

## D-A-CH – Mitteilungsblatt – Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik

Eine gemeinsame Publikation von

D G E B

Deutsche Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik  
[www.dgeb.eu](http://www.dgeb.eu)

O G E

Österreichische Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik  
[www.oge.or.at](http://www.oge.or.at)

S G E B

Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik  
[www.sgeb.ch](http://www.sgeb.ch)

ISSN 1434–6591

### Inhalt

#### S1 EDITORIAL

AUFSÄTZE

**S2** Verhalten von historischen Mauerwerksbauten unter Erdbebenbeanspruchung – Einfluss schubstarrer Decken auf die Erdbebensicherheit, *A. Karic, A. Rudisch, A. Kolbitsch*

**S10** Dynamisches Verhalten des Moma-Towers in New York bei außergewöhnlichen Windereignissen – Ergebnisse einer Monitoring-Kampagne, *Ch. Meinhardt*

#### S15 bis S24

Preisträger der  
DGEB-Förderpreise 2018

#### S25 MELDUNGEN

S 1

Liebe Leserinnen,  
liebe Leser,

zum Erscheinungstermin dieser Ausgabe der D-A-CH-Mitteilungsblätter wird die 16. D-A-CH-Tagung Erdbebeningenieurwesen & Baudynamik in Innsbruck gerade abgeschlossen sein. Die Teilnehmerinnen und Teilnehmer können auf eine Vielzahl hochinteressanter Vorträge zu aktuellen Themen aus Forschung und Praxis sowie angeregte Diskussionen zurückblicken.

In dieser Ausgabe wird Ihnen wieder ein Ausschnitt aus den gegenwärtigen Arbeiten im Fachkollegium Erdbebeningenieurwesen & Baudynamik präsentiert. In den letzten Jahrzehnten hat sich an mehreren Einrichtungen in der Schweiz, in Österreich sowie in Deutschland die Frage der Beurteilung und Ertüchtigung von bestehenden Mauerwerksgebäuden hinsichtlich ihres Tragverhaltens unter Erdbebeneinwirkung als Forschungsschwerpunkt etabliert. Diese Thematik ist nicht allein von fachlichem Interesse getragen, sondern hat vor allem auch eine hohe gesellschaftliche Tragweite mit Blick auf die Entwicklung unseres urbanen Umfelds. Daraus ist auch der erste der Fachaufsätze in dieser Ausgabe motiviert.

Ein zweiter Aspekt im Zusammenhang mit der Entwicklung von Siedlungsräumen weltweit besteht in der Konzentration in Ballungsgebieten, die unter anderem Bauherren dazu veranlasst, auf engem Raum immer höhere und somit schlankere Bauwerke errichten zu lassen. Die wirtschaftlichen Interessen der Bauherren und die Gestaltungskonzepte von Architekten einerseits sowie die Belastungen aus Wind und Erdbeben andererseits stellen die Ingenieure dabei vor die Herausforderung der Entwicklung innovativer technischer Lösungen zur Schwingungsreduzierung. Eine solche Lösung sowie eine Vorgehensweise zum Nachweis ihrer Funktionstüchtigkeit wird im zweiten Fachaufsatz vorgestellt.

Neben der Förderung des eingangs erwähnten Austausches innerhalb des Fachkollegiums sind die Schwestergesellschaften DGEB, OGE und SGE B stetig bestrebt, den wissenschaftlichen

Nachwuchs im Bereich des Erdbebeningenieurwesens und der Baudynamik zu fördern. So ehrt die DGEB in zweijährigem Rhythmus Promovenden und Studienabsolventen für herausragende Arbeiten mit einem Förderpreis. Aufgrund der sehr interessanten Themen und hohen Qualität der in diesem Jahr prämierten Arbeiten haben sich die Herausgeber dazu entschlossen, den Preisträgerinnen und Preisträgern hier Raum zur kurzen Präsentation ihrer Arbeiten zu geben.

Sollten Sie, motiviert durch die Beiträge oder Ihre eigene Arbeit, mehr Interesse an der Tätigkeit der drei Gesellschaften in den D-A-CH-Ländern haben, sind Sie herzlich eingeladen, sich weitergehend zu informieren auf den Internetseiten:

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

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

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

Eine anregende Lektüre wünschen

*Volkmar Zabel,  
Günther Achs und  
Angelo Berweger.*



**Volkmar Zabel**  
(Vorsitzender DGEB)



**Günther Achs**  
(Generalsekretär OGE)



**Angelo Berweger**  
(Präsident SGE B)

# Verhalten von historischen Mauerwerksbauten unter Erdbebenbeanspruchung – Einfluss schubstarrer Decken auf die Erdbebensicherheit

A. Karic, A. Rudisch, A. Kolbitsch

**ZUSAMMENFASSUNG** Historische Mauerwerksbauten müssen zahlreichen Anforderungen aus Umwelteinflüssen erfüllen. Dazu zählen unter anderem seismische Einwirkungen, die schwerwiegende Folgen für Menschen und Gebäude haben können. Die seismische Bewertung von historischen Mauerwerksbauten ist wie in vielen europäischen Städten, auch in Wien von großer Bedeutung. Eine realistische Bewertung des Tragverhaltens historischer Mauerwerksbauten ist nur durch eine detaillierte Abbildung der strukturellen Integrität sowie des baodynamischen Verhaltens möglich. Lineare Berechnungen sowie die nicht-lineare Pushover-Analyse vermögen nur unzureichend die mögliche Aktivierung der globalen Tragreserven wiederzugeben. Der vorliegende Beitrag befasst sich mit dem vorausschauenden Umgang mit seismischen Einwirkungen auf den Tragwiderstand historischer gemauerter Gründerzeithäuser. Darin wird das globale Tragwerksverhalten vor und nach einer gezielt gesetzten präventiven Ertüchtigungsmaßnahme durch eine schubstarre Deckenkonstruktion mit einem leistungsfähigen, an Versuchsergebnissen abgesicherten, Makromodell zur räumlichen Untersuchung der komplexen Bestandsstrukturen vorgestellt. Zur Beurteilung der Vulnerabilität des betrachteten Bestandsobjektes wurden probabilistische FE-Zeitverlaufsberechnungen mit definierten Gefährdungsebenen durchgeführt. Durch den detaillierten Umfang der numerischen Simulationsresultate wird eine aussagekräftige Gegenüberstellung erreicht. Es wird gezeigt, dass die Berücksichtigung der auftretenden Interaktions- und Umlagerungseffekte des Mauerwerksbaus sowie die Ertüchtigungsmaßnahme einen wesentlichen Einfluss auf die Gesamttragfähigkeit eines historisch gemauerten Bestandsobjektes hat.

## 1 Einleitung

Die Stadt Wien, wie auch viele andere europäische Städte, ist durch ihren historischen, gemauerten Altbaubestand vor allem aus der Epoche der Gründerzeit (1840–1918) geprägt [1]. Durch die stetig wachsende Einwohnerzahl und die immer stärker werdenden städtischen Nachverdichtung wird vor allem die gründerzeitliche Bausubstanz mit baulichen Herausforderungen speziell im Erdbebeningenieurwesen konfrontiert. Die seismische Vulnerabilität von historischen Bestandsobjekten stellt ein zentrales Thema in der umfassenden konstruktiven Gebäudebeurteilung sowie der qualitativen Bewertung für Um- und Ausbauarbeiten dar. Das liegt vor allem daran, dass oftmals historische Bestandsobjekte bereits hohe Gebäudeschäden infolge historischer Erdbeben [2] sowie Kriegseinwirkungen erlitten haben. Historische Erdbeben haben gezeigt, dass die Erdbebengefährdung von historisch gemauerten Altbestand keinesfalls vernachlässigt werden

darf. Beispielsweise führte das letzte stärkere Erdbeben in Raum Wien, das sogenannte Seebein-Erdbeben im Jahre 1972, überwiegend zu Schäden am historischen Altbaubestand [3]. Zugleich zeigen auch geschichtliche Erdbebenereignisse, wie das Loma Prieta Erdbeben 1989 in San Francisco, dass eine präventive Ertüchtigung von historischen Bauwerken, wie beispielsweise das „retrofitting for seismic safety“ am Beispiel „The Cooper House“ durchaus erfolgreich sein kann [4]. Neben dem finanziellen Aspekt der präventiven Erdbebenvorsorge, wird man mit der Tatsache konfrontiert, dass sich durch das relativ seltene Auftreten von Erdbebenereignissen im zentraleuropäischen Raum kein ausgeprägtes Risikobewusstsein gebildet hat [5].

Auf nationaler sowie europäischer Ebene wird das Thema des Erdbebeningenieurwesens erst seit den 1970er-Jahren und dann später in den 1990er-Jahren normativ verankert [6]. Das Thema der Erdbebengefährdung von Mauerwerksbauten vor allem von historischen Bestandsobjekten wurde erst ab der Jahrhundertwende in den europäischen Normen behandelt [6]. Mit der Einführung der EN 1998 (EC 8) und mit den zugehörigen nationalen Anwendungsdokumenten wurde die normative erdbebenbedingte Bauwerksauslegung in Österreich verschärft. Dadurch wurde das erdbebenbedingte Risikobewusstsein im Zusammenhang mit Bestandsobjekten grundlegend verändert. Oftmals hat die konstruktive Bewertung von historischen Mauerwerksbauten nicht nur die unterschiedlichen Bauqualitäten sowie die stark verändernden Bauwerksumbauten zu berücksichtigen, sondern auch mit der Komplexität seismischer Einwirkungen zu kämpfen [5]. Somit bildet sich die schwierige Situation, dass über den im Konsens erfassten Umfang wesentliche bauliche Maßnahmen an historischen Mauerwerksbauten nur dann in Österreich bewilligt werden, wenn die statisch konstruktive Beurteilung der bestehenden Tragstruktur hinsichtlich der zuverlässigen Abtragung vertikaler sowie horizontaler Lasten den aktuellen Anforderungen entspricht [7]. Die in Österreich geltende ÖNORM B 4008:2018 [7] und ÖNORM B 1998–3:2018 [8] stellen eine spezifische normative Grundlage für die statische sowie konstruktive Bewertung von Bestandsobjekten dar. Die normativ verankerten Berechnungsmethoden, wie die linear-elastischen Berechnungsmethoden sowie die nicht-lineare statische Push-Over-Methode, stellen in der Regel eine sehr konservative Herangehensweise dar und haben vielfach mit Unzulänglichkeiten zu kämpfen. Die geführten Erdbebennachweise von gemauerten Gründerzeithäusern erwecken den Anschein großer Genauigkeit, sind aber mit vielen Ungenauigkeiten behaftet. Ein einfacher Grund liegt darin, dass in den vereinfachten Nachweisformaten das reale Tragverhalten nur unzureichend genau abgebildet wird. Die nicht-linearen Werkstoffeigenschaften sowie Lastumlagerungsfähigkeiten sind nur in sehr begrenzten Maße über die zurzeit vorgegebenen Nachweismethoden erfasst [9].

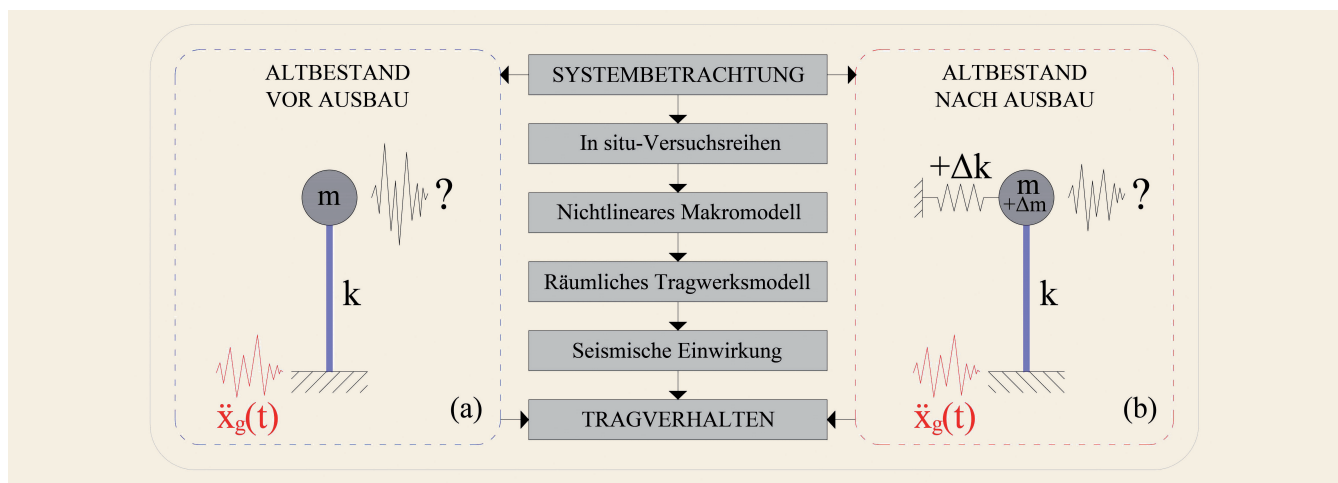


Bild 1. Schematische Systembetrachtung: Fall (a) „Altbestand vor Ausbau“ und Fall (b) „Altbestand nach Ausbau“. Abb.: Karic

## 1.1 Ziel des Beitrages

Im Rahmen des vorliegenden Beitrages soll die Gebäudestabilisierung von historischen Mauerwerksbauten im Erdbebenfall durch Einbau einer lastumlagerungsfähigen, schubstarrten Decke im Zuge eines Dachgeschossausbaues vorgestellt werden. Betrachtet werden die Fälle (a) „Altbestand vor Ausbau“ und (b) „Altbestand nach Ausbau“ (Bild 1). Dabei wird anhand von leistungsfähigen numerischen Modellen, der Einfluss der schubstarrten Decke auf die Vulnerabilität von gemauerten Bestandsobjekten mit probabilistische FE-Zeitverlaufsanalysen, basierend auf den aktuellen nationalen und internationalen Forschungsdiskussionen, ermittelt und diskutiert. Für eine gute Gegenüberstellung des Tragwerksverhaltens wird das numerische Materialmodell anhand von umfangreichen in situ-Versuchsreihen an gründerzeitlichen Bestandsobjekten kalibriert und die gewonnenen detaillierten Erkenntnisse des Tragwerkverhaltens anhand von exakten Stockwerksbeschleunigungsantworten sowie Stockwerksverschiebungen über die Gebäudehöhe exakt wiedergegeben. Der Einsatz eines versuchsunterstützten numerischen Berechnungsmodells ermöglicht eine deutlich verbesserte und umfassendere Bewertungsmöglichkeit.

