.

### 4.2 Direkte Schwingungsbrücken

Die geplante Konstruktion sah vor, die Boxenwände von den Zugangswegen, die zwischen den Boxen als aufgeständerte Brückenkonstruktion ausgeführt sind, zu entkoppeln. Die Spalten zwischen Brücken und Wänden wurden mit Schaumstoff verschlossen. Während der Messungen wurden einige kleinere Körperschallbrücken festgestellt. Diese einzelnen, prinzipiell nachträglich nur schwer zu behebbenden Ausführungsmängel wurden an einer beispielhaften Box unter großem Aufwand komplett behoben. Die anschließenden Messungen zeigten prinzipiell eine Verringerung des Erschütterungsniveaus. Jedoch waren diese Verringerung eher qualitativ festzustellen und lagen nicht in einer Größenordnung, um die beobachteten Einbrüche in der Isolation erklären zu können. Dennoch ist eine strenge Ausführungskontrolle der Bauarbeiten wie bei allen Maßnahmen zum Erschütterungsschutz dringend zu empfehlen.

### 4.3 Eigenschwingverhalten von sekundären Strukturen

Während der Messungen zeigte sich, dass diverse Sekundärstrukturen wie die Brückenkonstruktion der Boxenzugänge, die Boxenwände und -decken sowie teilweise auch die Versuchsaufbauten Eigenfrequenzen im kritischen Bereich zwischen 20 Hz und 30 Hz aufweisen. Während sich die Eigenfrequenzen der baulich getrennten Strukturen in geringerem Umfang auswirken, da die elastische Lagerung Anregungen in diesem Frequenzbereich (eigentlich) abmindert, beeinflusst das Schwingverhalten der direkt auf den entkoppelten Fundamenten installierten Versuchsaufbauten die Erschütterungsruhe wesentlich. Problematisch waren z. B. als Abstandshalter eingelegte Elastomere, direkt auf dem Fundament aufgestellte Serverschränke (Unwuchtanregung u. A. aus Lüfterbetrieb), sowie Schwingungsbrücken durch unflexible Schlauchverbindungen, die über den Spalt zwischen Fundamentblock und Boxkonsole geführt wurden. Generell wird empfohlen, beim Entwurf von ähnlichen Versuchsumgebungen darauf zu achten, dass es zu wenig Überschneidungen der Bauteileigenfrequenzen kommt, um po-

zuheben, wurden mittels des Unwuchterregers Dynaq® gezielt sinusförmige, vertikale Wechselkräfte zwischen 5 Hz und 50 Hz in die Bodenplatte eingeleitet. Die ab einer kraftabhängigen Frequenz konstante Amplitude der Anregungswechselkraft variierte dabei zwischen 0,6 kN und 6,0 kN. Dadurch konnte das auf den Fundamentsockeln unterhalb der elastischen Lagerungen registrierte Erschütterungsniveau um den Faktor 70 erhöht werden.

Aus den Aufzeichnungen der Schwinggeschwindigkeiten an den Fundamentsockeln und auf dem Fundament wurden jeweils Pegeldifferenzen  $\Delta L_v$  an den Ecken und teilweise in der Mitte von insgesamt sieben der zwölf Fundamentblöcke bestimmt. Für eine Einordnung der resultierenden Werte von  $\Delta L_v$  wurden diese mit der Übertragungsfunktion eines Ein-Massen-Schwinger-Systems (1MS) verglichen. Die Parametrisierung der 1MS-Übertragungsfunktion erfolgte aus messtechnisch, mittels Ausschwingversuchen, bestimmten Werten für die vertikale Starrkörper-Eigenfrequenz und zugehörige Dämpfung des Fundamentblocks.

Ein Beispiel einer solchen Pegeldifferenz ist in Bild 5 dargestellt. Das Fundament der Box wies eine vertikale Eigenfrequenz von 1,4 Hz bei einer Dämpfung von 11 % im Ausschwingvorgang auf. Beim Vergleich des messtechnisch unter Unwuchtanregung ermittelten Werts von  $\Delta L_v$  mit der entsprechenden Übertragungsfunktion des 1MS fällt auf, dass die reale Pegeldifferenz z. T. weit unter dem erwarteten Niveau liegt. Der Verlauf der mittels Unwuchtanregung bestimmten Kurve überschreitet in einem breiten Frequenzbereich die Übertragungsfunktion eines 1MS mit 40 % Dämpfung.

Die mit zunehmender Frequenz konstanten oder sogar ansteigenden Pegeldifferenzen konnten ebenfalls prinzipiell für alle Fundamente nachgewiesen werden. Die Amplitude der Fußpunktanregung hatte auf den Verlauf von  $\Delta L_v$  keinen wesentlichen Einfluss, jedoch wurde tendenziell mit höherer Anregungsamplitude eine geringfügig höhere Pegeldifferenz im untersuchten Frequenzbereich beobachtet.

tenzielle Anregungen nicht durch lokale Resonanzen zu verstärken.

**4.4 Luftschall**

Im für die Schwingungsruhe relevanten Amplitudenbereich besteht die Gefahr, dass Druckschwankungen der Luft, hauptsächlich in der Box, eine störende Anregungsquelle darstellen. Vor allem Raummoden (Eigenfrequenzen des eingeschlossenen Luftvolumens) können die Amplituden auf den tief abgestimmten und daher sehr weich gelagerten Fundamenten beeinflussen. Für quaderförmige Luftvolumina mit schallhartem Abschluss gilt folgender Zusammenhang für die Frequenzen der Raummoden [5]:

$$f_{mnl} = \frac{c}{2} \sqrt{\left(\frac{m}{l_x}\right)^2 + \left(\frac{n}{l_y}\right)^2 + \left(\frac{l}{l_z}\right)^2} \quad (1)$$

- mit  $f$ : Frequenz der Raummode
- $c$ : Schallgeschwindigkeit
- $m, n, l$ : Ordnungszahlen der Raummode,
- $m, n, l = 0, 1, 2, 3, \dots$
- $l_{x,y,z}$ : Raumlänge in x, y, z-Richtung.

Für die größte Raumlänge des Luftraums oberhalb des Fundamentblocks (6,9m) ergibt sich eine Frequenz  $f_{010} = 24,6$  Hz. In Bild 6 sind die Schmalbandspektren der vertikalen Schwingschnelle eines Messpunkts auf dem Fundament sowie des Luftschalls sowohl direkt über dem Fundament als auch an einer seitlichen Begrenzungsfläche als quadratische Mittelwerte einer 15-minütigen Ruhemessung dargestellt. Bei 24,5 Hz sind deutliche lokale Maxima der Amplituden zu verzeichnen. Es ist davon auszugehen, dass aufgrund der Koizidenz der Frequenzbereiche die Auswirkungen aus dem Luftschallfeld mit denen aus den Eigenschwingungen der Sekundärstrukturen (Abschnitt 4.3) interagieren. Ursache und Wirkung sind daher im vorliegenden Fall nicht genau voneinander zu trennen. Weiterhin sei erwähnt, dass eine klassische Schallabsorption z.B. mittels Plattenabsorber- oder Schaumstoffelementen im tieffrequenten Bereich kaum effektiv ist. Daher ist bei der Auslegung der Versuchsumgebungen darauf zu achten, evtl. problematische Frequenzbereiche durch eine geeignete Wahl der Raumabmessungen zu vermeiden. Problematische Bereiche können in diesem Fall z.B. Eigenfrequenzen lokaler Bauteile wie Wandscheiben oder Deckenplatten sein.

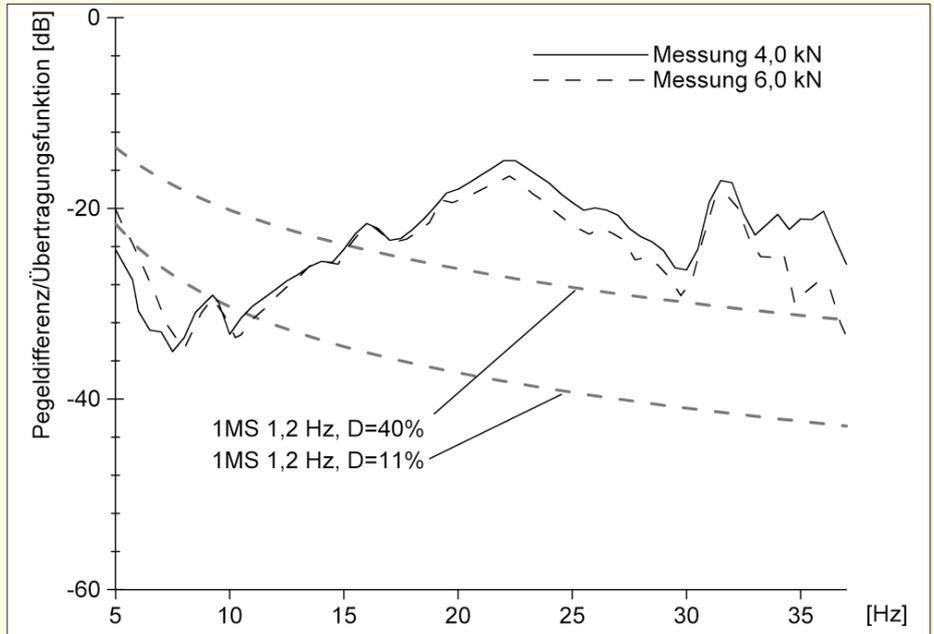


Bild 5. Messtechnisch ermittelte Pegeldifferenz eines beispielhaften Fundaments unter Unwucht-Anregung mit 4 kN und 6 kN, Vergleich mit theoretischen Übertragungsfunktionen von Einmassenschwingensystemen mit der Eigenfrequenz des Fundaments und verschiedenen Dämpfungsparametern.

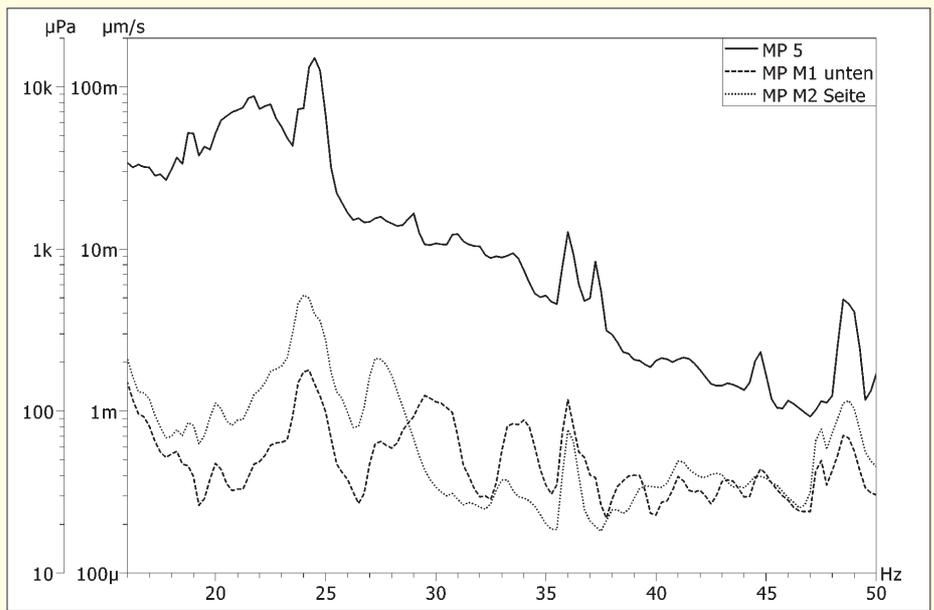


Bild 6. Schmalbandspektrum ( $\Delta f = 0,25$  Hz, Ruhemessung) der vertikalen Schwingschnellen auf dem Fundamentblock (MP 5) und Schalldruck direkt über MP 5 (MPM1) und an der seitlichen Begrenzungsfläche der Box (MPM2).