## 2 Historische Konstruktionsweisen der Gründerzeit

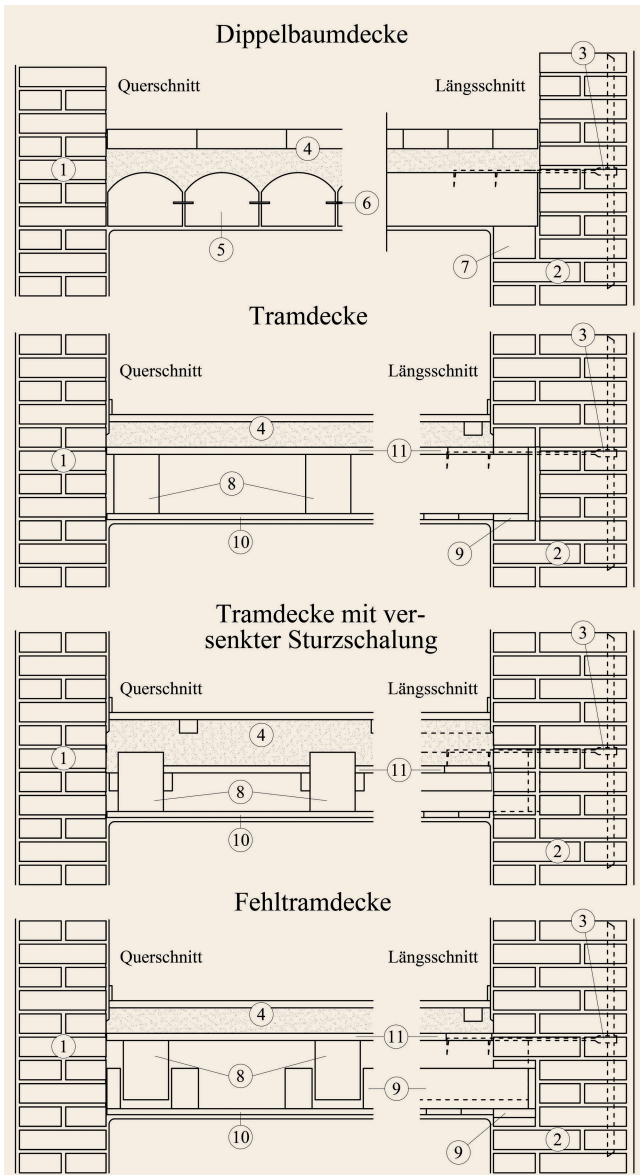
Die Bauten aus der Epoche der Gründerzeit prägen bis heute mit ihren überwiegend 4- bis 6-geschossigen Hochbauten das Wiener Stadtbild [10]. Die Baukonstruktionen der Gründerzeit werden zumeist nach den zu dieser Zeit gültigen Bauvorschriften [11] beziehungsweise häufig nach Faustformeln übernommenen handwerklich tradierten Konstruktionsregeln [1] dimensioniert. Die typische historische Baukonstruktionsweise bestand aus gemauerten Wänden und aus hölzernen Deckenkonstruktionen. Vor allem spielt das Mauerwerk in den gründerzeitlichen Bauten für die horizontale Lastabtragung eine wesentliche Rolle. Es werden Raumhöhen von 3,5 m bis 4,5 m angetroffen. Die massiven tragenden Wände wurden aus im Verband verlegten Vollziegel des sogenannten Wiener Formats (29 cm x 14 cm x 6,5 cm) und in erster Linie mit Kalkmörtel in Stärken bis zu 90 cm hergestellt.

Die aussteifenden Zwischenwände wurden in Stärken von 15 cm bis 30 cm ausgeführt [1]. Tabelle 1 verdeutlicht exemplarisch die hohe Streuung der Materialparameter im damaligen Mauerwerksbau und zeigt die typischen mechanischen Eigenschaften ausgewählter Ziegelsteine sowie Mörtelarten nach den jeweiligen Angaben aus der Bauzeit [1]. Aktuelle Versuchsmessungen nach den heute gültigen Prüfverfahren zeigen vor allem bei Mörtelarten erheblich geringere Werte, die bis zu 80 Prozent unter den Angaben aus der Gründerzeit liegen können [12].

Als Geschoßdecken wurden fast ausschließlich Deckenkonstruktionen aus Holz in Form von Tram- und Dippelbaumdecken eingebaut. Aufgrund der Bestimmungen der damaligen Bauvorschriften hinsichtlich des Brandschutzes mussten die Abschlussdecken zum Dachgeschoss als Dippelbaumdecken oder Massivdecken ausgebildet werden [1]. In dieser Forschungsarbeit stehen die Konstruktionsweisen des Mauerwerksbaus und der hölzernen Deckenkonstruktionen im Vordergrund. Eine besonders umfangreiche Wiedergabe der Konstruktionsweisen der Gründerzeit kann aus den Werken von Kolbitsch [1] und von Titscher [13] entnommen werden.

Tabelle 1. Mechanische Kennwerte von ausgewählten Materialien aus der Bauzeit um 1900 nach [1]

Materialart	Druckfestigkeit $f_b$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Zugfestigkeit $f_z$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Ziegel, gewöhnlich	6 – 12	1,0
Ziegel, gut	14 – 25	2,0
Maschin-Ziegel	20,5 – 23	2,5 – 5,0
Klinker	30 – 90	2,5 – 5,0
Mörtel aus Weißkalk	4 – 5	0,5 – 0,6
Mörtel aus hydraulischem Kalk	3 – 5 (15)	0,6 – 0,8 (1,8)
Romanzement-Mörtel	6 – 8	0,8
Kalkzement-Mörtel	8,5 – 29	1,0 – 3,0



**Bild 2.** Schematische Darstellung der hölzernen Deckenkonstruktionsausbildungen der Gründerzeit in Längs- und Querrichtung nach [1]. 1. Feuermauer/Zwischenwand, 2. Außenwand, 3. Schließe, 4. Fußbodenaufbau, 5. Dippelbäume, 6. Dippel (Dübel), 7. hölzerne Rastschließe, 8. Balken (Tram), 9. hölzerne Mauerschließe, 10. Stukkaturschalung, 11. -Sturzschalung. Abb.: nach [1]

**2.1. Dippelbaumdecken**

Die Dippelbaumdecke wird durch Mann an Mann nebeneinander verlegten Balken aus Dippelbäumen (Tannen- oder Fichtenholz), die an der Unterseite und den Seitenflächen eben zugehauen und wo die Oberseite rund belassen wurden, gebildet. Die Balken sind miteinander meist durch Dippel (Dübel) aus Eichenholz verbunden. Der weitere Deckenaufbau wurde zumeist aus einer Beschüttung und einem Ziegelpflaster oder einem Steinplattenbelag hergestellt [1].

Zumeist finden sich Dippelbaumdecken als Abschluss zum Dachraum, seltener als Zwischendecke. Diese Deckenausbildung weist in den meisten Fällen Schäden durch Feuchtigkeitseinwir-

kung auf. Das liegt unter anderem an in den Dachraum eindringendem Niederschlagswasser, wie auch Flugschnee und der fehlenden Durchlüftung. Meist stellen die Auflagerbereiche kritische, fäulnisanfällige Bereiche dar [1]. In **Bild 2** wird schematisch die typische Konstruktionsausführung der Dippelbaumdecke in Quer- und Längsrichtung abgebildet.

**2.2 Tramdecken**

Das primäre Tragelement der einfachen Tramdecke sind bearbeitete Holzbalken, die im Abstand bis maximal 90 cm im Mauerwerk aufgelagert wurden (Konstruktionsausführung Bild 2). In der Regel wurde über eine Sturzschalung der Fußbodenaufbau aufgebracht. Die Deckenunterseite wurde mit einer Stukkaturschalung geschlossen. Es wird zwischen der einfachen Tramdecke, der Tramdecke mit versenkter Sturzschalung, der Fehltramdecke und die Tramtraversendecke, die speziell für größere Spannweiten vor allem in Prunkbauten eingesetzt wurde, unterschieden [1]. Die unterschiedlichen Ausführungssysteme der Tramdecken, die in den betrachteten gründerzeitlichen Bauten eingesetzt wurden, sind schematisch im Bild 2 wiedergegeben.

**2.3 Strukturelle Integrität Mauerwerk – Holzdeckenkonstruktion**

Die Herausforderung liegt besonders in der ingenieurmäßigen Bewertung und Erfassung der einzelnen Komponenten und deren Zusammenspiel. Bei der Holzbalkendecke liegen die Holzbalken in der Regel auf mit Harz imprägnierten Brettern auf und es ist nur jeder dritte bis vierte Balken mit einer Eisenschließe mit dem Mauerwerk verbunden und aktiviert damit eine mögliche Kraftübertragung zwischen Tram und Wand (Bild 2) [14]. Außerdem bewirken hölzerne Deckenkonstruktionen somit den Zusammenhalt der Wandstruktur, in dem sie die Wände in Deckenebene festhalten und eine Reduzierung der Knicklänge auf Geschoßhöhe ermöglichen [15]. Zahlreiche Forschungsarbeiten der letzten Jahre haben den Einfluss der Kopplung zwischen Tram und Mauerwerk in Gründerzeithäusern untersucht (z.B. [14], [16]). Die in Querrichtung liegenden Zwischenwände und Feuermauern sind in der Regel durchgemauert und weisen bis auf eine Eisenschließe in Raummitte keine weitere kraftschlüssige Verbindung mit den Deckenelementen auf, die somit auch die einzige Behinderung gegen ein Ausfallen der Querwände bewirken [5]. Der unter einer Erdbebeneinwirkung aktivierte Deckenschub kann nur über die Eckverbände und den raummittigen Anker zur Querwand abgetragen werden [5]. Diese hölzernen Deckenkonstruktionen weisen üblicherweise keine umlaufend angeschlossenen Randlelemente auf und stellen somit weiche Schubdecken dar [5]. Die Dippelbaumdecken sind in der Lage bei Vorhandensein von Dübeln und Anschlüssen eine hinreichende Steifigkeit in Querrichtung zu generieren, jedoch liegt hier die Problematik in der Anschlussausbildung der Decke an die aussteifenden Wände [5]. Unter einer seismischen Einwirkung werden je nach Bauweise und der Interaktion einzelner Bauteile miteinander die lastabtragenden Mechanismen aktiviert. Welche Wände zur Lastabtragung aktiviert werden, hängt stark von den Deckenspannrichtungen, den Deckenschubsteifigkeiten sowie den Verbindungen der Decke mit den Wänden und den Wänden untereinander ab [17].



### 3 Systembetrachtung

In diesem Beitrag wird als Grundlage zur Tragwerksanalyse ein typisches Wiener Gründerzeithaus, das dem Konzept des Mustergebäudes aus [18] folgt, betrachtet. In **Bild 3** ist die Grundrissausbildung sowie die Aufrissausbildungen vor und nach dem Dachgeschossausbau dargestellt. Näher betrachtet wird der Einfluss der verstärkten Dachgeschossdecke (Holzbetonverbunddecke, Bild 3) im Zuge eines Dachgeschossausbaues auf die Gebäude stabilisierung eines Gründerzeithauses im Erdbebenfall.

Die Herausforderung liegt besonders in der ingenieurmäßigen Bewertung und Erfassung der einzelnen Komponenten und deren Zusammenspiel. Historische Mauerwerksbauten setzen aufgrund ihrer systemspezifischen und materialspezifischen Eigenschaften eine komplexe Systembetrachtung voraus, um das Tragwerksverhalten im Erdbebenfall realitätsnah beschreiben zu können. Die Problematik von Mauerwerksbauten liegt wesentlich im Zusammenspiel zwischen den Nichtlinearitäten auf Wandscheibenebene und den Nichtlinearitäten auf Tragwerksebene. Das globale Tragwerksverhalten ergibt sich somit aus der Anordnung der einzelnen Wände im Grundriss sowie der Interaktion der Wände untereinander [19]. Mauerwerkswände können je nach Belastung und Zusammenspiel unterschiedliche Grenzzustände der Tragfähigkeit erreichen, [20]. Die aussteifenden Schubwände in Längs- und Querrichtung tragen im Erdbebenfall die resultierenden horizontalen Erdbebenlasten ab.

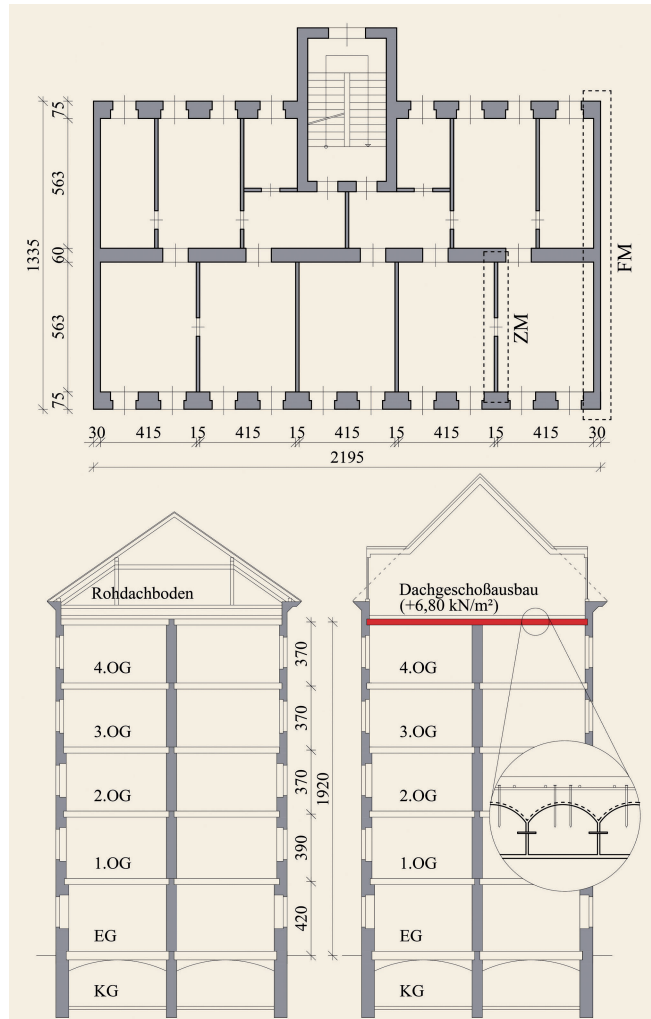
#### 3.1 Horizontale Lastabtragung bei Gründerzeithäusern

Wiener Gründerzeithäuser sind vor allem quer zur Straßenseite anfällig gegen seismischen Einwirkungen, da in dieser Richtung die Aussteifung nur über die Zwischenwände, Feuermauern und Treppenhausmauern erfolgt (Bild 3). Aufgrund der schubweichen hölzernen Deckenkonstruktionen wird die Verteilung der Trägheitskräfte auf die Schubwände nicht gewährleistet. Die höhere Gebäudesteifigkeit, durch die Interaktion zwischen den einzelnen Längs- und Querwänden, wird in den normativ verankerten Berechnungsmethoden, um die Nachweisführung auf der sicheren Seite anzusetzen, vernachlässigt [22].

Durch die verstärkte schubstarre Deckenkonstruktion (Holzbetonverbundkonstruktion, Bild 3) sowie der Verschließung der Deckenkonstruktion mit den Mauerwerkswänden erfolgt die Kopplung der Mauerwerkswände (Längs- und Querwände) miteinander und ermöglicht die Verteilung der resultierenden horizontalen Trägheitskräfte nach den globalen Steifigkeiten [22]. In diesem Beitrag werden vor allem die Schubwände in Querrichtung (Querwände) des Gebäudes, die für gewöhnlich die schwache Achse im Erdbebenfall von Gründerzeitlichen Bauten bildet, näher betrachtet.

#### 3.2 Dynamische Charakteristika der numerischen Tragwerksmodelle

Anhand einer Modalanalyse wurden die globalen Eigenfrequenzen der Tragwerksmodelle generiert und in **Tabelle 2** wiedergegeben. In dieser Tabelle sind die linearen Eigenfrequenzen  $f_i$  der Systembetrachtungen Fall (a) „Altbestand vor Ausbau“ und Fall (b) „Altbestand nach Ausbau“ und die Rayleigh-Koeffizienten  $\alpha$  und  $\beta$  für die Berücksichtigung der Material- und Werkstoffdämpfung zusammengefasst. Das Dämpfungsmaß zur Be-

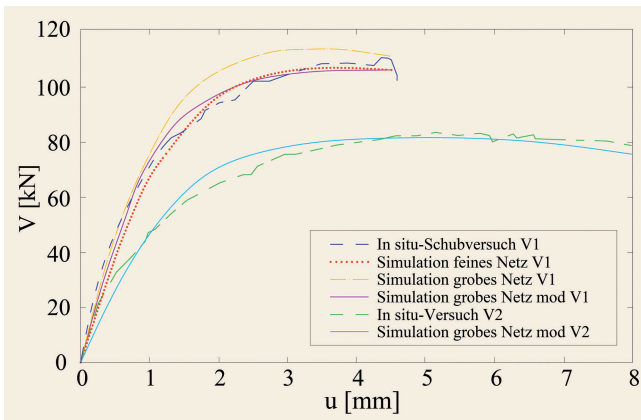


**Bild 3.** Grundriss des Wiener Gründerzeit-Mustergebäudes nach [18] mit der Aufrissausbildung vor (links) und nach (rechts) einem Dachgeschossausbau (Angaben in Zentimeter). Abb.: nach [18]

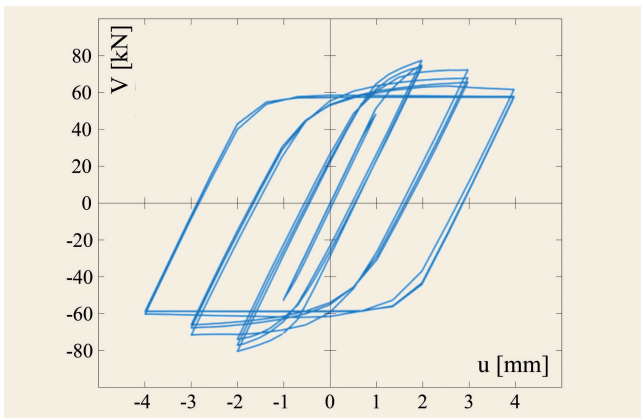
rechnung der Rayleigh-Koeffizienten wird nach Messungen in einem ähnlichen Objekt [16] zu Bild 2 mit  $\zeta = 4\%$  vor dem Ausbau und mit  $\zeta = 3,8\%$  nach dem Ausbau angesetzt. Weiterhin ergeben die errechneten Charakteristika der Modalanalyse eine gute Übereinstimmung mit Forschungsarbeiten an gründerzeitlichen Bestandsobjekten der Jahre zuvor ([16], [11], [14], [23]). Beispielsweise zeigen die Eigenfrequenzen an Großversuchen an gründerzeitlichen Mauerwerksbauten im Rahmen des Seismid-

**Tabelle 2.** Dynamische Charakteristika der untersuchten Tragwerksmodelle

Dynamische Charakteristika	Fall (a) Altbestand vor Ausbau	Fall (a) + Ertüchtigung	Fall (b) Altbestand nach Ausbau
$f_1$ [Hz]	2,55	3,01	2,22
$f_2$ [Hz]	2,68	3,04	2,26
$f_3$ [Hz]	2,77	3,86	2,97
$\zeta$ [%]	4,00	4,00	3,80
$\beta$ [10-3]	2,43	2,09	2,70
$\alpha$ [10-1]	6,57	7,62	5,35



**Bild 4.** Kalibrierung der numerischen Modelle mit den in-situ-Schubversuchsreihen nach [21]. *Abb.: Rudisch*



**Bild 5.** Hysteresekurve des kalibrierten Materialmodells nach [21]. *Abb.: Rudisch*

Projektes [24] ähnliche Eigenfrequenzen auf. Durch die Frequenzänderung zufolge der Ertüchtigungsmaßnahme kann die Erhöhung der globalen Steifigkeit im Altbestand vor dem Ausbau grob auf  $((3,01 \text{ Hz}/2,55 \text{ Hz})^2 - 1) \cdot 100 \sim 39\%$  nach [11] abgeschätzt werden.

## 4 Modellierung des Mauerwerkverbandes

Eine wesentliche Eigenschaft, die das Mauerwerk charakterisiert, ist ihr Lastumlagerungsvermögen. Unter Zug- und Schubbeanspruchungen besitzt der Mauerwerkverband die Fähigkeit durch Rissbildung und Verformung weniger ausgelastete Bereiche zu aktivieren und sich der Belastung anzupassen [25]. Eine zuverlässige Beurteilung der Mauerwerkstruktur erfordert eine leistungsfähige Berücksichtigung des hochgradigen nicht-linearen Materialverhaltens, wie das nicht-lineare Spannungs-Dehnungsverhalten, die materialspezifischen Versagensmechanismen sowie die Systemumlagerungen des Mauerwerkverbandes [25], [33]. Um die Auswirkung dieser Nichtlinearitäten auf das Trag- und Verformungsverhalten mit zu berücksichtigen, wird zur numerischen Modellierung des Mauerwerkes ein leistungsfähiges Makromodell der Materialdatenbank-multiPlas herangezogen. Durch die Implementierung des makroskopischen Materialmodells in das FE-Programm ANSYS wird eine realitätsnahe Beschreibung des Tragverhaltens unter zyklischer Belastung ermöglicht. Des Weiteren werden bruchmechanische Kennwerte sowie Material-

ver- und Materialentfestigungen mit der Implementierung des Makromodells berücksichtigt [25].

### 4.1 Verifizierung des Materialmodells durch Vergleich von numerischen und experimentellen Ergebnissen

Die Verifizierung des Materialmodells erfolgte anhand von gut dokumentierte quasi-statischen Versuchsreihen an gründerzeitlichen Bauten an der Technischen Universität Wien. Durch die detaillierten in situ-Schubversuche im Altbestand, die im Zuge der Entwicklung einer praxistauglichen Methode zur versuchsgestützten Bemessung der Schubtragfähigkeit von Bestandsobjekten entwickelt wurde [9], erfolgt die Verifizierung des Schubversagens im Materialmodell nach [28]. Ebenso wurde die Anfangsscherfestigkeit in Lagerfugenebene zwischen historischen Mauerstein und Mauermörtel anhand von Versuchen [9] an Drei-Stein-Prüfkörpern nach [28] verifiziert. Vor allem ermöglicht die Versuchsunterstützte Validierung in einem Gründerzeithaus eine realitätsnahe Beschreibung der physikalischen Materialkennwerte und somit die Erstellung eines leistungsfähigen Materialmodells zur realitätsnahen Bestandsanalyse. Die detaillierten Versuchsaufbauten können der Literatur [9] und [28] entnommen werden. Zur Optimierung des Makromodells unter zyklischer Beanspruchung wurden parameterspezifische Kennwerte aus facheinschlägigen Werken [28], [29], [30] und [23] herangezogen. Das **Bild 4** zeigt die möglichen Übereinstimmungen der quasi-statischen versuchsbasierten und der numerisch erstellten Last-Verformungskurven und den Einfluss unterschiedlicher Modellparameter auf die Simulation.

Weiteres wird in **Bild 5** das hysteretische Verhalten des kalibrierten Materialmodells illustriert, dass eine Simulation unter zyklischer Belastung (sinusförmige Verschiebung am Wandkopf) zeigt und beispielhaft das Entfestigungsverhalten des Materialmodells gut wiedergibt.

In **Tabelle 3** wurden die wichtigsten Materialparameter für die vorliegende Kalibrierung des Materialmodells wiedergegeben.

Festzuhalten ist allerdings, dass Streuungen der Materialparameter im Simulationsbeitrag nicht berücksichtigt wurden. Die Streuung der mechanischen Materialparameter hat vor allem bei historischen Mauerwerksbauten eine durchaus große Bedeutung, wie dem Abschnitt 2 – Historische Konstruktionsweisen der Gründerzeit zu entnehmen ist. Für die Modellierung der schubstarrten Decke wurden vereinfacht, um die Berechnungszeit in Grenzen zu halten, die elastischen Steifigkeitswerte (E-, G-Modul) nach [31] für Holz C 24 und nach [32] für Beton C 20/25 herangezogen. Weiteres wurde die Wechselwirkung der Boden-Bauwerk-Interaktion in dieser Arbeit nicht berücksichtigt.

### 4.2 Lastfall – Erdbeben

Die ortsspezifische Erdbebengefährdung stellt einen wesentlichen Einflussfaktor in der Bestandsbewertung von historischen Gründerzeitbauten dar. Um ein realitätsnahes Tragverhalten unter seismischer Einwirkung generieren zu können, werden 8 Bodenbeschleunigungsschriebe vergangener Erdbeben (Kobe 1995, Chi-Chi 1999, Friaul 1976, Hollister 1961) herangezogen. Die einwirkenden Erdbebenschriebe wurden mit der Software-SeismoMatch 2016 generiert. Die generierten Bodenbeschleunigungsschriebe wurden auf die vorliegenden, bauspezifischen Standortgegebenheiten angepasst. Es wurde das elastische Ant-

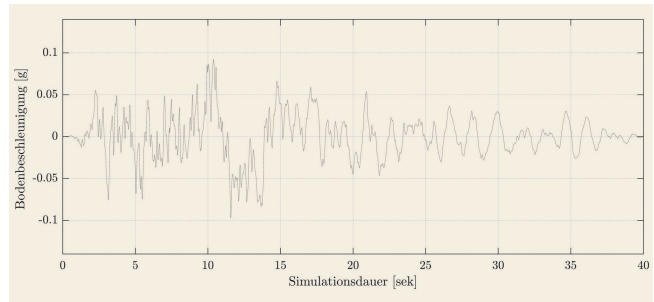
**Tabelle 3.** Materialparameter des verifizierten Makromodells [21].

Materialparameter	Physikalische Einheit
Elastische Eigenschaften	
E-Modul vertikal (x-Richtung)	$E_x = 850 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
E-Modul horizontal (y-Richtung)	$E_y = 283,3 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
E-Modul (z-Richtung)	$E_z = 283,3 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Querdehnzahl	$\nu_{xy} = \nu_{yz} = \nu_{xz} = 0,026 \text{ [-]}$
Schubmodul – xy	$G_{xy} = 102 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Schubmodul – yz, xz	$G_{yz} = G_{xz} = 76,5 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Festigkeitsparameter Mauerwerk nach Ganz	
Druckfestigkeit normal zur Lagerfuge	$f_{mx} = 3,69 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Druckfestigkeit normal zur Stoßfuge	$f_{my} = 2,46 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Zugfestigkeit normal zur Lagerfuge	$f_{tx} = 0,01 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Zugfestigkeit normal zur Stoßfuge	$f_{ty} = 0,142 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Restzugfestigkeit	$f_{tr} \sim 0 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Kohäsion	$c = 0,026 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Restkohäsion	$c_r \sim 0 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Reibungswinkel	$\varphi = 38 \text{ [}^\circ\text{]}$
Restreibungswinkel	$\varphi_r = 22 \text{ [}^\circ\text{]}$
Dilatanzwinkel	$\psi = 30 \text{ [}^\circ\text{]}$
Bruchenergie – Zugbruch normal zur Lagerfuge	$G_{FF1} = 0,004 \text{ [Nmm/mm}^2\text{]}$
Bruchenergie – Zugversagen von Steinen (horizontal)	$G_{FS1} = 0,015 \text{ [Nmm/mm}^2\text{]}$
Bruchenergie – Scherversagen der Lagerfuge	$G_{FF2} = 0,080 \text{ [Nmm/mm}^2\text{]}$
Verfestigungswert Druck	$\kappa = 5 \times 10^{-4}$

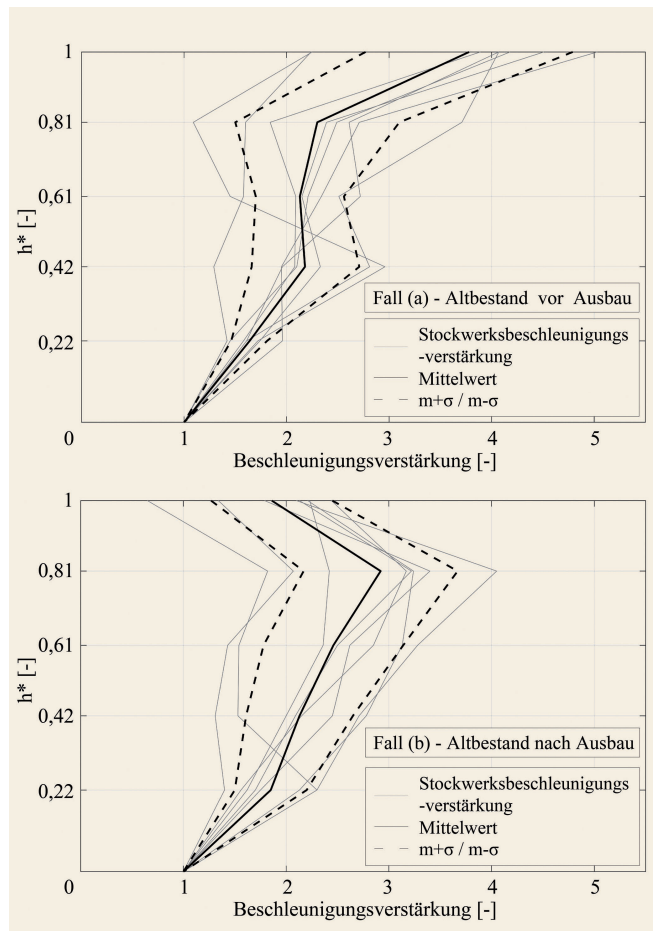
wortspektrum Typ 1 mit 5 % Dämpfung und das vorliegende stratigraphische Bodenprofil mit der Baugrundklasse A gemäß EN 1998-1 [8] gewählt. In diesem Beitrag wurden die Erdbebenakzelerogramme so angepasst, dass sie Erdbebenszenarien mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10 % in 50 Jahren entsprechen. Das entspricht nach der Europäischen Makroseismischen Skala den Intensitäten 6° bis 7° und entspricht einer Spitzenbodenbeschleunigung von 0,1 g und einer mittleren Bodenbeschleunigung von 0,08 g. Die betrachtete Erdbebensimulationsdauer wurde mit 40 Sekunden angesetzt. Beispielhaft ist der an den Standort Wien angepasste Erdbebenbeschleunigungszeitverlauf von Kobe (1995) in **Bild 6** dargestellt.