**4.5 Zweikammer-Luftfeder-elemente**

Nachdem mittels umfangreicher messtechnischer Untersuchungen die zuvor beschriebenen sowie weitere mögliche Effekte, z. B. gegenseitige Beeinflussung der schwingenden Fundamente, als grundsätzliche Ursache für die verminderte Dämmwirkung der elastischen Lagerung ausgeschlossen werden konnte, blieb die Konstruktion der Lager-elemente selbst als letzter möglicher Faktor bestehen. Die Messungen unter direkter Impulsanregung der Fundamente zeigten, dass die Lagerungsfrequenzen und auch die Dämpfungsparameter im Ausschwingen den Vorgaben entsprachen. Um das Verhalten der 2-Kammer-Luftfeder-systeme jedoch auch für den weiteren, relevanten Frequenzbereich bis mindestens 100 Hz nachvollziehen zu können, sollten die kom-



Bild 7. Im Federprüfstand von Müller-BBM eingebautes Luftfederelement.

plexen Steifigkeitsparameter für eine 2KLF exemplarisch auf dem Federprüfstand von Müller-BBM überprüft werden (Bild 7).

Die Messverfahren zur Bestimmung der dynamischen Transfersteifigkeit sind in den internationalen Normen ISO 10846-1 bis 10846-3 [6] aufgeführt. Zur Messung der dynamischen Federsteife im unteren Frequenzbereich wird der Prüfling auf einen sehr steifen Unterbau gestellt, statisch vorbelastet und an der Oberseite mit definierten Schwingungsamplituden beaufschlagt. Aus der gemessenen Schnelle an der Oberseite des Prüflings und den in den Unterbau eingeleiteten Wechselkräften wird eine komplexe Übertragungsfunktion bestimmt. Aus dieser wird die dynamische Steife berechnet. Da die zur Messung der Wechselkräfte erforderliche Einrichtung nicht massiefrei ist (Masse der Lastverteilerplatte der Kraftmessplattform, anteilige Masse des Federelements bestehend aus Federbasis und Adapter) wird eine Korrektur der gemessenen Kräfte mithilfe der gemessenen Beschleunigungen auf der Unterseite des Prüflings mit der Masse des bewegten Teils der Kraftmess-einrichtung durchgeführt.

Die Untersuchungen lieferten die folgenden Erkenntnisse (Bild 8):

- Es besteht eine Abhängigkeit der dynamischen Steifigkeit sowohl vom Anregungspegel als auch von der statischen Auflast.
- Die entsprechend Datenblatt nominelle Federsteifigkeit für das getestete Element von 122 dB wird nur für Frequenzen unter 10 Hz bei einer Anregeschnelle von maximal 60 dB erreicht. Der Kurvenverlauf weist für alle Versuche einen Anstieg der dynamischen Steifigkeit um bis zu 25 dB (Faktor  $\approx 18$ ) ab einer Frequenz von 10 Hz auf.
- Eine Anpassung oder Regulierung der Dämpfung über ein Drosselventil in den Verbindungsleitungen zwischen den Luftvolumina war nur in Grenzen möglich.

## 5 Bau- und Wirkprinzip von Luftfederelementen

Die ursprünglich verwendeten Lager bestanden aus zwei übereinander angeordneten Luftvolumina, deren oberes als

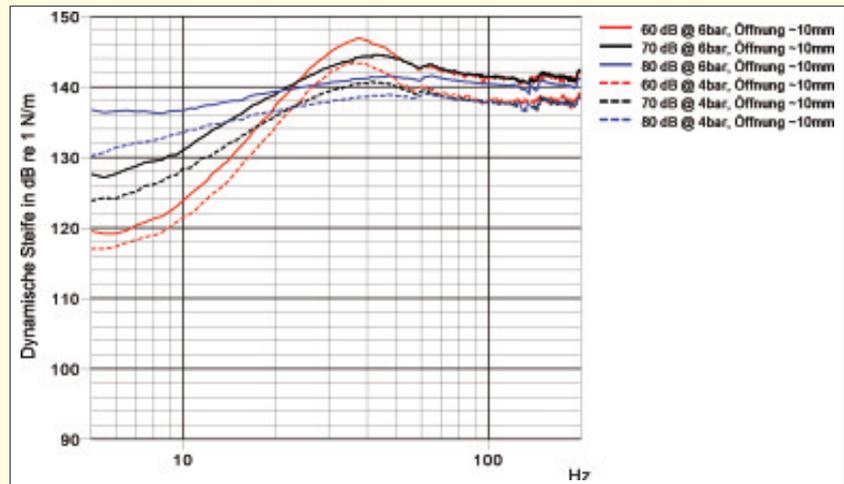


Bild 8. Frequenzabhängiger Verlauf der Steifigkeit für ein Luftfederelemente unter Variation der Anregungsamplitude und der statischen Vorlast.

„Tragvolumen“ wesentlich kleiner ausgebildet war als das untere „Dämpfungsvolumen“. Die Verbindung der beiden Volumina erfolgte über flexible, außen angebrachte Schläuche. Für ein besseres Verständnis der Problemstellung wird im Folgenden das Luft-Feder-/Dämpfer-Prinzip für die Effekte zusammengefasst, die für den hier beschriebenen Einsatz wichtig sind.

Für Einkammersysteme lassen sich die Kennwerte Abstimmkreisfrequenz und Steifigkeit aus den Poisson'schen Gleichungen (z. B. aus [7])

$$pV^\kappa = \text{const.} \quad (2)$$

und

$$T^\kappa p^{1-\kappa} = \text{const.} \quad (3)$$

mit  $p$ : Druck in der Feder

$V$ : eingeschlossenes Luftvolumen

$T$ : Temperatur und

$\kappa$ : Isotropenexponenten

ableiten. Über den Ansatz einer adiabatischen Volumenänderung ergeben sich für z. B. zylindrische Einkammer-Luftfederelemente der Kammer-Höhe  $h_0$  für kleine Auslenkungen die Steifigkeit  $k$  und die theoretische Abstimmkreisfrequenz eines Einmassenschwingers zu

$$k = \frac{\kappa m g}{h_0} \quad (4)$$

und

$$\omega = \sqrt{\frac{\kappa g}{h_0}} \quad (5)$$

mit  $m$ : Masse, die von der Luftfeder gehalten wird und

$g$ : Erdbeschleunigung.

Die Grundfläche des Luftfedervolumens wird dabei in der Praxis so gewählt, dass die zu lagernde Masse mit einem technisch beherrschbaren Fülldruck getragen werden kann. In Einkammersystemen existieren mit Ausnahme von Reibungs- und Wärmeverlusten keine kontrollierbaren Dämpfungsmechanismen. Diese können effektiv erst durch Ankopplung eines zweiten Luftvolumens realisiert werden, wodurch das Luft-Feder-Element zu einem Luft-Feder-Dämpfer-Element wird.

Dabei werden zwei Luftvolumina über Verbindungsleitungen oder direkte Öffnungen zwischen den beiden Teilen verbunden. Der Stand der Technik für die dynamische Steifigkeit und die Dämpfungsmechanismen in Zweikammer-Systemen ist für den Automobilbau beschrieben [8] – [10] und wird im Folgenden (bis zum Ende des Abschnitts) für den baodynamischen Anwendungsfall zusammenfassend wiedergegeben:

Mit der Einführung des zweiten Volumens wird die dynamische Steifigkeit stark frequenzabhängig. Im Frequenzbereich sind bei individuell stark nichtlinearem Verlauf drei Steifigkeitsbereiche zu unterscheiden, die durch die beiden Eckfrequenzen  $f_k$  und  $f_\delta$  voneinander getrennt werden können. Dabei beschreibt  $f_k$  den Übergang zwischen isothermer und adiabatischer Zustandsänderung und liegt für den praktisch auftretenden Fall unterhalb der üblichen Abstimmfrequenzen des entkoppelten Fundaments.

Die hauptsächliche Dämpfungsarbeit, die durch das Zweikammerprinzip verursacht wird, findet nur in den Frequenzbereichen statt, in denen sich die Steifigkeit ändert [10], d. h. im Bereich um  $f_k$  und  $f_\delta$ . Ein qualitativer Verlauf von Steifigkeit und Dämpfungsarbeit ist in Bild 9 dargestellt.

Ab  $f_\delta$  wirken die beiden Luftvolumina zunehmend als parallel geschaltete Einzelfedern, da es zu keinem Massentransport mehr durch die Verbindungskanäle kommt. Daraus folgt, dass 2KLF ab einer bestimmten Frequenz bauartbedingt versteifen. Bei der Auslegung der 2KLF zur Schwingungsisolierung muss also versucht werden, dieses Verhalten zu berücksichtigen und  $f_\delta$  in einen ausreichend (hochfrequenten) Bereich, in dem ggf. keine wesentlichen Anregungen mehr zu erwarten sind, zu legen.

Die Frequenz  $f_\delta$  wird dadurch definiert, dass dort ein Maximum der Dämpfungsarbeit erreicht wird. Diese ist proportional zu

$$W_d \sim \frac{p_0 A z^2}{h_0} \quad (6)$$

mit  $p_0$ : Ruhedruck,  
 $z$ : Anregungsamplitude und  
 $A$ : Verdrängerfläche des Luftfeder-Dämpfers.

Für Frequenzen zwischen den beiden Eckfrequenzen

$f_k < f < f_\delta$  kann bei Vorliegen von  $A = A_T$  ( $A_T$ : Tragfläche des Feder-Dämpfer-Elements) gezeigt werden, dass sich die Steifigkeit  $k_0$  auf Gleichung (4) reduzieren lässt, wobei  $h_0$  in diesem Fall die Teilhöhen der oberen Kammer darstellt, die mit dem Fundament direkt über die Membran verbunden ist. Die Steifigkeit  $k_1$  für  $f \gg f_\delta$  ergibt sich zu

$$k = \frac{\kappa mg}{h_1} \quad (7)$$

mit  $h_1$ : Höhe der oberen Kammer.

In der ursprünglich verwendeten 2KLF-Konstruktion waren die beiden Kammern stark unterschiedlich groß und die Querschnittsfläche der Kanäle zwischen den Kammern  $A_K$  relativ gering, was systembedingt sowohl zu einem starken Anstieg der dynamischen Steifigkeit, als auch zu einem relativ niedrigen Frequenzbereich, in dem dieser Anstieg erfolgt, führt. Deshalb wurde zum Ziel der neuen Auslegung der Elemente (Abschnitt 6), die

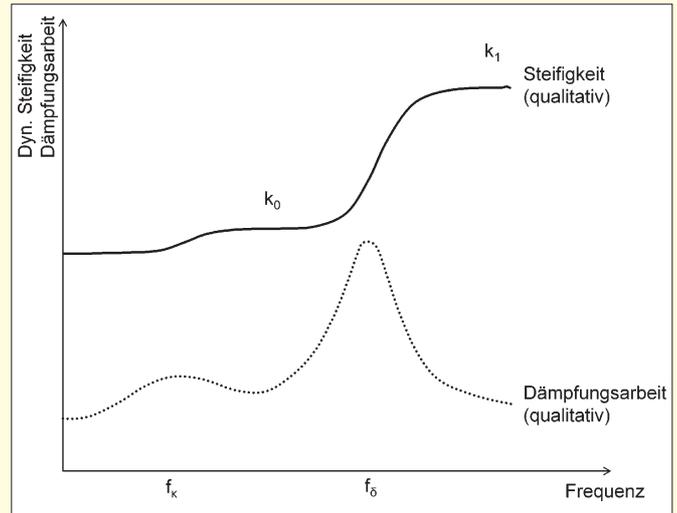


Bild 9. Qualitativer Verlauf von Steifigkeit und Dämpfungsarbeit in einem Zweikammer-Luft-Feder-Dämpfer-Element nach [9].