## 5 Simulationsresultate

Um eine aussagekräftige Gegenüberstellung der betrachteten Fälle (a) und (b) zu erreichen, wird die Verteilung der maximalen Stockwerksbeschleunigungen über die Gebäudehöhe in Form von Beschleunigungsverstärkungen in **Bild 7** wiedergegeben. Die Simulationsergebnisse weisen Streuungen auf und erschweren deterministische Aussagen und werden auf Standardnormalverteilung mit einem Signifikanzniveau von 5 % geprüft (Kolmogorow-Smirnow-Test). Es werden je Erdbebanregung die resultieren-



**Bild 6.** Angepasster Erdbebenbeschleunigungszeitverlauf (Kobe, 1995).  
Abb.: Karic



**Bild 7.** Stockwerksbeschleunigungsverteilung anhand der maximalen Beschleunigungsverstärkung über die Gebäudehöhe für die betrachteten Fälle (a) vor und (b) nach dem Ausbau. Abb.: Karic

den Stockwerksbeschleunigungen jeweils auf die anregende Spitzenbodenbeschleunigung bezogen und als Beschleunigungsverstärkung (PHFA/PGA) wiedergegeben. Die einzelnen Graphen (grau) stellen jeweils die Stockwerksbeschleunigungsverstärkung in Abhängigkeit der normierten Höhe  $h^*$  zufolge einer Zeitverlaufsrechnung wieder. Es wird der beobachtete Mittelwert  $m$  (schwarz) sowie die Standardabweichung  $m + \sigma / m - \sigma$  der Beschleunigungsverstärkung angeführt. Zu beobachten ist, dass die Verteilung der Stockwerksbeschleunigungsantworten signifikante Streuungen aufweisen und keiner einfach zu erfassenden Kausalität folgen. Dies beruht vor allem auf der Tatsache, dass das Mauerwerksgefüge ein sehr komplexes Materialverhalten vor allem

unter zyklischer Beanspruchung aufweist. Die Simulationsergebnisse nach der Ertüchtigungsmaßnahme zeigen bereichsweise (0,42 bis 0,81 h\*) geringe Verstärkungen in der Stockwerksantwort gegenüber dem Altbestand wieder. Zu beobachten ist insbesondere der positive Einfluss der schubstarken Decke auf die Stockwerksantwort im Dachbereich h\* = 1. Die Resultate zeigen, dass das globale Tragverhalten durch einen Dachgeschoßausbau durchaus positiv beeinflusst wird.

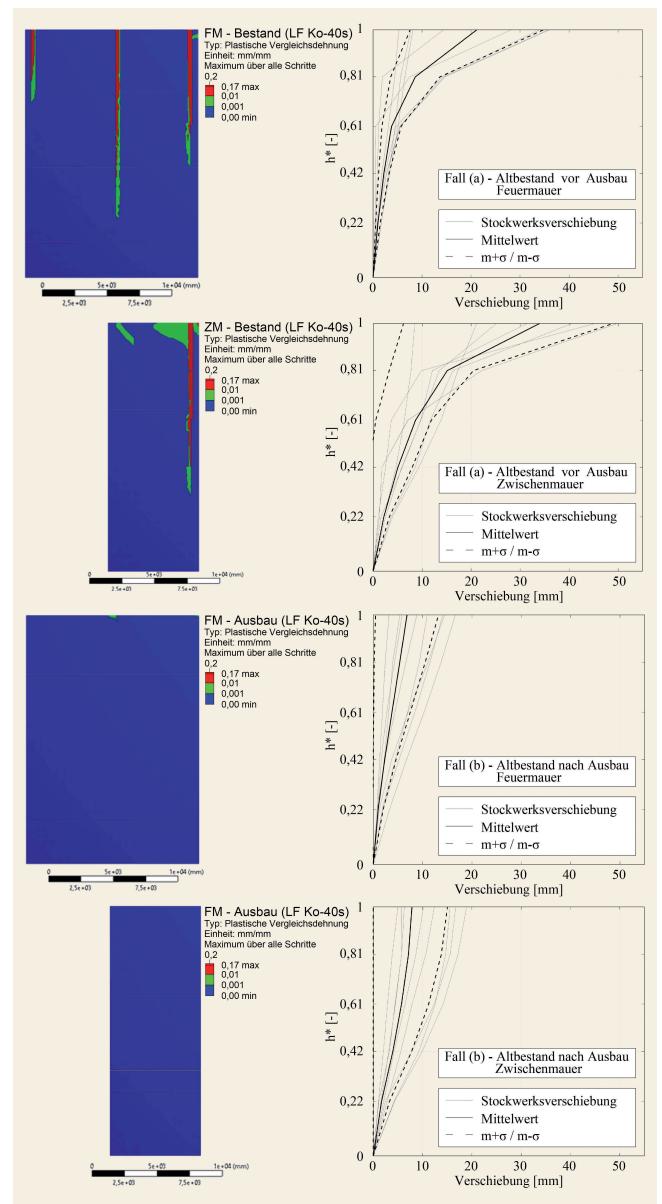
### 5.1 Simulationsauswertung – Repräsentative Schubwände

Aufgrund der typischen Charakteristika in der Lastabtragung gründerzeitlicher Bestandsobjekte werden vereinzelt maßgebende Schubwände, wie die Feuermauer (FM) und die Zwischenwand (ZM) gewählt und dargestellt (Bild 8). Bild 8 zeigt die plastischen Verformungen und die Stockwerksverschiebungen über die Gebäudehöhe der repräsentativen Schubwände FM und ZM vor und nach dem Ausbau. Zu beobachten ist, dass die Schubwände partiell stärker durch die hofseitigen/straßenseitigen Längswände beansprucht werden als durch die Mittelwand. Das beruht auf der Tatsache, dass die Mittelwand durch die charakteristische Lastableitung der hölzernen Deckensysteme vertikal um das Zweifache stärker belastet wird, als die hof-/straßenseitigen Längswände. Somit werden unterschiedliche dynamische Längswandantworten generiert, wobei die hof- und straßenseitigen Längswände eine stärkere Tragwerksantwort entwickeln. Die repräsentativen Schubwände (Feuermauer, Zwischenwände) werden somit in ihrer Ebene unter seismischer Belastung unterschiedlich stark durch die Längswände beansprucht, wie den plastischen Verformungen der Schubwandanschlussbereiche in Bild 8 zu entnehmen ist. Weiterführend wird gezeigt, dass der vereinfachte lineare Ansatz der maximalen Wandkopfverschiebungskapazität infolge von Schub- und Biegeversagen einzelner Schubwände nach EN 1998-1 die Nichtlinearitäten im Tragwerksverhalten nur unzureichend genau abbildet. Festzuhalten ist, dass insbesondere die schubstarre Decke als gesetzte Ertüchtigungsmaßnahme die plastischen Verformungen sowie die resultierenden Stockwerksverschiebungen der repräsentativen Schubwände unter den standortspezifischen Erdbebenzenarien positiv beeinflusst (Bild 8).

Im Rahmen des Beitrages wurde gezeigt, dass die Anwendung eines leistungsfähigen numerischen Modells die Möglichkeit bietet, das Tragwerksverhalten von historischen Mauerwerksbauten vor und nach einer Ertüchtigungsmaßnahme zufolge seismischer Einwirkungen detailliert und nachvollziehbar abzubilden.

## 6 Schlussfolgerung und Ausblick

Die präventive Ertüchtigung des gründerzeitlichen Altbaubestandes erfordert aufgrund seiner Besonderheiten in seiner konstruktiven Auslegung sowie seiner besonderen Lastabtragung eine konsequente erdbebensichere Nachbemessung. Die in diesem Beitrag aufgestellten Simulation eignet sich hervorragend, um erstens die strukturelle Integrität des historischen Mauerwerksgefüges und zweitens den Einfluss einer schubstarken Decke auf die Gebäudekapazität zu analysieren und zu quantifizieren. Um zuverlässige Schlussfolgerungen aus den Untersuchungsergebnissen ziehen zu können, wurde ein leistungsfähiges nicht-lineares Materialmodell in die transiente Simulation implementiert, das anhand von zahlreichen in situ-Versuchsreihen verifiziert wurde. Eine



**Bild 8.** Gegenüberstellung der Repräsentativen Schubwände FM und ZM vor und nach dem Ausbau: links – plastische Verformungen; Rechts – Stockwerksverschiebungen. Abb.: Karic

realitätsnahe Erfassung des globalen Tragverhaltens ist vor allem bei historischen Mauerwerksbauten von großer Bedeutung. Die gewählte Untersuchungsmethode ermöglicht eine effiziente sowie umfassende Bestandsbewertung und gestattet eine Optimierung der präventiven Ertüchtigungsmaßnahmen. Die Schlüsselrolle für die Beurteilung von Bestandsobjekten liegt in der Berücksichtigung des Dissipationsvermögens in Abhängigkeit der auftretenden Versagensformen und der auftretenden Interaktionseffekte der Längs- und Querwände.

Durch den vorliegenden Beitrag wurde gezeigt, dass bei einer gesunden historischen gründerzeitlichen Bausubstanz eine deutliche Gebäudestabilisierung durch eine im Zuge eines Dachgeschoßausbaues ausgeführte schubstarre Deckenkonstruktion trotz der Laststeigerung erreicht werden kann. Die vereinfachten Berechnungsmethoden nach EN 1998-1 sind für historische Mauerwerksbauten mit einer Vielzahl von Unsicherheiten ver-



bunden und eignen sich nur in begrenztem Maße für die detaillierte Bewertung von historischen Mauerwerksbauten. Demnach ist die vorgestellte, leistungsfähige Untersuchungsmethode trotz des höheren Aufwands zur fachgerechten Beurteilung der Gebäudekapazität sowie der getroffenen Ertüchtigungsmaßnahmen zweckmäßiger. Zukünftige Forschungsarbeiten sollten die Adaption des charakteristischen Verhaltens von Mauerwerk vor allem unter zyklischer Beanspruchung in den normativ verankerten Berechnungsmethoden fördern und die mögliche Verbesserung der Bestandsbewertung durch die Berücksichtigung des Einflusses der Wände senkrecht auf die Schubwände sowie der Belastung senkrecht zur Wandebene anstreben, um in der präventiven Ertüchtigung gezielt geeignete konstruktive Maßnahmen ergreifen zu können.

### DANKSAGUNG

Für die Unterstützung des Forschungsprojektes sei an dieser Stelle für die Bereitstellung einer multiPlas-Marketing-Lizenz der Dynardo-GmbH herzlichst gedankt.

### L i t e r a t u r

- [1] Kolbitsch, A.: Altbaukonstruktionen: Charakteristika Rechenwerte Sanierungsansätze. Springer-Verlag Wien New York, Wien 1989.
- [2] Celik, O. C.; Sesigur, H.: Performance of historic Masonry Buildings during the April 6, 2009 L'Aquila Earthquake. 14th European Conference on Earthquake Engineering, Ohrid, Nordmazedonien, 30. August – 03. September, 2010.
- [3] Duma, G.: Seismische Mikrozonierung des Stadtgebietes von Wien. Projekt des Bundesministeriums für Wissenschaft und Forschung und der Stadt Wien, Endbericht. Wien, 1988.
- [4] FEMA-254: Seismic Retrofit Incentive Programs: A Handbook for Local Governments. Federal Emergency Management Agency, 1994.
- [5] Pech, A.; Zach, F.: Instandsetzung und Ertüchtigung von Mauerwerk, Teil 4. Ertüchtigung von Mauerwerksbauten gegenüber Erdbebeneinwirkungen. In: Jäger, W. (Hrsg.): Mauerwerk-Kalender. Ernst & Sohn, Berlin, 2007, S. 75–117.
- [6] Lu, S.: Mauerwerk und Erdbeben – Bemessungsansätze, aktuelle Forschung und Normungslage in Europa. In: Jäger, W. (Hrsg.): Mauerwerk-Kalender. Ernst & Sohn, Berlin, 2010, S. 225–242.
- [7] ÖNORM B 4008–1: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Tragwerke. ON, 2018.
- [8] ÖNORM B 1998–3: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden – Nationale Festlegung zu ÖNORM EN 1998–3 und nationale Erläuterungen. ON, 2018.
- [9] Dunjic, V.: Tragfähigkeitsbewertung ausgewählter Gründerzeitlicher Mauerwerkskonstruktionen. Wien, Technische Universität, Dissertation, 2017.
- [10] Abrihan, C.: Dekorative Fassadenelemente in der Gründerzeit zwischen 1840 und 1918 – Gestaltungsgrundsätze. Werkstattbericht Nr. 133 der Stadtentwicklung und Stadtplanung Wien. Wien, 2013.
- [11] Achs, G.: Erdbebengefährdung von Gründerzeithäusern: Beurteilung, Klassifizierung und experimentelle Untersuchungen. Wien, Technische Universität, Dissertation, 2011.
- [12] Kolbitsch, A.: Erhaltung und Ertüchtigung von Hochbauten. TU Verlag, Wien, 2018.
- [13] Titscher, F.: Die Baukunde mit besonderer Berücksichtigung des Hochbaues und der einschlägigen Baugewerbe: Lehr-, Hilfs- und Nachschlagbuch und Konstruktionsbehelf für Baukundige, Studierende, Gebäudeverwalter, usw.. Waldheimverlag, Wien, 1910.
- [14] Stefanoudakis, D.: Bracing ability of wooden joist floors in traditional Viennese masonry buildings in the earthquake load case. Wien, Technische Universität, Dissertation, 2015.
- [15] Pech, A.: Ziegel im Hochbau – Theorie und Praxis. 2. Auflage, Brikhäuser Verlag, Basel, 2018.
- [16] Achs, G.; Adam, C.: Abschätzung der globalen Steifigkeitsänderung von Gründerzeithäusern zufolge bautechnischer Maßnahmen auf Grundlage von in-situ Versuchen. In: Erdbeben im Wiener Becken, VCE Holding Wien (2011), S. 385–424.
- [17] Norda, H.: Beitrag zum statischen nichtlinearen Erdbebennachweis von unbewehrten Mauerwerksbauten unter Berücksichtigung einer und höherer Modalformen. Aachen, Rheinisch-Westfälische Hochschule, Dissertation, 2012.
- [18] Krakora, A.; Bauer, P.: Berechnungsbeispiele anhand des Wiener Gründerzeit – Mustergebäudes. Fachgruppe Bauwesen der LK W/Nö/Bgld. Wien, 2014.
- [19] Gellert, C.: Nichtlinearer Nachweis von unbewehrten Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung. Aachen, Rheinisch-Westfälische Hochschule, Dissertation, 2010.
- [20] Hampe, J.; Schwarz, J.: Verhalten von Mauerwerksbauten unter seismischen Einwirkungen. In: Funk, P. (Hrsg.): Mauerwerk-Kalender. Ernst & Sohn, Berlin, 1991, S. 603–668.
- [21] Rudisch, A.: Investigation of horizontal floor acceleration in historic masonry buildings. In: Mauerwerk 21 (2017), Heft 6, S. 348–356.
- [22] Kopf, F.; Adam, C.: Baudynamische Untersuchung an Wiener Gründerzeithäusern. In: Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift, 159 (2014), Heft 1–12, S. 131–140.
- [23] Zimmermann, T.; Strauss, A.: Schubtragverhalten von altem unbewehrtem Mauerwerk unter seismischer Belastung. In: Bautechnik 89 (2012), Heft 8, S. 553–563.
- [24] VCE Holding Wien: Erdbeben im Wiener Becken – Beurteilung Gefährdung Standortrisiko. Grasl Druck & Neue Medien GmbH, Wien, 2011.
- [25] Schlegel, R.; Will, J.: Materialmodelle für nichtlineare Berechnungen komplexer Mauerwerkstrukturen mit ANSYS. 22nd CAD-FEM Users' Meeting 2004, International Congress on FEM Technology with ANSYS CFX & ICEM CFD Conference, Dresden.
- [26] Ganz, H. R.: Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub. Institut für Baustatik und Konstruktion. ETH Zürich, Bericht Nr. 148. Birkhäuser Verlag, Basel, 1985.
- [27] Schlegel, R.: Numerische Berechnung von Mauerwerksstrukturen in homogenen und diskreten Modellierungsstrategien. Weimar, Bauhaus-Universität, Dissertation, 2004.
- [28] Rudisch, A.: Historische freistehende Zierelemente unter Erdbebenbeanspruchung. Wien, Technische Universität Wien, Dissertation, 2019.
- [29] Furtmüller, T.; Adam, C.: Numerische Modellierung des nichtlinearen Verhaltens von Mauerwerk in Gründerzeithäusern unter Normalkraft und Schub. In: Erdbeben im Wiener Becken, VCE Holding Wien (2011), S. 119–176.
- [30] Schubert, P.: Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen, Mauer Mörtel und Putzen. In: Jäger, W. (Hrsg.): Mauerwerk-Kalender Ernst & Sohn, Berlin, 2010, S. 3–25.
- [31] ÖNORM EN 338: Bauholz für tragende Zwecke – Festigkeitsklassen. ON, 2016.
- [32] ÖNORM EN 1992–1–1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1–1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. ON, 2015.
- [33] Meskouris, K.; Hinzen, K. G.: Bauwerke und Erdbeben. Vieweg + Teubner Verlag, Springer, Wiesbaden, 2011.



Univ. Ass. Dipl.-Ing.  
Amel Karic, BSc

Technische Universität Wien  
Institut für Hochbau, Baudynamik und Gebäudetechnik  
Karlsplatz 13/E208–02, 1040 Wien, Österreich  
amel.karic@tuwien.ac.at

Abb.: Karic

Dipl.-Ing. Dr.  
Andreas Rudisch, BSc

Tragwerksplaner  
ATP architekten ingenieure, Wien  
Landstraßer Hauptstraße 99–101, 1030 Wien,  
Österreich  
andreas.rudisch@tuwien.ac.at

Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr.  
Andreas Kolbitsch

Technische Universität Wien  
Institut für Hochbau, Baudynamik und Gebäudetechnik  
Karlsplatz 13/E208–02, 1040 Wien, Österreich  
andreas.kolbitsch@tuwien.ac.at

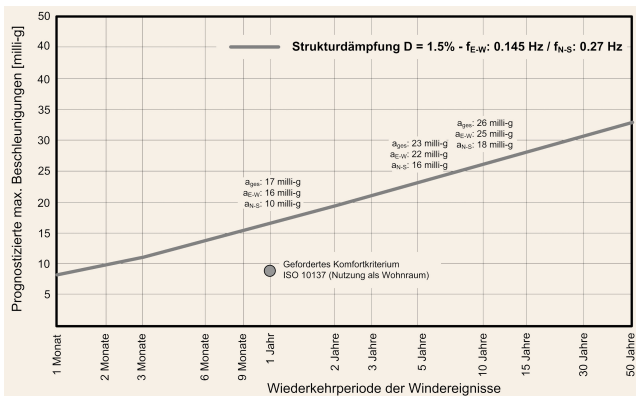
# Dynamisches Verhalten des MoMA-Towers in New York bei außergewöhnlichen Windereignissen – Ergebnisse einer Monitoring-Kampagne

Ch. Meinhardt

**ZUSAMMENFASSUNG** In den letzten fünf Jahren wurden in New York City zahlreiche spektakuläre Wolkenkratzer errichtet. Diese sind in ihrem Design nicht allein durch ihre Bauhöhe anspruchsvoll, sondern vielmehr durch deren große Schlankheit und der damit verbundenen Anfälligkeit gegenüber windinduzierten Schwingungen, da die Bauherren eine maximale Nutzfläche auf nur geringen Grundstücksflächen anstreben. Eines dieser Hochhäuser ist der in Midtown gelegene MoMA-Tower (53W 53) welcher bei einer Gesamthöhe von 320 m einen Schlankheitsgrad von 1 : 12 aufweist. Bedingt durch die Nutzung für exklusiven Wohnraum wurde vom Bauherrn ein möglichst niedriges Schwingungsniveau gefordert. Dieses konnte nur durch Implementierung eines Schwingungstilger-Systems erreicht werden. Um sicherzustellen, dass die geforderten Grenzwerte eingehalten werden und um das eingebaute Schwingungstilger-System optimal einzustellen, wurden die Gebäudeschwingungen bei einer Monitoring-Kampagne aufgezeichnet und ausgewertet. Der folgende Beitrag stellt die Ergebnisse vor und gibt einen Einblick in Auswertemethoden sowie Hintergründe zu den Anforderungen an das Schwingungsverhalten dieses außergewöhnlichen Bauwerks.

## Bauwerksbeschreibung, Maßnahmen zur Schwingungskontrolle

Bei dem MoMA Tower handelt es sich um ein 320 m hohes Gebäude in New York City, welches auf einer Grundfläche von nur circa 26 m x 26 m aufragt. Die prognostizierten fundamentalen Eigenfrequenzen für dieses schlanke Gebäude liegen bei

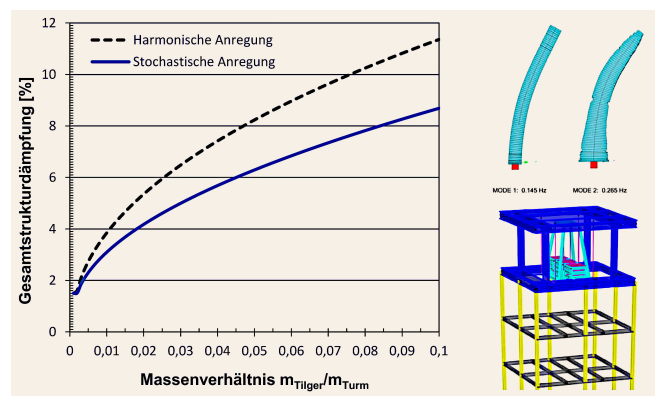


**Bild 2.** Komfortkriterien gemäß ISO (Nutzung Wohngebäude) in Abhängigkeit von der fundamentalen Eigenfrequenz (Windereignisse mit Wiederkehrperioden von einem Jahr – prognostizierte Beschleunigungen für den MoMA Tower Abb.: Fa. GERB



**Bild 1.** MoMA Tower (53W53) in New York City Abb.: Lend Lease, USA

0,145 Hz (Periode = 6,87 s) in Ost-West Richtung sowie 0,27 Hz (Periode = 3,70 s) in Nord-Süd Richtung. Unter der Annahme, dass die intrinsische Strukturdämpfung im Falle eines Windereignisses mit einer Wiederkehr-Periode von einem Jahr  $D = 1 \%$  beträgt, liegen die prognostizierten Spitzenbeschleunigungen in beiden Hauptrichtungen weit deutlich über den in der ISO 10137 genannten Komfortkriterien für als Wohnraum genutzte Gebäude (Bild 2). Um die Beschleunigungen auf ein vertretbares Niveau zu senken, entschied sich der Bauherr für den Einsatz eines passiven Schwingungstilger-Systems der Firma Gerb Schwingungsisolierungen GmbH, welches einen Anstieg der Strukturdämpfung für die ersten beiden Eigenformen von

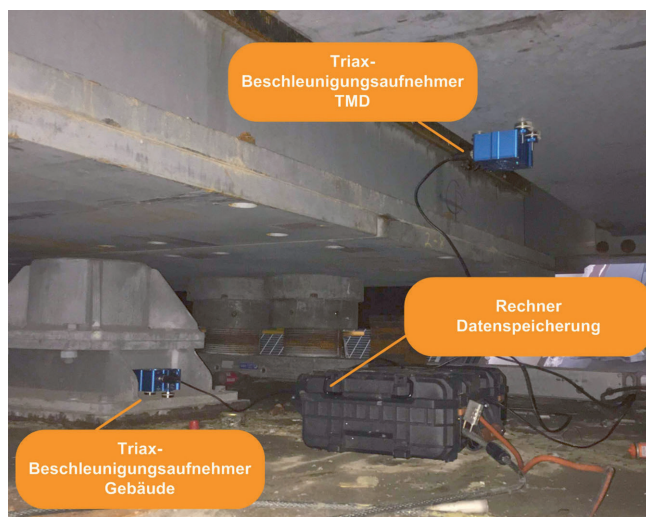


**Bild 3.** Links: Erforderliches Massenverhältnis für den Schwingungstilger zum Erreichen der geforderten Strukturdämpfung – FE-Ersatzmodell mit diskretisiertem Schwingungstilger Abb.: Fa. GERB





**Bild 4.** Als Doppelpendel mit Zwischenrahmen ausgeführtes Schwingungstilger-System – links: Modelldarstellung im Bestand – rechts: realisiertes System  
Abb.: Fa. GERB



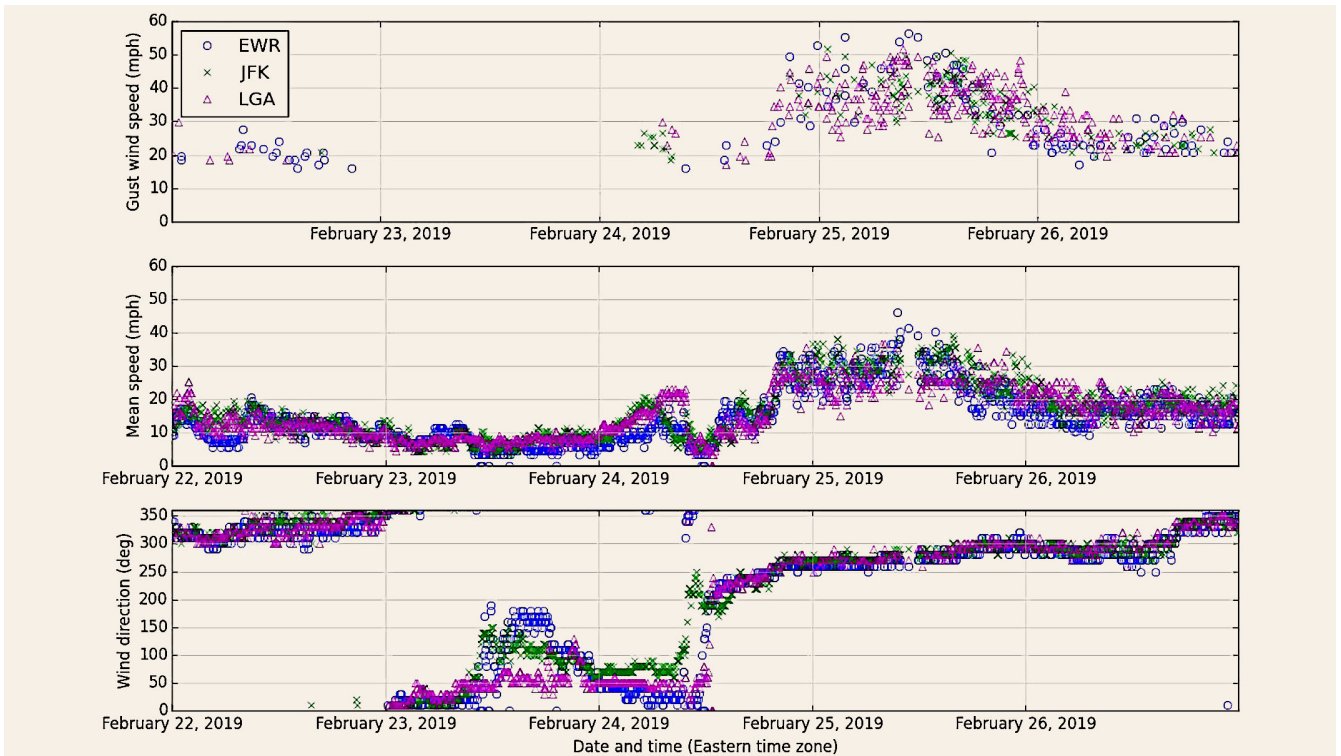
**Bild 5.** Anordnung der Messaufnehmer SENSr CX1 Abb.: Fa. GERB

$D > 6\%$  erzielen soll. Die erforderliche Schwingmasse kann gemäß dem in **Bild 3** gezeigten Diagramm mit 420 t (Massenverhältnis 4,5%) abgeschätzt werden, wurde jedoch durch detaillierte FE-Modellierungen verifiziert (Bild 3, rechts). Da der Bauraum der obersten Stockwerke – also dort wo ein Tilgersystem für die fundamentalen Eigenschwingungen am wirkungsvollsten eingesetzt werden kann – sehr wertvoll ist, bestanden Einschränkungen bezüglich der möglichen Abmessungen. Eine Ausführung des Schwingungstilgers als klassisches Einfachpendel hätte einer effektiven Pendellänge von mindestens 13 m bedurft. Da dieser Bauraum nicht zur Verfügung stand, wurde der Schwingungstilger als Doppelpendel mit Zwischenrahmen konzipiert (**Bild 4**). Diese Lösung hatte den Vorteil, dass der für das Pendel erforderliche Zwischenrahmen für die erforderliche bi-direktionale Abstimmung genutzt werden konnte. Das Tilger-System ist für einen Bereich von  $-5/+15\%$  der nominellen Eigenfrequenzen einstellbar um die Unsicherheiten bei der theoretischen Bestimmung der Eigenfrequenzen abdecken zu können. Tatsächlich zeigte sich