Frequenz  $f_\delta$  in einen höheren Bereich zu verlegen, in dem möglichst wenig Anregung in der Struktur vorhanden ist. Dabei ist  $f_\delta$  sowohl proportional zu  $A_K$ , als auch zum Verhältnis von Kammerhöhe und Auslenkung:

$$f_\delta \sim \sqrt{\kappa R_L T_0} \frac{A_K}{h_0 A} \cdot Fkt \left( \frac{h_0}{z} \right) \quad (8)$$

mit  $R_L$ : Gaskonstante für Luft,  
 $T_0$ : mittlere Temperatur

Da die Auslenkung  $z$  und die Temperatur  $T_0$  nicht (wesentlich) beeinflusst werden kann bzw. nur geringen Einfluss auf  $f_\delta$  aufweist, wurde  $A_K$  mittels Bohrungen durch die Trennplatte zwischen den beiden Kammern vergrößert.

## 6 Verbesserung der Isolationswirkung der 2KLF

Wie in Abschnitt 4.5 dargelegt, wurde während der Untersuchungen der 2KLF im Schwingungsprüfstand [11] das oben beschriebene Versteifen zu hohen Frequenzen hin festgestellt. Insgesamt wurden in Abstimmung mit dem Hersteller zahlreiche Veränderungen an den 2KLF vorgenommen.

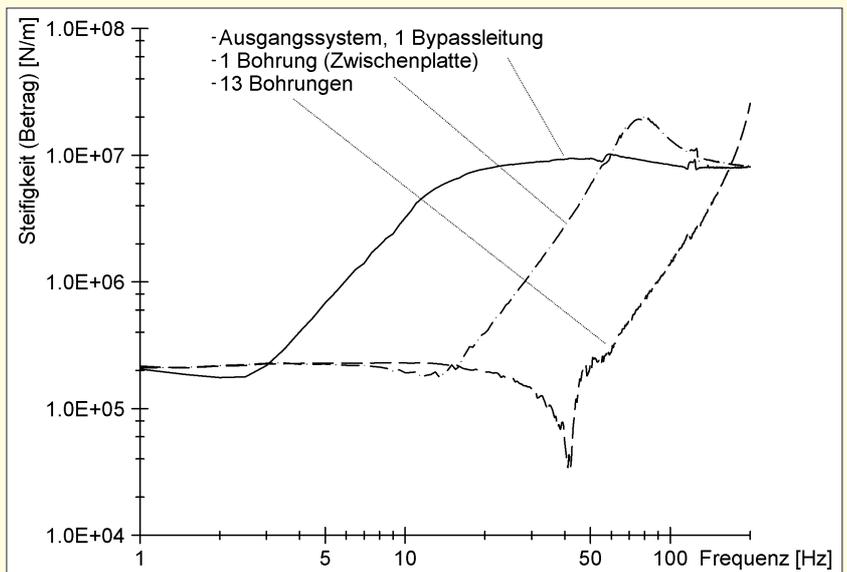


Bild 10. Beispielhafte Beträge der dynamischen Steifigkeit für Versuche mit variierender Anzahl von Bohrungen und somit veränderte Durchströmung zwischen beiden Kammern.

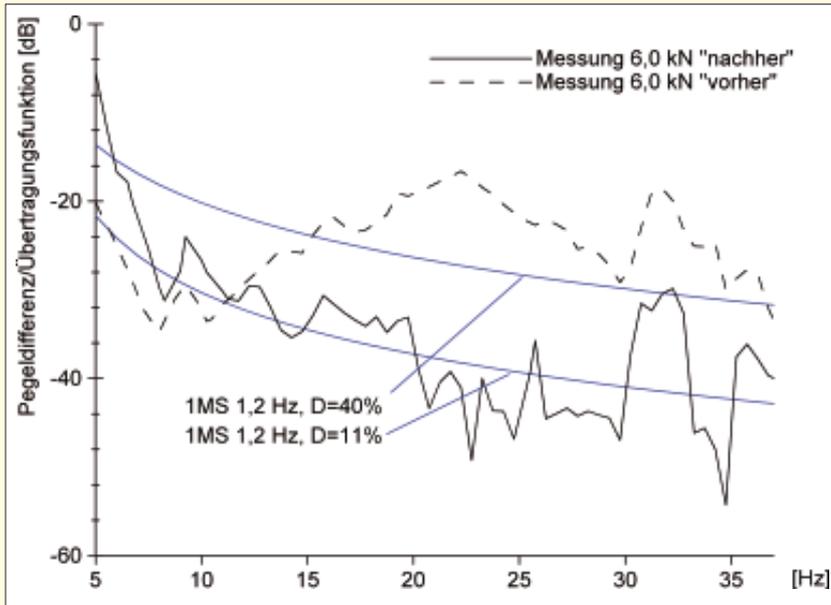


Bild 11. Messtechnisch ermittelte Pegeldifferenz eines beispielhaften Fundaments unter Unwucht-Anregung mit 4 kN und 6 kN nach der Modifikation der 2KLF, Vergleich mit theoretischen Übertragungsfunktionen.

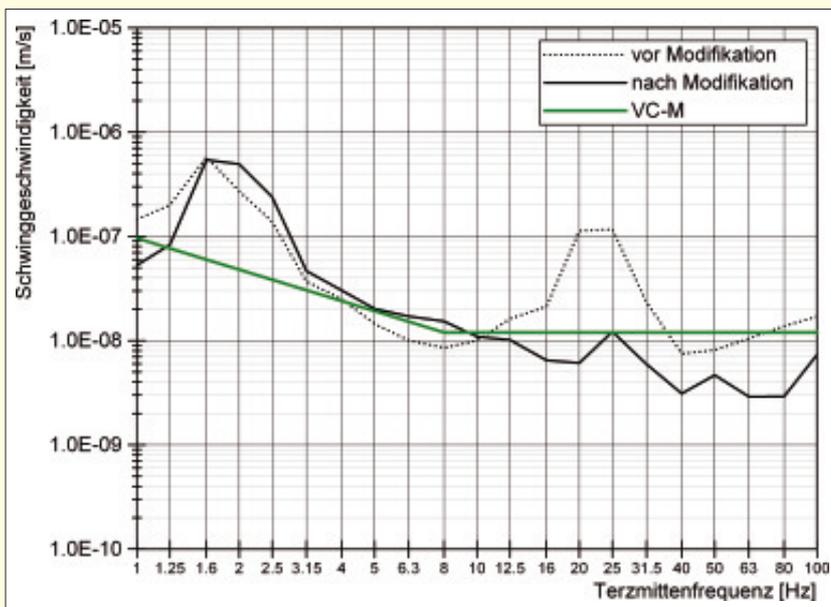


Bild 12. Mittelwert der Peak-hold-Terzspektren der Schwingenschnellen auf einem beispielhaften Fundament infolge Anregung durch vor der Box gehende Personen vor und nach der Modifikation der 2KLF.

So wurden zur Vergrößerung des wirksamen Querschnitts  $A_K$  zwischen den beiden Kammern sukzessive Bohrungen unterschiedlichen Durchmessers in die Trennplatte zwischen unterer und oberer Kammer eingefügt.

In Bild 10 sind beispielhaft drei Steifigkeitsverläufe dargestellt. Neben dem Ausgangssystem werden zwei Zwischenschritte mit einer und 13 Bohrungen gezeigt. Die Verschiebung der oberen Eckfrequenz  $f_{\delta}$ , ab der ein deutlicher Steifigkeitszuwachs zu verzeichnen ist, wird deutlich sichtbar. Weiterhin ist besonders bei der Variante mit 13 Bohrungen bei circa 41 Hz ein Einbruch der dynamischen Steifigkeit unmittelbar vor dem Anstieg zu erkennen. Dieser Einbruch ist auf Helmholtz-Resonanzen infolge der Bohrungen zurückzuführen und wurde vor dem Wiedereinbau der verbes-

serten 2KLF unter die Fundamentblöcke durch konstruktive Maßnahmen weitgehend unterbunden.

## 7 Auswirkungen der Modifikationen auf die Erschütterungsruhe im Präzisionslabor und Fazit

Nach der Anpassung der 2KLF wurden die Erschütterungsmessungen an den elastisch gelagerten Fundamentblöcken wiederholt. Besondere Aufmerksamkeit lag dabei zum einen auf den Pegeldifferenzen als auch auf den Absolutwerten während des Lastfalls „Gehen von Personen“.

Bild 11 zeigt die Gegenüberstellung zweier Pegeldifferenzen vor und nach der Modifikation zusammen mit den theoretischen Übertragungsfunktionen von 1MS mit 11 % bzw. 40 % Dämpfung. Es wird deutlich, dass die Isolationswirkung der 2KLF deutlich verbessert werden konnte. Zwischen 20 Hz und 25 Hz beträgt die maximale Verbesserung 25 dB. Weiterhin wird deutlich, dass im Gegensatz zum theoretischen Modell eines 1MS in der Praxis keine beliebig hohen Pegeldifferenzen erreicht werden. Oberhalb von 30 Hz kommt es z. B. zu lokalen Einbrüchen der Isolierwirkung aufgrund von Eigenschwingungen von Aufbauten auf dem Fundament, die die Isolierwirkung verschlechtern. Das angestrebte Ziel einer breitbandig nachweisbaren Pegeldifferenz von (mindestens) 30 dB wird jedoch erreicht.

Die Absolutwerte der Erschütterungen auf den elastisch gelagerten Fundamentblöcken infolge der Anregung durch vor der Box gehende Personen, die den Anlass zur weitergehenden Untersuchung der 2KLF gegeben hatten, konnten durch die Modifikationen der Firma Bilz Vibration Technology AG um eine Größenordnung reduziert werden (Bild 12).

Im Vergleich mit internationalen Standorten von Laboren mit ähnlichen Arbeitsfeldern wurden hinsichtlich der absoluten Erschütterungsruhe Maßstäbe gesetzt. In Bild 13 sind die Messdaten einiger Forschungseinrichtungen [4] zusammen mit den eigenen Messwerten

aus dem Präzisionslabor und der Kurve VC-M dargestellt. Zur besseren Vergleichbarkeit sind neben den in Stuttgart zu Grunde gelegten „peak-hold“-Werten auch die RMS-Amplituden angegeben, von denen ausgegangen wird, dass sie die Grundlage der Vergleichskurven bilden. Die Stuttgarter Erschütterungswerte liegen in vielen Frequenzbändern mit Ausnahme von Cornell um etwa zwei Größenordnungen unter denen der anderen Labors.

Im Vergleich mit der Erschütterungssituation in Cornell sind sowohl Frequenzbänder mit leicht höheren als auch mit niedrigeren Amplituden festzustellen. Eine weitere Besonderheit im MPI-FKF Stuttgart stellt die Vielzahl an unabhängig voneinander zu betreibenden Hochleistungspräzisionsumgebungen dar, die weltweit einzigartig ist.

Die Analyse der zahlreichen Einflussfaktoren bei der Ursachensuche kann, wie hier gezeigt wurde, sehr komplex und vielschichtig werden. Für die Auslegung und den Bau ähnlicher Laborumgebungen konnten wertvolle Erkenntnisse gewonnen werden.