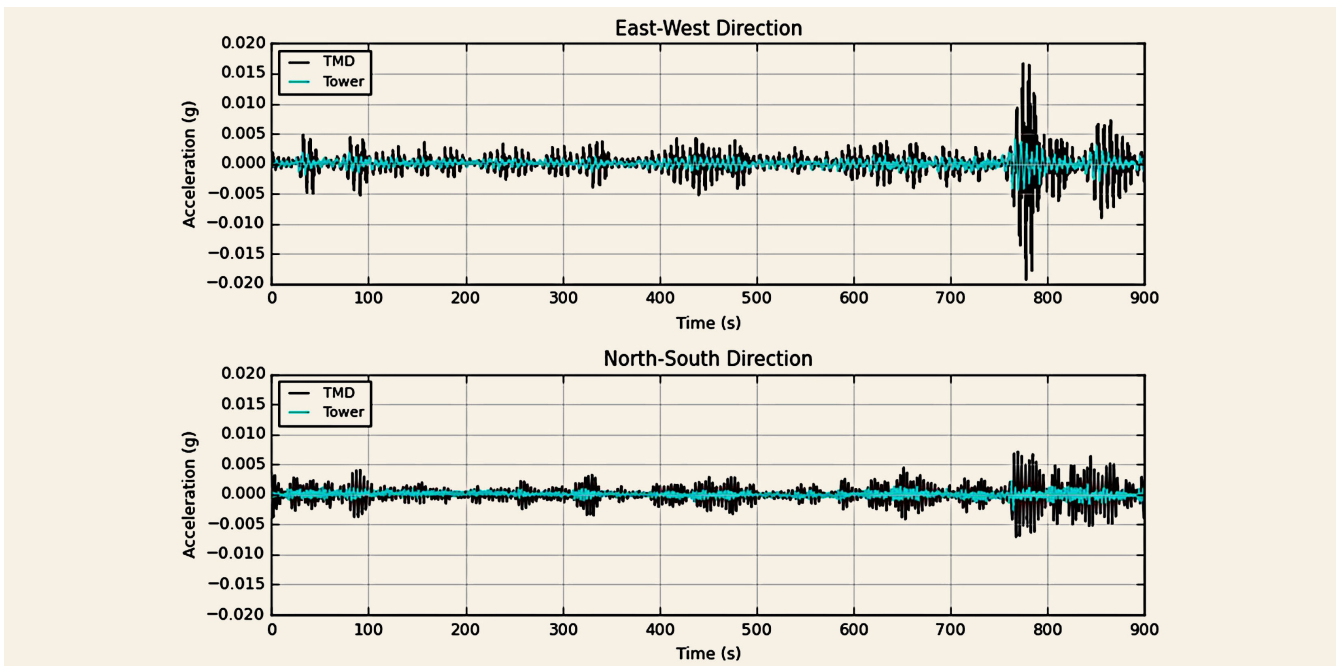
bei der Messkampagne sowie bei den Baufortschritt begleitenden Messungen, dass die Eigenfrequenzen letztendlich höher als prognostiziert waren (0,171 Hz und 0,285 Hz). Die Dämpfung des Tilgersystems wurde durch den Einsatz von VISCO-Dämpfern realisiert, mit denen ein interner Dämpfungsgrad von  $D = 8,5\%$  erreicht wird.

### Beschreibung der Messkampagne (Motivation, Equipment, Messpunkte)

Ziel der Messkampagne war es, das Gebäudeverhalten sowie die Interaktion zwischen Gebäude und aktiviertem Schwingungstilger-System bei Starkwindereignissen zu erfassen. Daher wurden das Gebäude sowie die Schwingmasse des Tilger-Systems für den Zeitraum eines prognostizierten Sturm-Tiefs (Hurrikan-Ausläufer – 22. Februar 2019 – 26. Februar 2019) mit triaxialen Beschleunigungsaufnehmern mit integrierter Datenerfassung (SENSr CX-1 – **Bild 5**) bestückt. Die Ausrichtung der horizontalen Achsen erfolgte in Nord-Süd-sowie Ost-West-Richtung. Die Aufzeichnung der Beschleunigungen erfolgte mit einer Abtastrate von 20 Hz. Außerdem wurde ein 2 Hz Tiefpassfilter sowie ein Anti-Aliasing-Filter verwendet, um den Störeinfluss höherfrequenter Schwingungen im Gebäude möglichst gering zu halten. Die Messdaten wurden jeweils in Blöcken mit einer Dauer von 15 Minuten gespeichert und ausgewertet. Durch die Aufzeichnung der Schwingungen auf gleicher Höhenlage an Gebäude und Schwingungstilger ist die Ermittlung einer Übertragungsfunktion möglich, bei der die Relativbewegungen der Tilgermasse bestimmt und ausgewertet werden können. Anhand dieser Übertragungsfunktion lassen sich die Einstellfrequenz und Dämpfung des Tilger-Systems ermitteln. Weiterhin können die am Gebäude aufgezeichneten Beschleunigungswerte zur Bestimmung der Strukturdämpfung des Gesamtsystems verwendet werden. Hierbei ist die Strukturdämpfung ein zur Einschätzung der Tilgerwirksamkeit relevanter Parameter. Zusätzlich zur Dämpfungsermittlung wurde der Tilger während des Starkwindereignisses jedoch blockiert um die dynamische Gebäudeantwort mit blockierter und aktivierter Schwingungskontrolle vergleichen zu können.



**Bild 6.** Aufzeichnung der Spitzenwindgeschwindigkeiten, Windrichtungen und mittleren Windgeschwindigkeiten an den Flughäfen JFK, Newark (EWR) und La Guardia (LGA) für den Zeitraum der Messkampagne *Abb.: Fa. GERB*



**Bild 7.** Zeitverläufe der an Gebäude und Tilgermasse aufgezeichneten Beschleunigungen / oben: in Ost-West Richtung – unten: in Nord-Süd Richtung (exemplarisch) *Abb.: Fa. GERB*

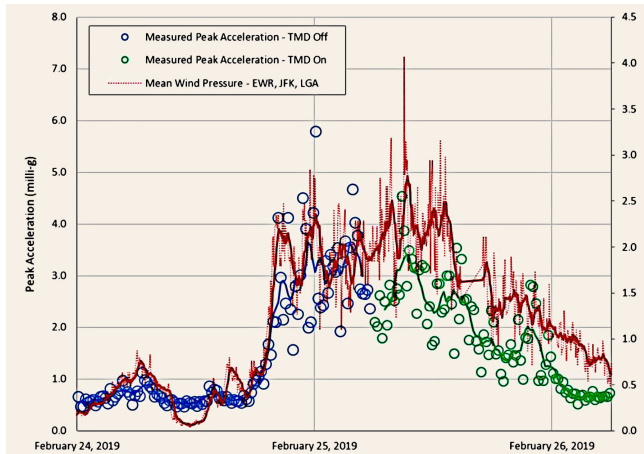
### Ergebnisse (Korrelation Windereignisse, Dynamisches Verhalten des Gebäudes)

Wie bereits erwähnt, wurde die Messkampagne in einem Zeitraum durchgeführt, für den ein Starkwindereignis prognostiziert war. Dieser Sturm fand am 25. Februar mit Spitzen-Windgeschwindigkeiten von bis zu 95 km/h seinen Höhepunkt. Die mitt-

leren Windgeschwindigkeiten betragen dabei 50 km/h bis 65 km/h. **Bild 6** zeigt die an den New Yorker Flughäfen aufgezeichneten Windgeschwindigkeiten für den Zeitraum der Monitoring-Kampagne. Zur Auswertung wurden jeweils die gemessenen Beschleunigungen in Nord-Süd Richtung sowie Ost-West Richtung kombiniert, um die maximalen Beschleunigungswerte für jeden 15-minütigen Zeitblock zu bestimmen (Zeitverläufe



exemplarisch gezeigt in Bild 7). Bild 8 zeigt diese Werte bei blockiertem und aktiviertem Tilgersystem in Korrelation mit dem sich aus den Winddaten ergebenden Durchschnitts-Staudruck. Letzterer wurde jeweils aus den 10-minütigen Mittelwerten der auf umgebenden Flughäfen gemessenen Windgeschwindigkeiten ermittelt. Obwohl die Korrelation in den Maximalwerten kleine-

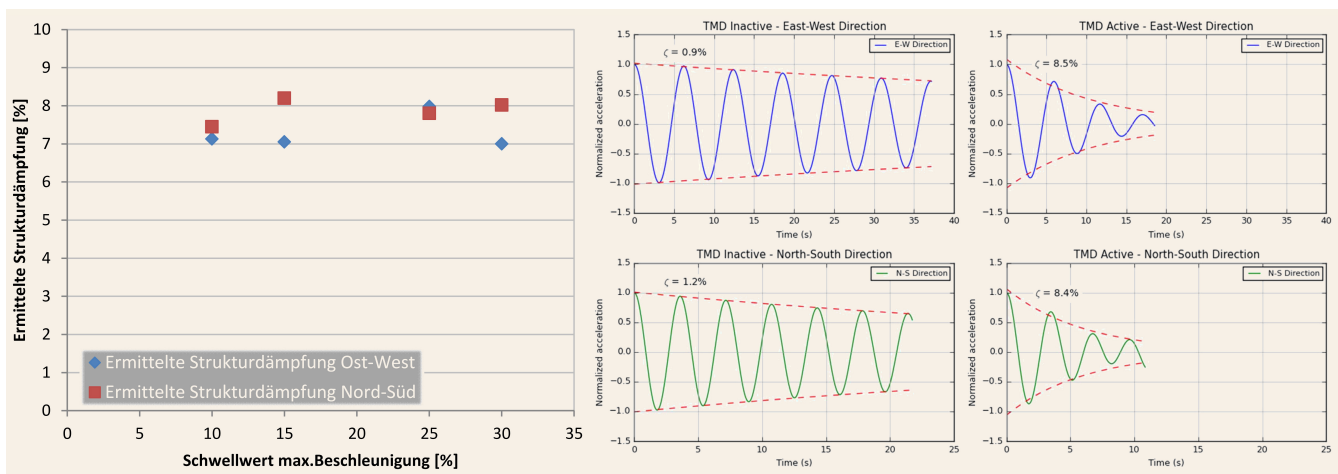


**Bild 8.** Spitzenwerte sowie gleitende Effektivwerte der gemessenen Beschleunigungen (Kombination der Hauptrichtungen – 15 Min Fenster) sowie gemittelte Staudruckwerte für den Zeitraum der Messkampagne Abb.: Fa. GERB

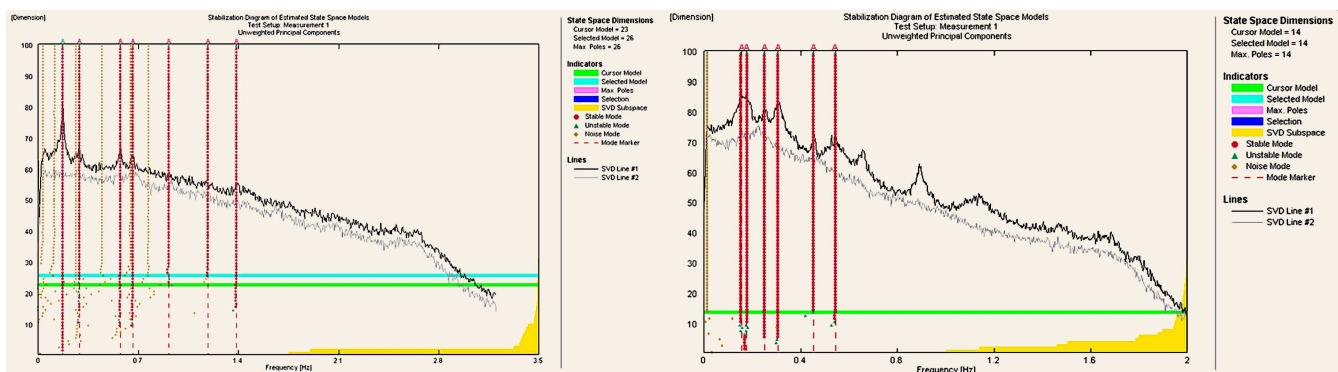
re, durch die Entfernung zu den Flughäfen bedingte, Zeitabweichungen aufzeigt, bietet das gezeigte Diagramm einen qualitativen Nachweis dafür, dass die Gebäudebeschleunigungen durch das Tilger-System reduziert werden können.

Für die quantitative Bewertung der Tilgerwirksamkeit wurde die Strukturdämpfung des Gesamtsystems mit blockiertem und aktiviertem Tilger-System ermittelt. Hierbei wurden zwei in der Systemidentifikation übliche Verfahren angewendet – die Random Decrement Methode (RDM – siehe [2], [3]) sowie eine Operational Modal Analysis (OMA – siehe [4], [5]).