So sollte von den Herstellern der elastischen Lagerelemente vor Einbau ein Nachweis der frequenzabhängigen dynamischen Steifigkeit gefordert werden. Weiterhin sollte das Übertragungsverhalten des elastisch gelagerten Systems an mindestens einem exemplarischen Fundamenteinbau kontinuierlich über den Bauablauf kontrolliert werden. Dafür sollten die Pegeldifferenzen ober- und unterhalb der Lagerung unter stationärer Anregung in einem breiten Frequenzbereich erfasst werden. Geeignete Bauabschnitte dafür sind:

1. Nach Fertigstellung von Gründung und Fundamentblock, jedoch vor Fertigstellung der Laboreinhausung
2. Nach Fertigstellung der Laboreinhausung im Rohbau
3. Ggf. nach Fertigstellung des Rohbaus inkl. aller (sekundären) Tragwerkstrukturen
4. Nach Einbau der technischen Gebäudeausrüstung
5. Vor Einbau der Versuchsaufbauten
6. Ggf. nach Einbau der Versuchsaufbauten

Ab Bauphase 2 bzw. 3 sollten zusätzlich zu den Pegeldifferenzen die Auswirkungen aus normalem Laborbetrieb (z. B. gehende Personen) und technischer Gebäudeausrüstung erfasst werden. Auf diese Weise ist sowohl eine strukturierte

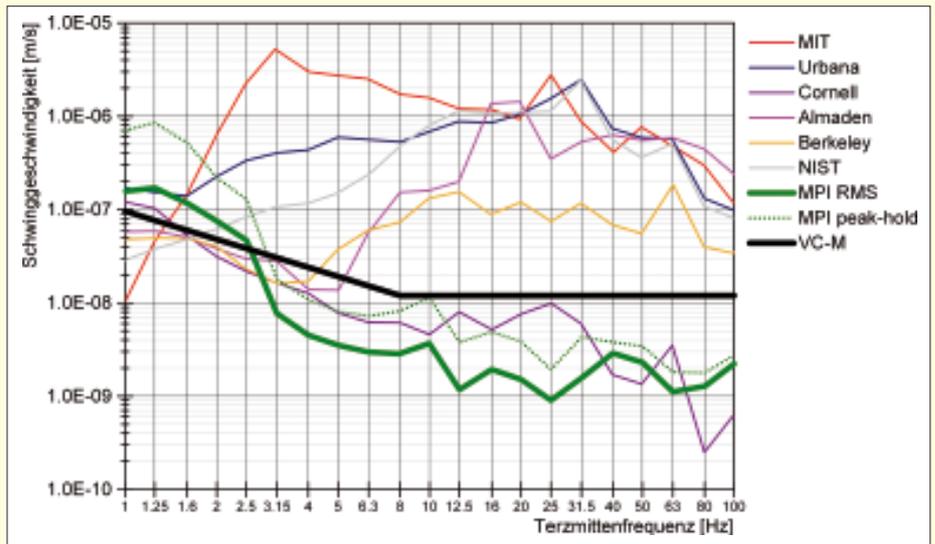


Bild 13. Schwingungsniveaus in verschiedenen STM-Laboren weltweit (Daten bis auf eigene Messwerte entnommen aus[4]).

Analyse der Störmechanismen als auch eine Dokumentation des jeweiligen Zustands und des Einflusses der verschiedenen Einbauten möglich.

Während der Projektierung sollte darauf geachtet werden, dass die charakteristischen Eigenfrequenzen von sekundären Tragstrukturen in verschiedene Bereiche fallen. Im Stuttgarter Fall weisen zahlreiche Bauteile (Stege, Wände, Decken) Eigenfrequenzen zwischen 20 und 30 Hz auf, die durch Überhöhung der Erschütterungsamplituden und deren Einleitung über die Fundamentsockel bei zufälliger Anregung die verminderte Schwingungsisolation der Luftfedern überhaupt erst sichtbar gemacht haben.

**Literatur**

[1] ISO/TS 10811-2: Mechanische Schwingungen und Stöße – Schwingungs- und Stoßeinwirkung auf empfindliche Geräte in Gebäuden – Teil 2: Klassifizierung, 2000.

[2] Gotsmann, B.; Widmer, D.; Lörtscher, E.: Neuartige Forschungslabore mit stark reduzierten Störeinflüssen. 14. Symposium Bauwerksdynamik und Erschütterungsmessungen, 2011, Dübendorf, CH.

[3] Davis, J. C.: Electronic Wavefunction Imaging and Spectroscopy in Metallic and Magnetic Nanostructures by Millikelvin Scanning Tunneling Microscopy, DAAD Final Progress Report, 2003, Cornell University, Ithaca, USA.

[4] Hoffman, J. E.: A Search for Alternative Electronic Order in the High Temperature Superconductor  $\text{Bi}_2\text{Sr}_2\text{CaCu}_2\text{O}_{8+d}$  by Scanning Tunneling Microscopy. Dissertation, 2003, University of California, Berkeley, USA.

[5] Müller, G.; Möser M. (Hrsg.): Taschenbuch der Technischen Akustik, 3. Aufl., Springer, 2003.

[6] ISO 10846-2:2008. Acoustics and vibration – Laboratory measurement of vibro-acoustic transfer properties of resilient elements Part 2: Dynamic stiffness of elastic supports for translatory motion – Direct method, 2008.

[7] Hering, E.; Martin, R.; Stohrer, M.: Physik für Ingenieure. Springer, 2012.

[8] Pelz, P.; Sonnenburg, R.: Bestimmung komfortoptimaler Designparameter eines Luft-Feder-Dämpfers im Fahrzeugmodell – Vergleich mit konventioneller hydraulischer Dämpfung, VDI Tagung „Berechnung und Simulation im Fahrzeugbau“, 2004, Würzburg.

[9] Puff, M.: Entwicklung von Regelstrategien für Luftfederdämpfer zur Optimierung der Fahrdynamik unter Beachtung von Sicherheit und Komfort, Dissertation, 2011, TU Darmstadt.

[10] Pelz, P.: Beschreibung von pneumatischen Dämpfungssystemen mit dimensionsanalytischen Methoden. VDI Bericht Nr. 2003, 2007, Wiesloch.

[11] Müller-BBM GmbH, Prüfstand zur Ermittlung dynamischer Federkennwerte, Broschüre, 2012, Planegg.

# Schadensidentifikation an einer ausgedienten Eisenbahnbrücke basierend auf der Schwingungsenergieverteilung unter operativen Bedingungen

A. Tributsch, C. Adam

**Zusammenfassung** Der vorliegende Beitrag behandelt die Identifikation von Modifikationen und Schäden am Tragwerk einer ausgedienten, eingleisigen Eisenbahnbrücke mit einer Spannweite von etwas mehr als 10 Metern, die beinahe 100 Jahre in Niederösterreich in Betrieb gewesen ist. Die vorliegenden Untersuchungen dienen in erster Linie dazu ein kürzlich an der Universität Innsbruck entwickeltes Schadensidentifikationsverfahren zu verifizieren. Die Schadensdetektion beruht dabei auf der normalisierten kumulativen Leistungsspektraldichte der gemessenen ambienten Schwingungsantwort und einem daraus abgeleiteten Schadensindex. Dieser quantifiziert eine Änderung im Schwingungsverhalten des Tragwerks, sodass eine hierfür verantwortliche Strukturmodifikation (bzw. ein Schaden) gegenüber dem Referenzzustand ermittelt werden kann. Zur Ortung der Strukturmodifikation werden zwei Schadenlokalisierungsindizes herangezogen, die aus den experimentell identifizierten Eigenschwingungsformen bzw. deren Gradienten berechnet werden. Um die Zuverlässigkeit und Aussagekraft der Methode zu erhöhen, werden sowohl Abweichungen von einer stationären Anregung als auch Temperatureffekte kompensiert. Die Anwendung auf die betrachtete Trogbücke zeigt, dass mit diesem Verfahren auch unter operativen Bedingungen Tragwerksschäden verlässlich identifiziert werden können.

## 1 Einleitung

Die Identifikation von Schäden an Ingenieurbauwerken, insbesondere an Brücken, ist ein hochaktuelles Thema der Forschung, da immer mehr dieser Strukturen ein kritisches Alter erreichen. Die American Society of Civil Engineers schätzt, dass bis 2020 eine Summe von 3,6 Billionen Dollar notwendig ist, um die gesamte US-Amerikanische Infrastruktur zu sanieren [1]. Auch in Europa weisen circa 10 % der Brücken altersbedingte strukturelle Schwächen und Schäden auf [2].

Neben den klassischen, vor Ort durchzuführenden Inspektionsmethoden, bietet die Schadensidentifikation basierend auf Schwingungsmessungen die Möglichkeit einer kontinuierlichen Überwachung. Die an mehreren Messstellen erfassten Schwingungsaufzeichnungen, z.B. Beschleuni-

gungszeitverläufe, können automatisiert ausgewertet werden und erlauben eine jederzeit aktuelle Beurteilung des Tragwerkszustandes. Eine regelmäßige Sperrung des Tragwerks zur Durchführung von Testserien ist im Allgemeinen nicht möglich. Daher ist es unerlässlich, dass die Schadensidentifikationsmethode unter operativen Bedingungen, wie z.B. bei normalem Verkehrsaufkommen, anwendbar ist. Unter gewissen Annahmen über die ambiente Anregung des Tragwerks sind bereits Methoden zur Bestimmung der modalen Parameter (Eigenfrequenzen, Eigenformen, Dämpfungskoeffizienten) ausschließlich aus gemessenen Strukturantworten bekannt und erfolgreich anwendbar. Die meisten für die Identifikation von Schäden anwendbaren Verfahren beruhen jedoch auf der Kenntnis der genauen Anregung oder auf zuvor identifizierten modalen Parametern.

In diesem Artikel wird die experimentelle Untersuchung einer ausgedienten Eisenbahnbrücke vorgestellt. Das Tragwerk wurde gezielt an mehreren Stellen modifiziert, um Schäden zu simulieren, welche nachfolgend aus Schwingungsmessungen identifiziert werden sollten. Der erste Schritt der hierfür angewendeten, kürzlich entwickelten, zweistufigen Methode zur Schadensidentifikation [3] beruht direkt auf gemessenen Beschleunigungsantworten zufolge zufälliger, ambienter Anregung (z.B. durch Verkehr) und erfordert kein mechanisches Modell der untersuchten Struktur. In diesem ersten Schritt wird das Vorhandensein von Schäden identifiziert (Detektion). Erst für das Auffinden der Schadensstelle (Lokalisierung) im zweiten Schritt ist die Identifikation eines mechanischen Modells der Struktur notwendig.

Dieser Beitrag beginnt mit der Beschreibung der Eisenbahnbrücke und der durchgeführten Versuche. Die nachfolgenden zwei Abschnitte erläutern die beiden Stufen der verwendeten Schadensidentifikationsmethode. Anschließend werden ausgewählte Ergebnisse präsentiert und Schlussfolgerungen gezogen.

## 2 Praktische Versuche

### 2.1 Versuchsobjekt

Die untersuchte „Rohrbach-Brücke“ war für circa 100 Jahre an der Nord-West Strecke der Österreichischen Bundesbahnen (ÖBB) in Verwendung. Im Jahr 2001 wurde die Brücke in das ELSA Laboratorium des JRC in Ispra (Italien) überstellt, wo zahlreiche zerstörungsfreie Versuche durchgeführt wurden. Fast zehn Jahre später wurde sie nach Innsbruck gebracht, wo sie sich derzeit am Laborfreigelände der Technischen Versuchs- und Forschungsanstalt (TVFA) der Universität Innsbruck befindet. **Bild 1** zeigt die Brücke in ihrem aktuellen Zustand.

Wie in **Bild 2** ersichtlich, weist das Tragwerk eine Spannweite von 10,32m und eine Breite von 4,60m auf und besteht aus zwei Hauptträgern in Längsrichtung, sieben Querträgern

Dipl.-Ing. Dr.techn. Alexander Tributsch

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Christoph Adam

Arbeitsbereich für Angewandte Mechanik

Fakultät für Technische Wissenschaften

Universität Innsbruck

Technikerstr. 13

6020 Innsbruck, Österreich



Bild 1. Brücke am Laborplatz der Technischen Versuchs- und Forschungsanstalt der Universität Innsbruck [3]

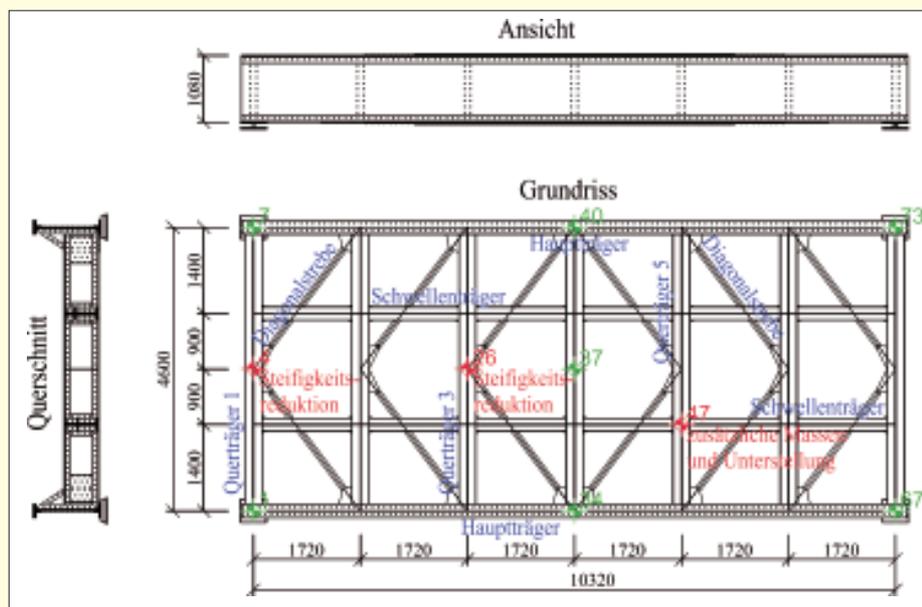


Bild 2. Grundriss, Ansicht und Querschnitt des Brückentragwerks mit Hauptabmessungen

und zwölf sogenannten Schwellenträgern. Diese genieteten Strukturelemente mit I-Querschnitt wurden jeweils aus einer Platte und vier L-Profilen aus Eisen zusammengesetzt. Die Gesamthöhe der Hauptträger, deren obere und untere Flansche in Feldmitte noch mit weiteren Blechen aufgedoppelt wurden, beträgt circa 1 m. Die Querträger sind 55 cm hoch und 27 cm breit. Zur horizontalen Aussteifung tragen zwölf Diagonalstreben mit U-Profil bei, welche die unteren Flansche der Haupt- und Querträger verbinden. Für den Transport nach Innsbruck wurde die Brücke in Längsrichtung durch Zerschneiden der Querträger in Feldmitte zweigeteilt. Vor Ort in der TVFA wurden die zwei Teile mithilfe von Stahlplatten und gleitfest vorgespannten Schrauben M20–8.8 wieder zu einem Tragwerk zusammengefügt. Als Auflager dienen vier Betonblöcke mit Abmessungen von 2 x 1 x 1 m (Bild 1).

Die Gesamtmasse der Struktur beträgt circa 15 Tonnen. Der Elastizitätsmodul des metallischen Konstruktionsmaterials wurde in Zugversuchen zu circa 160 kN/mm<sup>2</sup> bestimmt.

soll, wurde durch Entfernen der vier inneren der acht am unteren Flansch befindlichen Schrauben eingepreßt, wodurch die Klemmlänge der eingebauten Stahlplatte reduziert wurde. Für den zweiten Schadenszustand „Schad 2“ wurden die vier verbleibenden Schrauben am unteren Flansch und die Stahlplatte entfernt. Im dritten Schadenszustand „Schad 3“, repräsentativ für einen ausgeprägten Schaden, wurden zusätzlich die unteren vier der sechs Schrauben am Steg des Querträgers entfernt. Am Knoten 47 (Bild 2) wurde nach Wiederherstellung des Referenzzustandes eine Masse von 200 kg aufgebracht, diese wurde dann auf 325 kg erhöht und schlussendlich wurde noch eine mechanische Presse unterhalb zur Abstützung eingebaut (Bild 5). Diese drei Modifikationen dienen zur Demonstration einer beliebigen Veränderung des Tragwerks, auch ohne dass sie sich direkt als „Schaden“ im Sinne einer Steifigkeitsreduktion interpretieren lassen.

2.2 Zielsetzung der Versuche

Nach intensiver Vorbereitung und mehreren vorangegangenen praktischen Versuchsphasen wurden am 30. Oktober 2012 über den ganzen Tag Schwingungsmessungen an der Brücke durchgeführt, um einerseits modale Parameter mit einem hohen Detaillierungsgrad zu bestimmen und um andererseits Strukturantworten in modifizierten Tragwerkszuständen aufzuzeichnen. Aus diesen Messdaten sollte dann in weiterer Folge das Vorhandensein von und die Stellen der Modifikationen gefunden werden, um die in [3, 4] vorgeschlagene Schadensidentifikationsmethode zu testen.

2.3 Schadensszenarien

Im Zuge der Experimente wurde die Struktur an mehreren Stellen gezielt verändert [5, 4]. Als Referenzzustand dient der Bauwerkszustand nach Zusammenfügen der beiden Brückenteile mittels Schraubenverbindung am Testgelände in Innsbruck. Alle Modifikationen waren reversibel, so dass angenommen werden kann, dass sich das Tragwerk nach jeder Testserie wieder (nahezu) im Referenzzustand befand.

An zwei Knoten (Knoten 4 und 26, Bild 2) wurde nacheinander die lokale Steifigkeit zweier Querträger in Feldmitte reduziert, indem schrittweise einzelne Schrauben der Schraubenverbindung in Trägermitte wieder entfernt wurden. Bild 3 zeigt eine „intakte“ Verbindung und mehrere modifizierte Zustände mit reduzierter Steifigkeit. Ein erster Schadenszustand (bezeichnet als „Schad1“), der einen kleinen Schaden darstellen

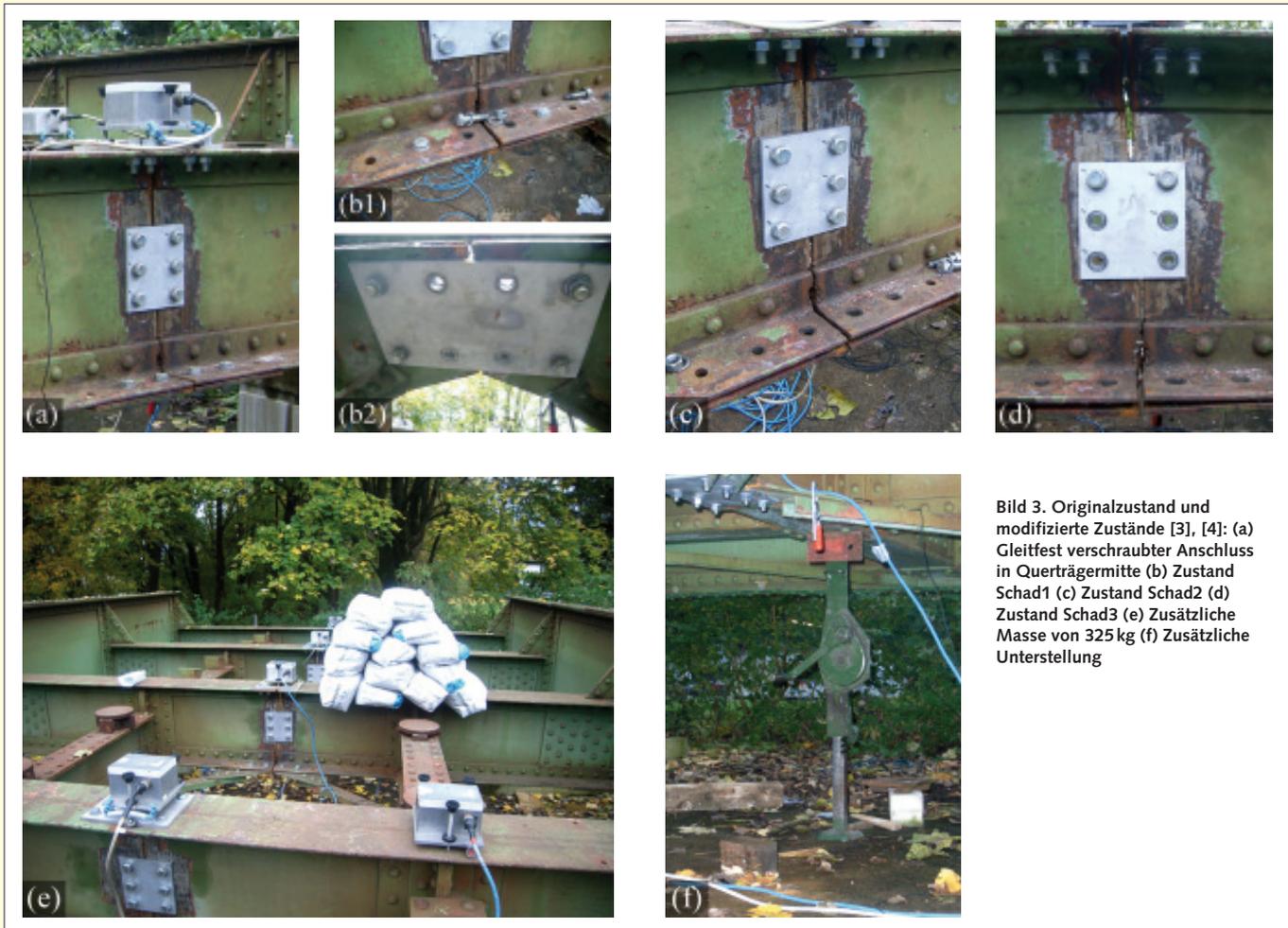


Bild 3. Originalzustand und modifizierte Zustände [3], [4]: (a) Gleitfest verschraubter Anschluss in Querträgermitte (b) Zustand Schad1 (c) Zustand Schad2 (d) Zustand Schad3 (e) Zusätzliche Masse von 325 kg (f) Zusätzliche Unterstellung

## 2.4 Versuchsaufbau

### 2.4.1 Anregung

Wie bereits in der Einleitung erwähnt, ist in praktischen Anwendungen die Anregung durch Umgebungsrauschen unbekannt. Ambiente Anregung durch mikroseismische Aktivität, Wind und Verkehr einer nahegelegenen Straße liefern für die zur Verfügung stehenden Beschleunigungssensoren keine ausreichend großen Strukturantworten. Deshalb erfolgte die Anregung durch zwei bis drei Personen, die auf den oberen Flanschen der Quer- und Schwellenträger „zufällig herumgingen“. Jeder einzelne Schritt kann als zeitlich, räumlich, und in Intensität zufälliger Aufprall gesehen werden, der näherungsweise ein breitbandiges Anregungsspektrum erzeugt.

### 2.4.2 Instrumentierung

Für die Messung der Beschleunigungsantwort der Brücke wurde ein von der Firma VCE Vienna Consulting Engineers entwickeltes Datenerfassungssystem und mehrere Sensoren in diversen Messkonfigurationen [3] verwendet. Zehn dreidimensionale Force-Balance-Sensoren (Kinematics ES-T) und acht ein-axiale piezoelektrische Beschleunigungsaufnehmer (Wilcoxon 731-207) standen dafür zur Verfügung. Die Abtastrate wurde auf 2.000 Hz gesetzt und Beschleunigungsantworten wurden über Zeitintervalle von 5 oder 10 Minuten aufgezeichnet. Oberflächentemperaturen wurden zwar an vier Stellen erfasst (circa 3 °C bis 7 °C), Temperatureffekte sind allerdings für die hier präsentierten Ergebnisse vernachlässigbar.

### 2.4.3 Datenauswertung

Die Software MATLAB in der Version 2011a wurde für die gesamte Datenauswertung verwendet. Nach visuellen Kontrollen von möglichen Sensorüberlastungen oder anderen offensichtlichen Fehlern wurden die Beschleunigungszeitverläufe durch einen Bandpass-Butterworth-Filter von nieder- und hochfrequenten Signalanteilen bereinigt. Für die System-/Strukturidentifikation wurde die sogenannte Stochastic Subspace Identification (SSI) Methode [5] verwendet, welche in hausinternen MATLAB Scripts implementiert wurde.