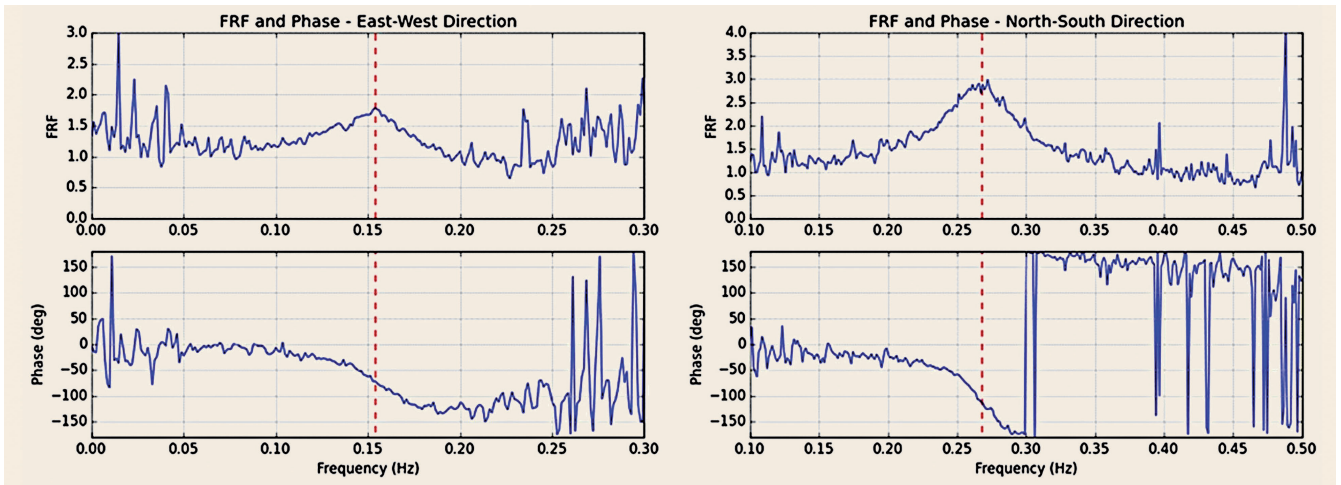
Bei der RDM nutzt man aus, dass die Schwingungsantwort eines Gebäudes bei ambanter – also der Annahme nach – stochastischer Anregung eine deterministische Komponente enthält, die dem freien Ausschwingverhalten der Struktur entspricht. Schwingbewegungen einer zufällig erzwungenen Schwingung können durch eine geeignete Mittelung von aus dem gemessenen Zeitverlauf entnommenen Zeitblöcken einer bestimmten Länge eliminiert werden. Die Auswahl der für die Mittelung verwendeten Zeitblöcke erfolgt dabei mittels eines ebenfalls festzulegenden Schwellenwerts. Der Beginn des zu mittellenden Zeitblocks wird durch Überschreitung dieses Grenzwerts definiert. Bei der Mittelung der so gewählten Zeitblöcke werden die Anteile aus erzwungenen Schwingungen herausgemittelt. Die Anteile der Strukturantwort für den Bereich der größten Schwinggeschwindigkeit werden durch die Mittelung ebenfalls eliminiert, sodass sich eine charakteristische Signatur ergibt, welche das Ausschwingverhal-



**Bild 9.** Links: per RD-Methode ermittelte Dämpfung Strukturdämpfung in Abhängigkeit vom gewählten Schwellwert – Rechts: Mit aktiven und blockierten Tilger-System ermittelte Random Dekrement Signaturen (exemplarisch) Abb.: Fa. GERB



**Bild 10.** Auswertung der aufgezeichneten Beschleunigungs-Zeitverläufe des Gebäudes mit der OMA (Operational Modal Analysis) – Stabilitätskarten mit blockiertem Tilger-System (links) und aktiviertem System (rechts) zeigen die ermittelten Schwingungs-Modi Abb.: Fa. GERB



**Bild 11.** Gemessene FRF-Funktionen – Relativbeschleunigungen des Tilger-Systems zur Ermittlung der Abstimmfrequenzen und der internen Dämpfung  
Abb.: Fa. GERB

ten der Struktur charakterisiert. Aus der resultierenden Signatur lässt sich die Dämpfung auf herkömmliche Weise über das logarithmische Dekrement ermitteln. Die Qualität der Signatur ist dabei von der Auswahl der Blocklänge und des Schwellwertes abhängig. Dementsprechend wurden die Dämpfungswerte in Abhängigkeit des Schwellwertes ermittelt (**Bild 9**). Die ermittelten Ergebnisse weisen eine hohe Konstanz auf und zeigen, dass die Strukturdämpfung durch Applikation des Tilgersystems auf Werte oberhalb des Zielwertes erhöht werden konnte.

Die Ergebnisse der OMA-Analyse (**Bild 10**), bei der das Programm ARTEMIS verwendet wurde, weisen weniger eindeutige Ergebnisse auf. Während sich die fundamentalen Eigenfrequenzen und Dämpfungsgrade bei blockiertem Tilger sehr gut ermitteln lassen und die ermittelten Dämpfungswerte ( $D = 0,9\%$  bzw.  $1,2\%$ ) mit den mittels der RDM bestimmten Werte korrelieren, können die Schwingungsformen bei aktiviertem Tilger-System nur bedingt identifiziert werden. Dies liegt zum einen an der hohen Strukturdämpfung und den ausbleibenden ausgeprägten Peaks in den SVD Plots. Zum anderen bewirkt die Interaktion zwischen Gebäude und Schwingungstilger eine Aufspaltung der Peaks, was die automatisierte Identifikation der Schwingungsformen ebenfalls erschwert und zu Ergebnissen mit hohen Abweichungen untereinander führt.

Zur Verifikation der Abstimmparameter des Tilger-Systems wurden die Übertragungsfunktionen zwischen den Beschleunigungen der Tilgermasse und denen des Gebäudes gebildet. Diese entsprechen der Vergrößerungsfunktion eines Ein-Massenschwingers, aus denen die Abstimmfrequenz und die interne Dämpfung in beide Arbeitsrichtungen bestimmt werden können (**Bild 11**).

## Fazit

Während einer Monitoring-Kampagne am 320 m hohen MoMA Tower in New York City/USA wurden die Beschleunigungen dieses schlanken Turms an dessen Spitze sowie die Beschleunigungen der effektiven Schwingmasse eines applizierten Tilger-Systems (420 t) über einen Zeitraum von einer Woche kontinu-

ierlich aufgezeichnet. Primäres Ziel der Kampagne war es, die Strukturdämpfung des Bauwerkes mit aktiviertem Tilger-System zu bestimmen und sicherzustellen, dass die durch die Nutzung des Turms vorgegebenen strikten Komfortkriterien eingehalten werden. Mit Methoden der System-Identifikation (RDM, OMA) konnte ein Anstieg der Strukturdämpfung auf Werte von  $D = 8\%$  bestätigt werden. Während des Messzeitraums trat ein Starkwindereignis auf. Mit der spezifischen Vorgehensweise war eine Korrelation der aufgezeichneten Windgeschwindigkeiten mit der dynamischen Bauwerksantwort bei aktiviertem und blockiertem Tilger-System möglich. Damit konnte ebenfalls die qualitative Verbesserung des Schwingungsverhalten bei aktiviertem TMD gezeigt werden.

## Literatur

- [1] Meinhardt, C.; Strobel, K.: Commissioning Report, TMD System 53W53 Tower – Gerb Vibration Control Systems, 2019.
- [2] Wenzel, H.: Ambient Vibration Tests on Highrise Buildings; Trends in Tall Buildings, TU Darmstadt, 2001.
- [3] Meinhardt, C.: Ambient Schwingungsmessungen an Hochhäusern zur Bestimmung der Wirksamkeit von Schwingungstilgern. VDI Tagung Baudynamik, 2009.
- [4] Van Overschee, P.; De Moor, B.: Subspace Identification for Linear Systems. Kluwer Academic Publisher, Boston, 1996.
- [5] Marwitz, S.; Zabel, V.; Könke, C.: Modalanalyse von Monitoringdaten eines Sendeturms. In: Bautechnik 95 (2018), Heft 4, S. 288–295.
- [6] Oliveira, G.: 53W53 MoMA Tower – Reinforced Concrete Diagrid High-Rise: Where Art Meets Engineering, WSP, CTBUH Conference Proceedings, 2017.



**Dr.-Ing. Christian Meinhardt**

GERB Schwingungsisolierungen GmbH & Co. KG  
Roedernallee 174-176, 13407 Berlin  
Christian.Meinhardt@GERB.de

Abb.: Meinhardt

## Preisträger der DGEB-Förderpreise 2018

Im Rahmen der D-A-CH-Tagung Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik 2019 in Innsbruck wurden die Preisträger des DGEB-Förderpreises 2018 geehrt. Aufgrund der sehr hohen Qualität der nominierten Arbeiten hat sich der Vorstand der DGEB dazu entschlossen, die ausgeschriebenen Preise an die Autoren von zwei Dissertationen und drei Masterarbeiten zu vergeben. Die Förderpreise wurden verliehen an:

- Dr.-Ing Max Vollmering für seine Dissertation mit dem Titel „Damage localization of mechanical structures by subspace identification and Krein space-based H estimation“,
- Dr.-Ing. Mai Häßler für ihre Dissertation mit dem Titel „Identification of the state of stress in iron and steel truss structures by vibration-based experimental investigations“,

- Philipp Alder, M.Sc. für seine Masterarbeit mit dem Titel „Implementierung eines Added-Mass-Verfahrens für flexibel gelagerte, flüssigkeitsgefüllte Tanks“,
- Carolin Sophie Wendelborn, M.Sc. für ihre Masterarbeit mit dem Titel „Semi-active structural control of a benchmark building using a neuro-fuzzi system with learning capabilities“ sowie
- Till Heiland, M.Sc. für seine Masterarbeit mit dem Titel „Untersuchungen zur Erschütterungsemission von Windenergieanlagen“.

Da die Arbeiten nicht nur von sehr hoher Qualität sind sondern die Themen auch für einen breiteren Kreis von Interesse sein sollten, werden Kurzfassungen der Arbeiten auf den nachfolgenden Seiten vorgestellt.

---

# Schädigungserkennung in mechanischen Strukturen mithilfe der Stochastic Subspace Identification und der Kreinraum-basierten $H_{\infty}$ Schätztheorie

M. Vollmering, A. Lenzen

**ZUSAMMENFASSUNG** Die Deutsche Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik e. V. (DGEB) hat die Dissertation von Dr.-Ing. Max Vollmering mit dem DGEB-Förderpreis – Promotion 2018 ausgezeichnet. In der Dissertation wird eine neue Methode der Schadenslokalisierung theoretisch hergeleitet und im Labor experimentell verifiziert: Sie trägt den Namen State Projection Estimation Error (SP2E) und basiert auf der Subspace Identifikation mechanischer Strukturen, der Kreinraum basierten  $H_{\infty}$  Schätztheorie und schiefen Projektionen. In der wissenschaftlichen Arbeit werden verschiedene Theorien diskutiert und mittels Laborversuchen verifiziert.

## 1 Motivation der wissenschaftlichen Arbeit

Der Lebenszyklus technischer Strukturen (Infrastrukturbauwerke, Wohn- und Geschäftsgebäude, technische Anlagen etc.) umfasst die Phasen Entwurf, Konstruktion, Betrieb und Rückbau. Gemessen an den Gesamtkosten ist dabei die Betriebsphase der kostenintensivste Teil. In dieser können durch Beobachtungen und Messungen an den technischen Konstruktionen neue Informationen während der Nutzung erfasst werden, die eine zukunftsorientierte, Ressourcen und Kapital schonende, planbare Nutzung, Wartung und Unterhaltung unterstützen. Eine zentrale

Anwendung der Zustandsidentifikation während der Nutzungsphase ist die Schadensfrüherkennung. Mit dieser lassen sich Havariefälle verhindern, wodurch Personenschäden und große finanzielle Schäden abgewendet werden. Wichtige industrielle Beispiele sind unter anderem, die Überwachung schwer erreichbarer Konstruktionselemente von Offshore Windenergieanlagen und Brücken.

Eine Methode zur Zustandsidentifikation mechanischer Strukturen im Betrieb ist das sogenannte Model-Updating, bei dem ein Finite Element Modell (FEM) an neue Messdaten angepasst wird. Die FEM-Methode eignet sich in der Betriebsphase aufgrund der üblicherweise hohen Modellkomplexität und Parametervielfalt nicht, um die erforderliche eindeutige, widerspruchsfreie und ggf. echtzeitfähige Modellanpassung an die neu gemessenen Informationen über den technischen Zustand einzuarbeiten. Daher wird hier kein analytisch-mechanisches Modell (z. B. parametrisiert mit Steifigkeit, Masse und Dämpfung) verwendet.

Dagegen ist die Stochastic Subspace Identification (SSI) zur automatisierbaren, fehlertoleranten Parameterschätzung sehr vorteilhaft in der Betriebsphase mechanischer Strukturen. Diese Methodik basiert nur auf (unscharfen) Beobachtungen der Struktur (z. B. Beschleunigungsmessungen). Darauf aufbauend werden allgemeine Zustandsraumssysteme parametrisiert, welche Zustandsinformationen der Struktur repräsentieren.



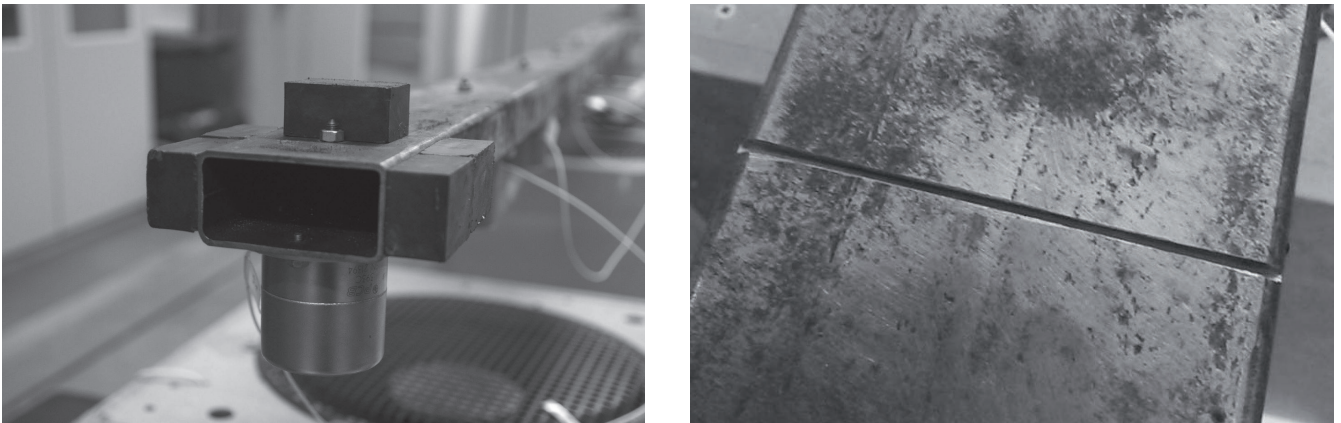


Bild 1. Links: Masseerhöhung 1 kg an der Laborstruktur, Rechts: Steifigkeitsverringering (2,5 mm Sägeschnitt, Materialdicke 2,9 mm)

Messdaten werden klassisch infolge deterministischer Versuchslasten (z. B. Impuls, Sweep) aufgezeichnet. Da diese aufwendig und kostenintensiv sind, werden hier ambiante Erregungen (z. B. Wind, Verkehr, Wellen) genutzt. Diese sind in der Regel nicht messbar, wodurch die Identifikation erschwert wird. Hier ist die  $H-\infty$  Schätztheorie sehr vorteilhaft, da diese Unsicherheiten der Erregung berücksichtigt. Aufgrund dessen wird die methodische Weiterentwicklung zur Schadenslokalisierung auf Basis von SSI und der  $H-\infty$  Schätztheorie in der Dissertation erforscht.

## 2 Stand der Wissenschaft und Technik

Die SSI Methode basiert lediglich auf Strukturantwortmessdaten. Daher wird diese auch als Output-Only Identifikation bezeichnet und wird vielfach zur Bestimmung modaler Daten eingesetzt. Dies ist zur Schadenslokalisierung mitunter begrenzt einsetzbar, daher werden stattdessen Zustandsraumssysteme identifiziert, welche die Messungen an der mechanischen Struktur im Referenz- und Untersuchungszustand repräsentieren.