## 2.5 Identifizierte modale Parameter

Bild 4 zeigt sechs ausgewählte, identifizierte Eigenschwingungsformen und gibt die zugehörigen Eigenfrequenzen und Dämpfungskoeffizienten an. Die erste und vierte Eigenschwingungsform (Bild 4(a) und (d)) werden von horizontalen Auslenkungen dominiert, allerdings gekoppelt mit vertikalen Auslenkungen zufolge Torsion. Die horizontal aussteifenden Diagonalstreben schließen an den unteren Flanschen an, sodass Massen- und Steifigkeitsmittelpunkt nicht in derselben horizontalen Ebene liegen. Die zweite Eigenschwingungsform ist ein reiner Biegemode, die dritte ein reiner Torsionsmode. In den Moden 5 und 6 sowie in den meisten nachfolgenden Moden schwingen die Querträger jeweils in Gruppen oder einzeln in Phase bzw. in Gegenphase. Die gesamten bis 100 Hz identifizierten Schwingungsmoden sind in [3] angeführt.

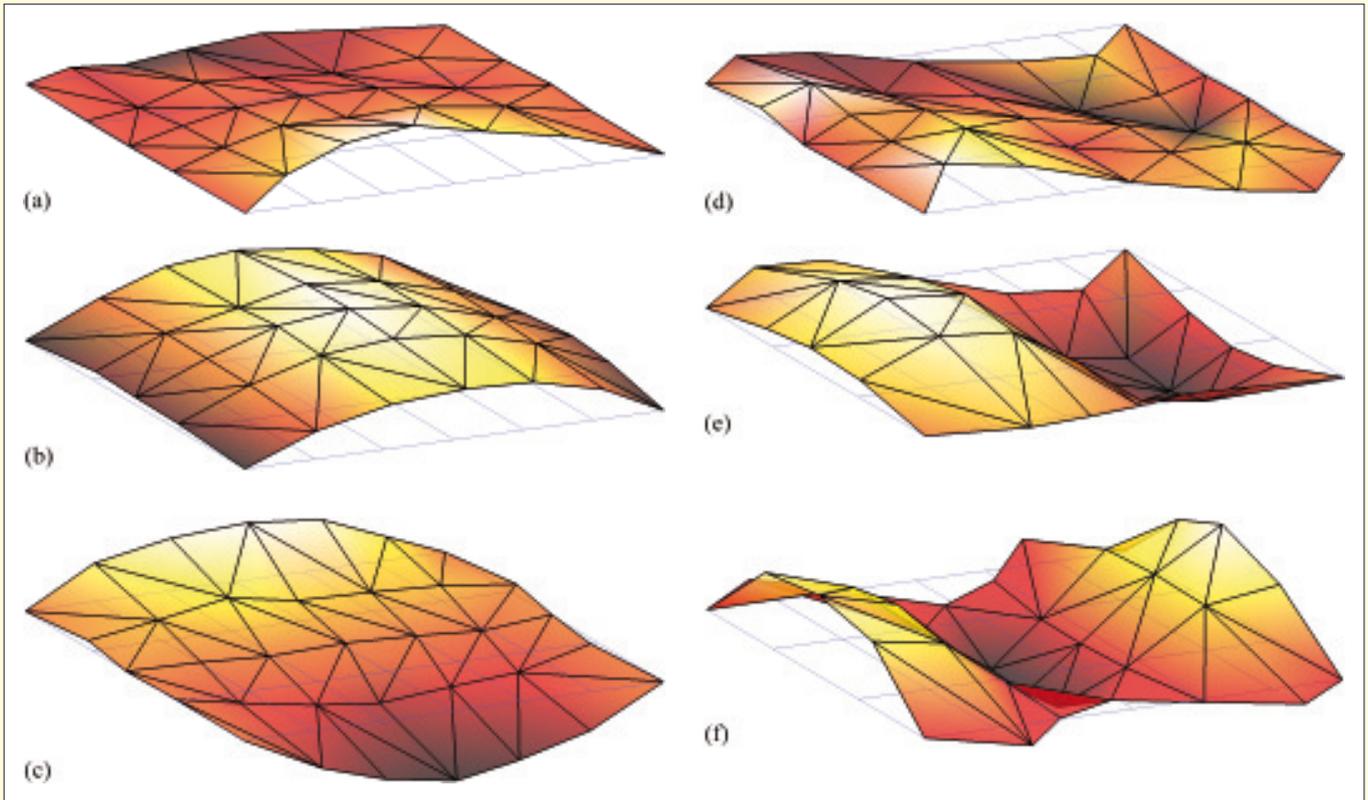


Bild 4. Erste sechs Eigenschwingungsmoden: (a) Eigenfrequenz  $f_1 = 15,97$  Hz, Dämpfungskoeffizient  $\zeta_1 = 2,0\%$  (b)  $f_2 = 17,36$  Hz,  $\zeta_2 = 1,7\%$  (c)  $f_3 = 25,14$  Hz,  $\zeta_3 = 6,0\%$  (d)  $f_4 = 33,51$  Hz,  $\zeta_4 = 5,7\%$  (e)  $f_5 = 44,28$  Hz,  $\zeta_5 = 2,6\%$  (f)  $f_6 = 52,82$  Hz,  $\zeta_6 = 2,6\%$

Für die nachfolgend vorgestellte Schadensidentifikation wurden nur vertikale Beschleunigungsaufzeichnungen bzw. nur die vertikalen Amplituden der Eigenschwingungsformen herangezogen, da im Rahmen der Schädigungstests einige Messknoten nur mit vertikal orientierten ein-axialen Sensoren ausgerüstet waren.

### 3 Schadensdetektion

#### 3.1 Vorbemerkungen

Die hier verwendete Schadensidentifikationsmethode basiert auf der normalisierten kumulativen Leistungsspektraldichte NCPSD (normalized cumulative power spectral density) [3, 4], welche direkt aus der ambienten Schwingungsantwort ohne vorherige System- bzw. Strukturidentifikation bestimmt werden kann. Eine ausführlichere Darstellung der Methode findet sich in [3].

Unter der Annahme einer stationären, breitbandigen, zufälligen Anregung lässt sich zeigen, dass aus der Änderung der Leistungsspektraldichte der Strukturantwort auf Änderungen im Tragwerk selbst rückgeschlossen werden kann [3, 4]. Die nachfolgend definierte NCPSD-Signatur wird aus dieser Leistungsspektraldichte bestimmt und kann für einen gewissen Tragwerkszustand als repräsentativ angenommen werden – vorausgesetzt, die Annahme der stationären Anregung ist zutreffend. Durch den Vergleich von zu unterschiedlichen Zeitpunkten ermittelten NCPSD-Kurven können Aussagen über die Übereinstimmung der zugehörigen Strukturzustände getroffen werden oder Abweichungen identifiziert werden, welche die Folge eines Schadens sein können.

#### 3.2 Normalisierte kumulative Leistungsspektraldichte (NCPSD)

Die NCPSD-Signatur lässt sich für jeden Datenschieb einer aufgezeichneten Strukturantwort ermitteln. Sind beispielsweise fünf Messknoten mit dreidimensionalen Beschleunigungssensoren ausgestattet, erhält man 15 individuelle Signaturen. Hierfür wird für jeden Datenschieb  $i$  die Leistungsspektraldichte  $G_{ii}(f)$  (z. B. [6]) berechnet, davon die kumulierte Summenfunktion ermittelt, und diese anschließend auf ein Maximum von 1,00 normalisiert [3, 4]. Die NCPSD-Signatur eines Datenschiebs  $i$  als Funktion der Frequenz  $f$  in einem Zustand  $k$  erhält man aus

$$\text{NCPSD}_i^{(k)}(f) = \frac{\int_{f_2}^f G_{ii}^{(k)}(v) dv}{\int_{f_1}^{f_2} G_{ii}^{(k)}(v) dv}, \quad (1)$$

wobei  $f_1$  und  $f_2$  die obere und untere Grenzfrequenz sind.  $v$  ist die Integrationsvariable, welche gleichzeitig der Frequenz entspricht. Die beiden Grenzfrequenzen können grundsätzlich beliebig festgelegt werden, wurden aber in bisherigen Untersuchungen immer auf 0 ( $f_1$ ) bzw. die halbe Abtastrate ( $f_2$ ) gesetzt, da ohnehin ein Bandpass-Filter zuvor auf die Messdaten angewendet wurde, um unerwünschte hoch- und tieffrequente Signalanteile heraus zu filtern.

Da die Leistungsspektraldichte üblicherweise höhere Frequenzanteile nahe den Eigenfrequenzen der Struktur und geringe Frequenzanteile in dazwischen liegenden Frequenzbändern aufweist, ähnelt die frequenzabhängige NCPSD-Signatur einer Stufenfunktion. An den Eigenfrequenzen treten somit relativ ausgeprägte Stufen aus, wäh-

rend die NCPD-Signatur in den Frequenzbändern dazwischen eher flach erscheint. **Bild 5** zeigt beispielhaft NCPD-Kurven in verschiedenen Strukturzuständen. Die dargestellten Kurven werden später im Abschnitt 5.1 ausführlicher diskutiert.

### 3.3 Einfluss von Schäden

NCPD-Kurven spiegeln in ihrer Form sowohl Änderung der Eigenfrequenzen als auch der Eigenschwingungsformen wieder. Ein Ansteigen oder Absinken einer Eigenfrequenz zeigt sich in der NCPD-Signatur durch die Verschiebung der zugehörigen „Stufe“ entlang der Frequenzachse. Die Eigenformen beeinflussen die Magnitude der Stufen. Vergrößert sich beispielsweise an einem gewissen Knoten die Amplitude einer gewissen Eigenschwingungsform deutlich, wird der zugehörige Mode dort dominanter und die zugehörige Stufenmagnitude der NCPD-Kurve vergrößert sich ebenfalls.

Fallen ein oder mehrere Schwingungsknoten verschiedener Schwingungsmoden mit dem betrachteten Strukturknoten zusammen oder sind diese benachbart, sind die zugehörigen Moden in der NCPD-Signatur nicht oder kaum enthalten. Weiters muss nicht jedes mögliche Schadenszenario notwendigerweise alle Moden beeinflussen. Daher ist die Beobachtung von mehreren Strukturknoten empfehlenswert. Die vorherige numerische Analyse eines Computermodells des zu überwachenden Tragwerks zur Bestimmung der Eigenschwingungsformen unterstützt die Auswahl der Messknoten.

### 3.4 Quantifizierung von NCPD-Abweichungen

Unter stationärer Anregung ist die NCPD-Signatur zu unterschiedlichen Messzeitpunkten theoretisch exakt gleich, solange sich die Struktur selbst nicht ändert. Die Abweichung zweier Signaturen wird anhand eines sogenannten NCPD-Schadensindex  $e$  quantifiziert. Er berechnet sich aus der quadrierten Differenz der zu vergleichenden NCPD-Kurven eines Referenzzustandes und eines (möglicherweise) modifizierten Zustandes. Diese Differenz wird aufsummiert bzw. integriert über den gesamten Frequenzbereich bis zur Nyquist-Frequenz  $f_N$  (die der halben Abtastrate entspricht), um einen Schadensindex pro Messdatenschrieb  $i$  zu erhalten:

$$e_i = \int_0^{f_N} \left( \text{NCPD}_i^{\text{mod}} - \text{NCPD}_i^{\text{ref}} \right)^2 df \quad (2)$$

Für eine globale Aussage werden die NCPD-Schadensindizes aller betrachteten Knoten auf einen repräsentativen Wert für das ganze Tragwerk durch eine Mittelwertbildung reduziert [3]. Der Maximalwert der einzelnen knotenbezogenen Schadensindizes kann unter Umständen zu sensitiv für eine verlässliche Identifikation einer Strukturmodifikation sein.

### 3.5 Berücksichtigung von äußeren Einflüssen

Die im Zuge der Untersuchungen in [3] gefundenen wesentlichen äußeren Einflüsse auf die NCPD-Signatur, welche die Schadensidentifikation erschweren, sind die Temperatur des Tragwerks (bzw. der Umgebung) und nichtstationäre Anregung.

Die Temperatur beeinflusst nicht nur die Eigenschaften des Konstruktionsmaterials und die Steifigkeit des Untergrun-

des, sondern kann auch zu Zwangsspannungen führen und die Auflagerbedingungen ändern. Die Identifikation von Eigenfrequenzen bei unterschiedlichen Temperaturen erlaubt das Aufstellen einer Funktion zwischen Temperatur und einzelnen Eigenfrequenzen [3], sodass die durch Temperaturänderungen verfälschte NCPD-Signatur korrigiert werden kann.

Zur Berücksichtigung der sich leicht ändernden Frequenzinhalte der Anregung werden in [3, 7] zwei Methoden präsentiert, welche auch kombiniert angewendet werden können. Einerseits können durch das Aufteilen eines Messdatenschriebes in kürzere Zeitsegmente mehrere Kurzzeit-NCPD-Signaturen ermittelt werden. Wird aus diesen einzelnen NCPD-Kurven eine Mediankurve bestimmt, schließt man kurzzeitig aufgetretene Störungen in der Anregung weitestgehend aus und erhält eine einzige repräsentative NCPD-Signatur pro Messdatenschrieb. Andererseits ist es möglich, den Einfluss einer breitbandigen Änderung der Anregung auf die Leistungsspektraldichte zu reduzieren. Hierfür werden Basisfunktionen im Frequenzbereich aufgestellt, welche mithilfe von zu bestimmenden Skalierfaktoren die Leistungsspektraldichte eines beliebigen Datenscribes an jene eines Referenzscribes anpassen lassen [3, 7]. Ist der jeweils zugehörige Tragwerkszustand ident, kann somit auch eine leicht nichtstationäre Anregung berücksichtigt werden und die beiden NCPD-Kurven sind näherungsweise deckungsgleich. Insbesondere bei beträchtlichen Strukturänderungen/Schäden funktioniert diese Anpassung nicht, sodass die „korrigierte“ NCPD-Kurve stark verzerrt erscheint und damit die Modifikation deutlich anzeigt.

Eine variable Intensität der Anregung wird bereits durch das Normalisieren der kumulativen Leistungsspektraldichte berücksichtigt.

### 3.6 Statistische Auswertung

Aufgrund der in der praktischen Anwendung nichtstationären Anregung ergeben sich nie exakt gleiche NCPD-Signaturen im aktuellen Zustand und im Referenzzustand. Die folglich auftretenden kleinen NCPD-Schadensindizes (je Knoten oder gemittelt über das gesamte Tragwerk) sollten statistisch ausgewertet werden, um eine „übliche Schwankungsbreite“ im Referenzzustand festzulegen. Sobald die statistischen Kennwerte von neu ausgewerteten Daten nicht mehr mit jenen des Referenzzustandes zusammenstimmen, kann auf eine Änderung des Tragwerks geschlossen werden. Insbesondere in der Langzeitüberwachung von Bauwerken ist diese Vorgehensweise hervorragend dazu geeignet auch relativ kleine Schäden an einem Tragwerk aufzufinden. Diese Schäden haben keinen ausgeprägten Einfluss auf das dynamische Strukturverhalten und deren Einfluss könnte von der natürlich schwankenden Anregung überlagert (und somit verdeckt) werden.

## 4 Schadenslokalisierung

Da im ersten Schritt der vorgeschlagenen Schadensidentifikationsmethode die NCPD-Schadensindizes lokal für jeden Messdatenschrieb/Knoten bestimmt werden, lässt sich auch eine räumliche Verteilung dieser Indizes über ein Tragwerk ermitteln. Simulationen und Experimente haben jedoch gezeigt, dass abhängig von der Schadensstelle das räumliche Maximum der NCPD-Schadensindizes nicht notwendigerweise nahe an der Schadensstelle auftritt. Für die Schadens-

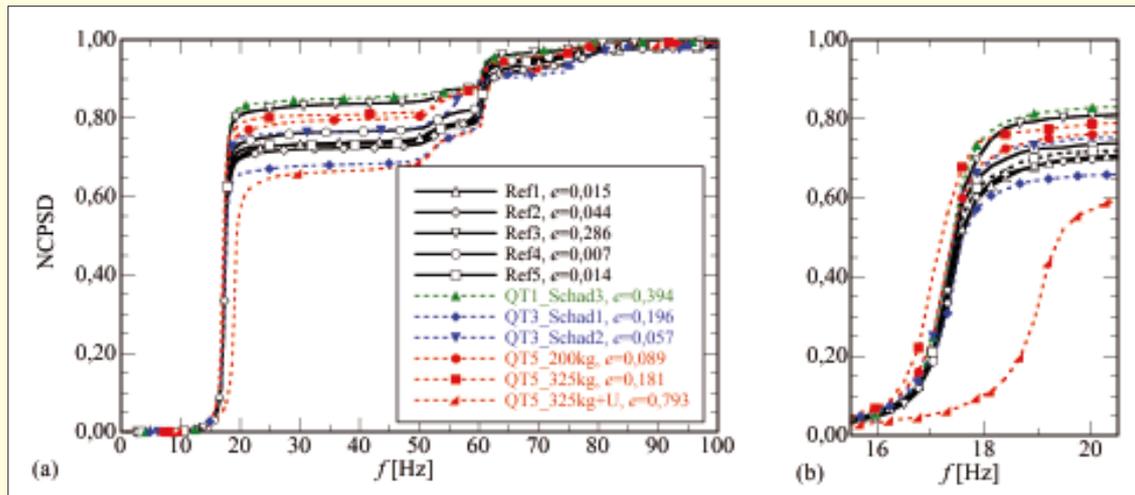


Bild 5. NCPSPD Kurven für fünf Messungen im Referenzzustand und sechs modifizierte Zustände an Knoten 37 mit Angabe des NCPSPD Schadensindex  $e_{37}$

lokalisierung wurden deshalb in [3, 4] Schadensindizes basierend auf mehreren identifizierten Eigenschwingungsformen vorgeschlagen, welche die Schadensstelle zuverlässiger anzeigen. Die Eigenschwingungsformen des Referenzzustandes werden hierfür auf ein Maximum von 1,00 normiert. Die Skalierung einer Eigenschwingungsform im geschädigten Zustand ergibt sich aus der Minimierung der mittleren quadrierten Differenz der Amplituden gegenüber der zugehörigen Eigenschwingungsform im Referenzzustand.

Der sogenannte Schadenslokalisierungsindex  $A$  berechnet sich aus den absoluten Differenzen der Eigenschwingungsformen beider Zustände, welche über mehrere Schwingungsmoden komponentenweise aufsummiert werden. Für den sogenannten Schadenslokalisierungsindex  $P$  wird zuerst der Gradient jeder Eigenschwingungsform zwischen benachbarten Strukturknoten bestimmt. Der Absolutwert der relativen Neigungsänderung, bezogen auf die Neigung im Referenzzustand, wird anschließend über mehrere Moden summiert.

Eine weitere Diskussion über die Verwendung von absoluten und relativen Änderungen der Amplituden bzw. Gradienten von Eigenschwingungsformen, Grenzwerte zum Ausschluss von kleinen und damit nicht aussagekräftigen Eigenformamplituden/-änderungen sowie die mathematische Definition der zuvor beschriebenen Indizes findet sich in [3]. Zur Schadenslokalisierung sind in der Fachliteratur (z. B. [8]) weitere Methoden angeführt.

## 5 Ergebnisse

### 5.1 Schadensdetektion

Für die im ersten Schritt der zweistufigen Schadensidentifikationsmethode durchgeführte Schadensdetektion wird für jeden Messschrieb die NCPSPD-Signatur bestimmt. Für die Berechnung dieser Kurven wurden in Gleichung (1) die untere und obere Grenzfrequenz  $f_1$  und  $f_2$  auf 0 bzw. 1000 Hz gesetzt. Alle NCPSPD-Signaturen wurden entsprechend der in Abschnitt 3.5 angesprochenen Methode auf eine einheitliche Temperatur von  $+10^\circ\text{C}$  korrigiert. Die dort ebenfalls angeführte Korrektur der nichtstationären Anregung wurde durch die Unterteilung der Strukturantwort in 16 Zeitsegmente und anschließende Medianbildung der 16 Kurzzeit-

NCPSPD-Kurven ebenfalls berücksichtigt, um eine repräsentative NCPSPD-Signatur pro Datenschieb zu erhalten.

Für Knoten 37, der sich in Feldmitte des Querträgers 4 befindet (Bild 2), sind in Bild 5 NCPSPD-Kurven für vertikal durchgeführte Beschleunigungsaufzeichnungen abgebildet. Die zum Referenzzustand gehörenden Graphen sind in schwarz dargestellt, die zu modifizierten Zuständen gehörenden sind entsprechend der Stelle der vorgenommenen Strukturmodifikation farblich gruppiert (die Abkürzung „QT“ bedeutet dabei Querträger). Während Bild (a) den gesamten betrachteten Frequenzbereich zeigt, ist in Bild (b) der Frequenzbereich zwischen 15,5 und 20,5 Hz vergrößert abgebildet. Man erkennt, dass der zweite globale Schwingungsmodus bei 17,4 Hz den größten Beitrag zur NCPSPD-Signatur liefert. Weiters wird diese noch von Moden bei 52,8 und 60,8 Hz geprägt. Die dritte und fünfte Eigenschwingungsform (Bild 4(c) und (e)) weisen am Messknoten (Knoten 37) in vertikaler Richtung Amplituden von fast null auf und sind somit bei den zugehörigen Eigenfrequenzen von 25,1 bzw. 44,5 Hz nicht in der NCPSPD-Signatur ersichtlich.

Gemäß Bild 5 sind die NCPSPD-Kurven des Referenzzustandes, die auf Schwingungsmessungen zu unterschiedlichen Zeitpunkten beruhen, ähnlich. Nur für Messung „Ref3“ ist die erste Stufe höher als für die anderen Messungen. Dies unterstreicht die Notwendigkeit einer statistischen Betrachtung der nachfolgend abgeleiteten NCPSPD-Schadenindizes, da trotz Mittelung über mehrere Zeitsegmente die Anregung nicht immer gleich ist und dieser Umstand somit berücksichtigt werden kann. Der modifizierten Zustand „Schad3“ an Querträger 1 ändert die Form des sechsten globalen Schwingungsmoden (Bild 4(f)) bei 52,8 Hz. In der NCPSPD-Kurve verschwindet die zugehörige Stufe nahezu komplett (Bild 5). Der erste Schadenszustand „Schad1“ an Querträger 3 hat kaum Einfluss auf die NCPSPD-Kurve. Diese liegt zwar leicht (im üblichen Schwankungsbereich) unterhalb der Referenzkurven, jedoch ändert sich die Form wenig. Der zweite Schadenszustand „Schad2“ beeinflusst hier jedoch den Mode bei 60,8 Hz und verschiebt die zugehörige Stufe in der NCPSPD auf circa 56 Hz. Im Frequenzbereich über 20 Hz liegen die NCPSPD-Kurven für zusätzliche Massen von 200 kg und 325 kg innerhalb des Referenzkurvenbereichs. Inspektion des vergrößerten Bereichs bei 18 Hz (Bild 5(b)) enthüllt jedoch eine Verschiebung dieser Stufe zu niedrigeren Fre-

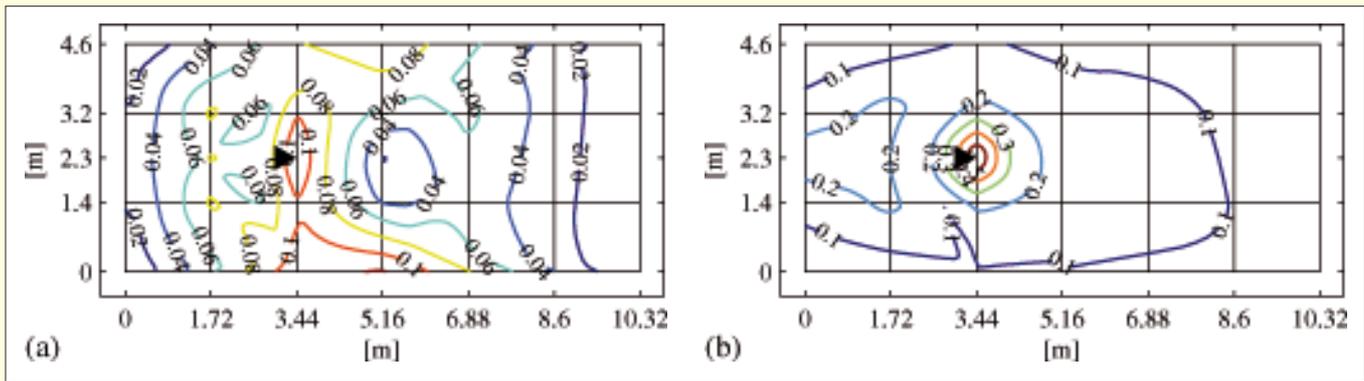


Bild 6. Eigenform-Schadensindex  $A$  als Konturplot im Grundriss für Modifikationen an Querträger 3: (a) Zustand Schad1 (b) Zustand Schad2

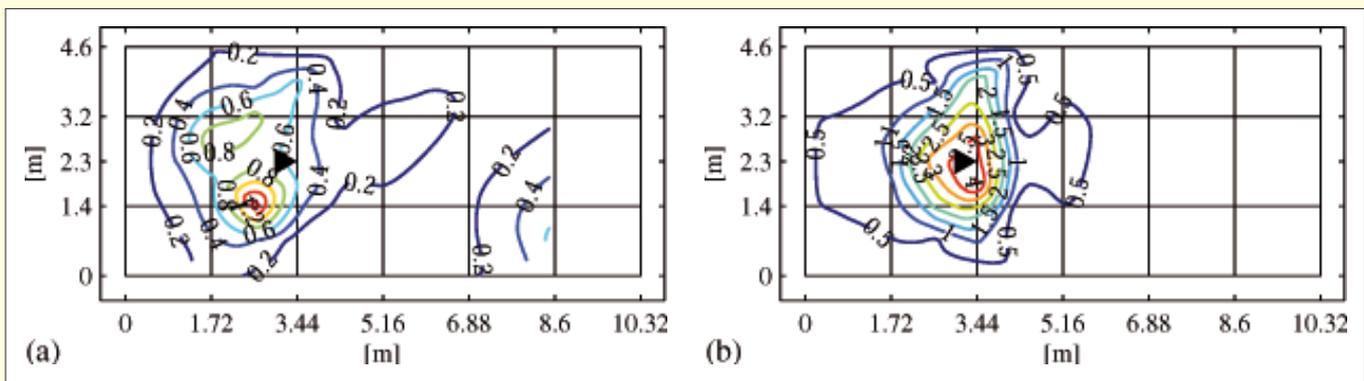


Bild 7. Eigenform-Schadensindex  $P$  als Konturplot im Grundriss für Modifikationen an Querträger 3: (a) Zustand Schad1 (b) Zustand Schad2

quenzen. Für die Bestimmung der NCPD-Schadensindizes wird die vertikale Differenz zweier NCPD-Kurven quadriert und über den Frequenzbereich summiert (Gleichung (2)). Somit werden Frequenzverschiebungen (Position der NCPD-Stufen) stärker gewichtet als durch Eigenformänderungen – aber auch durch nichtstationäre Anregung – beeinflusste Änderung der NCPD-Stufenhöhe. Die zusätzliche Unterstellung an Knoten 47 erhöht die zweite Eigenfrequenz von 17,4 Hz auf circa 19 Hz (Bild 5(b)). Auch diese Strukturmodifikation wird dadurch anhand der geänderten NCPD-Signatur eindeutig aufgezeigt.

In der Legende von Bild 5(a) sind für jeden Strukturzustand die Schadensindizes  $e_{37}$  der zugehörigen NCPD-Signatur gegenüber der Referenzsignatur gelistet. Diese Referenzsignatur ist die Mediankurve aller verfügbaren NCPD-Signaturen im Referenzzustand. Für eine statistische Bewertung der Schadensindizes sind hier zu wenig Daten verfügbar. In [3] wird jedoch im Rahmen eines simulierten Langzeit-Überwachungsprojektes auch die statistische Verteilung der NCPD-Schadensindizes mitberücksichtigt. Vereinfachend kann für die in der Legende von Bild 5(a) gelisteten Indizes beispielsweise der Maximalwert im Referenzzustand von 0,286 als Grenzwert festgelegt werden, dessen Überschreitung eine Strukturmodifikation anzeigt. Eindeutig werden somit die Strukturmodifikation an Querträger 1 und die zusätzliche Unterstellung indiziert. Die zusätzliche Masse von 325 kg im Knoten 47 wäre bei statistischer Betrachtung auch erkennbar. Lediglich die Modifikation an Querträger 3 verändert die NCPD-Signatur an Knoten 37 zu wenig, um identifizierbar zu sein. Der im Vergleich zu Zustand „Schad1“ kleinere NCPD-Schadensindex des ausgeprägteren Schadenszustandes „Schad2“ ist auf Zufälligkeiten der zugrunde liegenden Anregung zurückzuführen.

Die hier präsentierten Ergebnisse unterstreichen die Notwendigkeit der Überwachung von mehreren Messknoten, da nicht jede Stelle eines Tragwerks sensitiv auf beliebige Schadensstellen sein kann. In [3] sind NCPD-Schadensindizes für weitere Knoten gelistet und zugehörige NCPD-Kurven abgebildet. Für nahezu alle eingepägten Schadensszenarien zeigen zumindest zwei überwachte Knoten deutlich höhere NCPD-Schadensindizes als die definierten Grenzwerte und weisen somit auf eine Veränderung der Struktur hin.

## 5.2 Schadenslokalisierung

Die Lokalisierung eines Schadens beruht auf den zuvor beschriebenen Schadenslokalisierungsindizes  $A$  und  $P$ . Da die größte Änderung des Schwingungsverhaltens in vertikaler Richtung erwartet wurde, wurden nur die vertikalen identifizierten Amplituden der Eigenschwingungsformen an den Messknoten in der Berechnung berücksichtigt. **Bilder 6** und **7** zeigen die räumliche Verteilung der Schadensindizes  $A$  und  $P$  im Grundriss mithilfe von Konturplots für zwei Schadenszustände in Feldmitte von Querträger 3 (angezeigt durch ein schwarzes Dreieck). Die Grenzwerte zum Ausschluss von kleinen Eigenformamplituden/-neigungen wurden für Index  $A$  auf 0,10 und für Index  $P$  auf 0,15 gesetzt (Details in [3]). Eine stärkere Änderung der Eigenschwingungsformen wird als Hinweis auf einen Schaden bzw. eine Strukturmodifikation gesehen. Die Bereiche mit größeren Schadenslokalisierungsindizes  $A$  und  $P$  sind in den Konturplots in rot dargestellt, während Bereiche mit kleinen Änderungen dunkelblaue Konturlinien aufweisen. In den Bildern 6(b) und 7(b) für Schadenszustand „Schad2“ ist aus beiden Indizes die Stelle der Strukturmodifikation eindeutig erkennbar. Der Zustand „Schad1“ liefert weniger aussagekräftige Scha-

denslokalisierungsindizes, jedoch sind diese in der Nähe des Schadensbereiches deutlich höher als im restlichen Tragwerk.

## 6 Schlussfolgerungen

In diesem Beitrag wurde eine innovative zweistufige Methode zur (teil-)automatisierten Langzeitüberwachung von Infrastrukturtragwerken auf eine ausgediente Eisenbahnbrücke angewendet. Das experimentell untersuchte Tragwerk wurde an mehreren Stellen modifiziert, um die Leistungsfähigkeit der Methode zu testen. Diese beruht auf einem sogenannten NCPD-Schadensindex, der direkt aus der Schwingungsenergie der dynamischen ambienten Tragwerksantworten bestimmt werden kann. Eine System- bzw. Strukturidentifikation ist hierfür nicht notwendig. Die Änderung der Schwingungsenergie und der daraus folgende Anstieg des Schadensindex zufolge einer Strukturmodifikation wurde anhand der untersuchten Brücke gezeigt. Eine sich ändernde Umgebungs- und damit Tragwerkstemperatur kann kompensiert werden. Ebenso erlaubt die Methode den Einfluss einer moderaten Abweichung von einer stationären Anregung zu berücksichtigen, wie sie in der Praxis vorkommt. Es wurden hier beispielhaft die normalisierten kumulativen Leistungsspektraldichten (oder kurz NCPD-Kurven) und die zugehörigen Schadensindizes für einen ausgewählten Tragwerksknoten präsentiert und diskutiert. Bei Betrachtung mehrerer Knoten ist eine verlässliche Schadensdetektion möglich. Im Rahmen einer Langzeitüberwachung eines Bauwerks können die Daten kontinuierlich erfasst und statistisch ausgewertet werden. Sobald sich charakteristische Werte der statistisch ermittelten Verteilung des NCPD-Schadensindex ändern, kann auf einen Schaden geschlossen werden. In diesem Fall erleichtern die zwei ebenfalls vorgestellten Schadenslokalisierungsindizes das Auffinden der Schadensstelle. Anhand einer Steifigkeitsreduktion in einem Querträger des Brückentragwerks wurde die Leistungsfähigkeit dieser Indizes gezeigt.

## Danksagung

Die Autoren möchten der Firma VCE Vienna Consulting Engineers ZT GmbH und insbesondere Dr. Helmut Wenzel für die Überlassung des Brückentragwerks und für die Unterstützung bei den Schwingungsmessungen danken. Die hier angewandte Schadensidentifikationsmethode wurde teilweise im Rahmen des MIMOSA-Projektes (Projektnr. 819317) erarbeitet, welches von der Österreichischen Forschungsförderungsgesellschaft (FFG) finanziell unterstützt worden ist.

## Literatur

- [1] American Society of Civil Engineers: ASCE Report Card, [www.infrastucturereportcard.org](http://www.infrastucturereportcard.org), abgefragt am 08. Mai 2014.
- [2] Wenzel, H.: Health monitoring of bridges. Chichester, Großbritannien: John Wiley & Sons, Ltd. (2009).
- [3] Tribitsch, A.: Structural health monitoring of civil structures based on vibration energy considerations. Dissertation, Universität Innsbruck (2014).
- [4] Tribitsch, A.; Adam C.: A multi-step approach for identification of structural modifications based on operational modal analysis. Int. J. Struct. Stab. Dy. 14(05), (2014), Nr. 1440004 (27 Seiten).
- [5] Van Overschee, P.; De Moor, B.: Subspace identification for linear systems. Norwell, MA, USA: Kluwer Academic Publishers (1996).
- [6] Kammeyer, K.-D.; Kroschel K.: Digitale Signalverarbeitung – Filterung und Spektralanalyse mit MATLAB-Übungen. 7. Auflage. Wiesbaden, Deutschland: Vieweg+Teubner (2009).
- [7] Tribitsch A.; Adam C.: A method for reducing non-stationary effects in structural health monitoring based on vibration energy. Fachzeitschriftenartikel in Vorbereitung.
- [8] Fan, W.; Qiao, P.: Vibration-based damage identification methods: A review and comparative study. Struct. Health Monit. 10(1), (2011) 83–111.