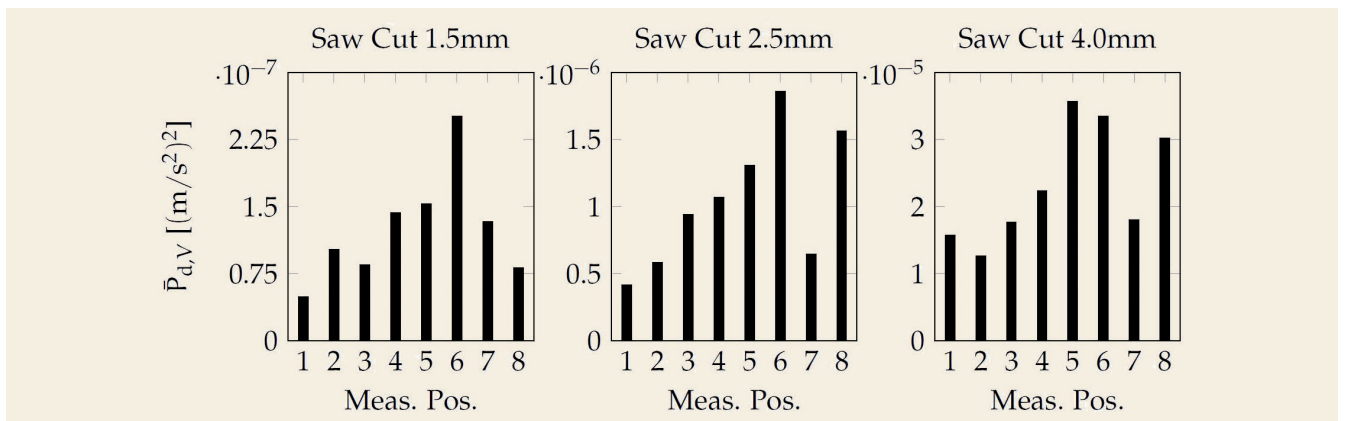


Bild 2. Ergebnis Schadenslokalisierung Steifigkeitsverringering (Referenzwert  $(10^{-9} (\frac{m}{s^2})^2)$ )

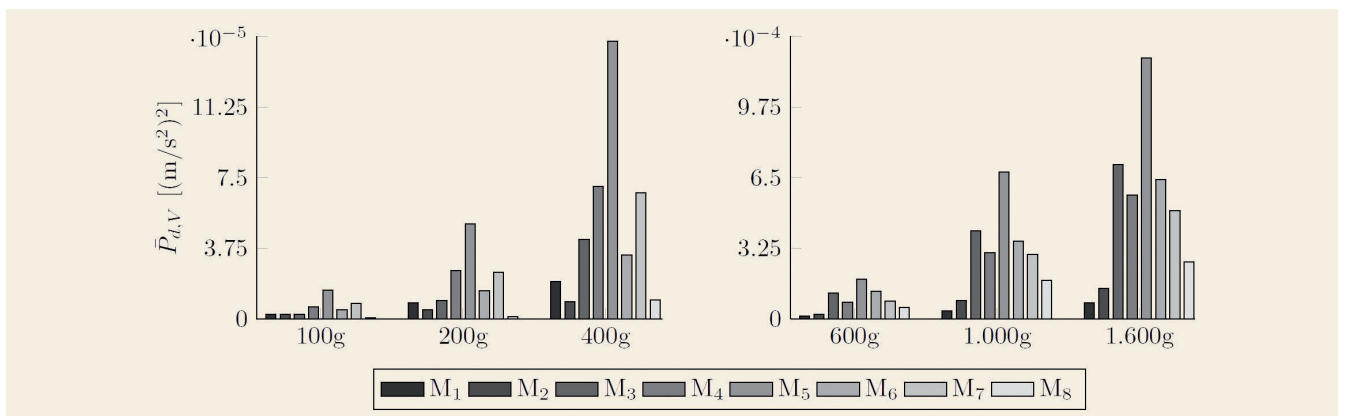


Bild 3. Sensitivitätsstudie Masseerhöhung in Kragarmmitte ( $M_g$ , Referenzwert  $(10^{-9} (\frac{m}{s^2})^2)$ ) Alle Abb.: Vollmering



Die nach der SSI Methode identifizierten Zustandsraumsysteme können nicht direkt verglichen werden (z. B. als Differenz). Deswegen wird ein Prozessbasierter Ansatz zur Lokalisation struktureller Veränderungen gewählt. Dazu kann aufbauend auf der SSI ein Zustandsraumsystem für den Referenz- und den potentiell geschädigten Zustand bestimmt werden, welches der sogenannten Innovationsform eines Kalman-Filters folgt. Dieses bekannte Verfahren hat ein zentrales Problem: Zur Berechnung muss eine algebraische Riccati-Gleichung angewendet werden, welche numerisch unlösbar sein kann, wenn reale Messdaten verwendet werden.

Weiterhin ist die Strukturerrregung unbekannt, wodurch die genannte Riccati-Gleichung im Rahmen der Kalman-Filterung nicht vereinfacht werden kann. Daher ist es von großem Nutzen, die  $H-\infty$  Schätztheorie anzuwenden, da hierdurch unbekannte Strukturerrregungen vorausgesetzt werden können. Eine numerische Lösung kann so gefunden werden. Während die  $H-\infty$  Theorie in der Regelungstechnik weitverbreitet ist, ist sie zur System- und Schadenslokalisierung weitestgehend unbekannt.

Daher wird die  $H-\infty$  Schätztheorie aufbauend auf der SSI Methode angewendet, um Zustandsraumsysteme für den Referenz- und den potenziell geschädigten Zustand zu bestimmen. Diese Systeme werden dann genutzt, um einen Differenzprozess neu einzuführen, welcher sensitiv gegenüber Strukturveränderungen ist. Zur Auswertung wird der Differenzprozess vorteilhaft mit der mittleren Leistung ausgewertet, welche numerisch günstig mit einer Lypunov-Gleichung bestimmt werden kann. Bei der Bildung des Differenzprozesses ist eine Normalisierung und Synchronisierung erforderlich. Eine Lösung dafür wird in der Arbeit aufgezeigt.

Zur Rauschunterdrückung wird der Differenzprozess dann theoretisch weiterentwickelt, indem schiefe Projektionen von Zuständen eines definierten Strukturfehlersystems eingeführt werden. Dies führt zur Entwicklung der neu entwickelten Methodik State Projection Estimation Error (SP2E), welche lediglich auf Strukturantwortmessdaten eines mechanischen Systems infolge ambienter Erregung basiert und kein analytisch-mechanisches Modell (z. B. FE-Modell) benötigt.

### 3 Erzielte Ergebnisse

Zur Verifikation wurde die Methodik SP2E in Laborversuchen erfolgreich angewendet. Als Laborstruktur wurde ein 2,45 m langer Stahlhohlprofil-Kragarm genutzt, welcher mit acht uniaxialen Beschleunigungssensoren infolge ambienter Erregung gemessen wurde. Die Masse und Steifigkeit der Laborstruktur wurde an ausgewählten Konstruktionsstellen verändert (**Bild 1**). Diese Strukturzustände wurden mit oben genannter Identifikationsmethodik als Zustandsraumsystem parametrisiert und zur Lokalisation struktureller Veränderungen angewendet. Zunächst wurde die numerische Genauigkeit bestimmt, indem zwei identifizierte Systeme des Referenzzustandes mit SP2E verglichen wur-

den, wodurch sich erwartungsgemäß ein Ergebnis nahe Null (keine Veränderung) einstellt. Ein Überschreiten dieses Referenzwertes zeigt eine Strukturveränderung an. Im Weiteren konnte dargelegt werden, dass in den Laborversuchen eine lokale Masseerhöhung an Messpositionen um circa 0,5 % des strukturellen Gesamtgewichtes lokalisiert werden kann. Es wurden Masseveränderungen und Steifigkeitsreduktionen (Sägeschnitte) zwischen Messpositionen erfolgreich lokalisiert (**Bild 2** und **Bild 3**).

Abschließend wurden umfassende experimentelle Sensitivitätsstudien durchgeführt, in denen die strukturellen Veränderungen an der Laborstruktur sukzessiv erhöht und die jeweiligen Messungen wiederholt wurden. So wurde in über 100 Laborversuchen die Anwendbarkeit von SP2E zur Lokalisation struktureller Veränderungen untersucht. Es zeigte sich, dass die Ergebnisse wiederholbar und plausibel sind, das heißt, eine Vergrößerung der strukturellen Veränderung führt zu einer Erhöhung des definierten Indikators an der korrekten Position. Damit ist die entwickelte Methodik SP2E umfassend experimentell überprüft.

---

#### L i t e r a t u r

- [1] Vollmering, M.: Damage Localization of Mechanical Structures by Subspace Identification and Krein Space Based H-infinity Estimation. Weimar, Bauhaus Universität, Fakultät Bauingenieurwesen, Dissertation, 2018.
- [2] Vollmering, M.; Lenzen, A.: Theory and numerical application of damage localization method state projection estimation error (SP2E). Structural Control and Health Monitoring, 2018.
- [3] Lenzen, A.; Vollmering, M.: On experimental damage localization by SP2E: Application of H-infinity estimation and oblique projections. In: Mechanical Systems and Signal Processing, Vol. 104 (2018), pp. 648–662.
- [4] Vollmering, M.; Lenzen, A.: Application of H-infinity estimation and oblique projections for experimental damage identification by SP2E. International Conference on Noise and Vibration Engineering (ISMA), 2018.
- [5] Lenzen, A.; Vollmering, M.: Experimentelle Schadenslokalisierung auf Basis der H-unendlich Schätztheorie und State Projection Estimation Error. 6. VDI Fachtagung Baudynamik 2018. In: VDI-Berichte 2321 (2018), S. 159–168.
- [6] Lenzen, A.; Vollmering, M.: An output only damage identification method based on H-infinity theory and state projection estimation error (SP2E). In: Structural Control and Health Monitoring, Vol. 24(2017), Iss. 11.
- [7] Lenzen, A.; Vollmering, M.: Eine neue Methodik zur schwingungsbaasierten Schadensidentifikation. 5. VDI Fachtagung Baudynamik 2015. In: VDI Berichte 2244 (2015), S. 171–185.
- [8] Lenzen, A.; Vollmering, M.: A new technique for damage localisation using estimates in krein spaces. 6th International Operational Modal Analysis Conference (IOMAC), Proceedings. 2015, S. 239–248.

---

Dr. - Ing. Max Vollmering

Prof. Dr. - Ing. Armin Lenzen

Leipzig University of Applied Sciences  
Karl-Liebknecht-Straße 132, 04277 Leipzig

# Spannungsidentifikationsverfahren für fachwerkartige Eisen- und Stahlkonstruktionen mithilfe von Schwingungsmessungen

M. Häßler



Bild 1. Historische Wiegmann-Polonceau Eisenfachwerkträger in Potsdam [2]

## 1 Einleitung

Neben dem Neubau stellen Bewertung, Ertüchtigung und Erhalt bestehender Bauten ein immer wichtigeres Aufgabenfeld des Bauingenieurwesens dar. Eine Zustands- und Tragfähigkeitsbewertung bestehender Konstruktionen ist insbesondere dann erforderlich, wenn aufgrund von Nutzungsänderungen beziehungsweise Umbaumaßnahmen höhere Lasten auf das Tragwerk aufgebracht werden sollen oder sich Schäden an der Konstruktion beziehungsweise dem Material zeigen. Die Beurteilung der Tragfähigkeit von Stabtragwerken aus Eisen- und Stahl ist wesentlich von den vorhandenen Stabnormalkräften und den daraus resultierenden Spannungen abhängig. Der tatsächliche Kraft- und Spannungszustand in den oft sehr filigranen Bestands-Stabtragwerken lässt sich allerdings rechnerisch oftmals nur ungenau identifizieren. Diverse Parameter wie zum Beispiel die Rotationssteifigkeit der Knoten, die Beweglichkeit der Lagerungen, die Montagefolgen und Einbautemperaturen, eingebrachte Vorspannungen oder spätere Veränderungen beeinflussen maßgeblich den tatsächlichen Lastabtrag. In rein rechnerisch basierten Struktur- und Lastmodellen lassen sich diese Einflussgrößen in der Regel kaum angemessen berücksichtigen. Im Rahmen der Dissertation [1] wurde ein zerstörungsfreies Verfahren entwickelt, welches es erlaubt, den tatsächlichen Spannungszustand in schlanken Fachwerkkonstruktionen unter Verwendung schwingungsbasierter experimenteller Untersuchungen zu identifizieren. Die Arbeit entstand an der Brandenburgischen Technischen Universität Cottbus-Senftenberg in Kooperation mit der Bauhaus-Universität Weimar und der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM).

## 2 Stand der Forschung

Zur Identifikation des Spannungszustands von bestehenden Konstruktionen ist in der Regel ein zerstörungsfreies Verfahren erforderlich. Es existieren bereits verschiedene messgestützte Verfahren, mit denen sich der reale Beanspruchungszustand einzelner Bauteile zerstörungsfrei unter wechselnden Einwirkungen identifizieren lässt. Für die Spannungsidentifikation eines aus mehreren Bauteilen bestehenden Gesamttragwerks fehlte bisher eine Verfahrensweise. Inverse Berechnungen in Kombination mit Ergebnissen aus Modalanalysen [3], [4], [5], [6], [7] und [8] bieten zwar einen vielversprechenden Ansatz, jedoch war dies aufgrund der komplizierten Überlagerung von Einzelstab- und Systemschwingungen bisher nur begrenzt erfolgreich. Das von Baha und Greening [3] zur Identifikation der Normalkräfte im Gesamtsystem eines Fachwerks entwickelte Verfahren kombiniert die Finite-Elemente-Methode mit Modellkalibrierungsstrategien. Die Knotenpunkte werden dabei pauschal als ideal gelenkig oder biegesteif angenommen. Luong et al. [4] und [5] haben jedoch gezeigt, dass die Annahmen bezüglich der Rotationssteifigkeit in den Knotenpunkten erhebliche Auswirkungen auf das dynamische Verhalten einer fachwerkartigen Konstruktion haben. Um das dynamische Verhalten der Fachwerkkonstruktion korrekt abzubilden, sollte im numerischen Modell die Rotationssteifigkeit der Knotenverbindungen als unbekannter beziehungsweise zu kalibrierender Parameter aufgenommen werden. Ferner schlagen Li et al. [6], Rebecchi et al. [7] und Maes et al. [8] ein Einzelstabverfahren vor, welches die Stabkräfte in einer fachwerkartigen Konstruktion anhand eines analytisch basierten Algorithmus bestimmt. Die bisher vorhandenen Methoden reagieren jedoch vergleichsweise empfindlich gegenüber variierenden Startwerten für die Modellkalibrierung [3] oder Unsicherheiten bei den Eingangsparametern [6], [7] und [8]. Zudem erfordert das Einzel-

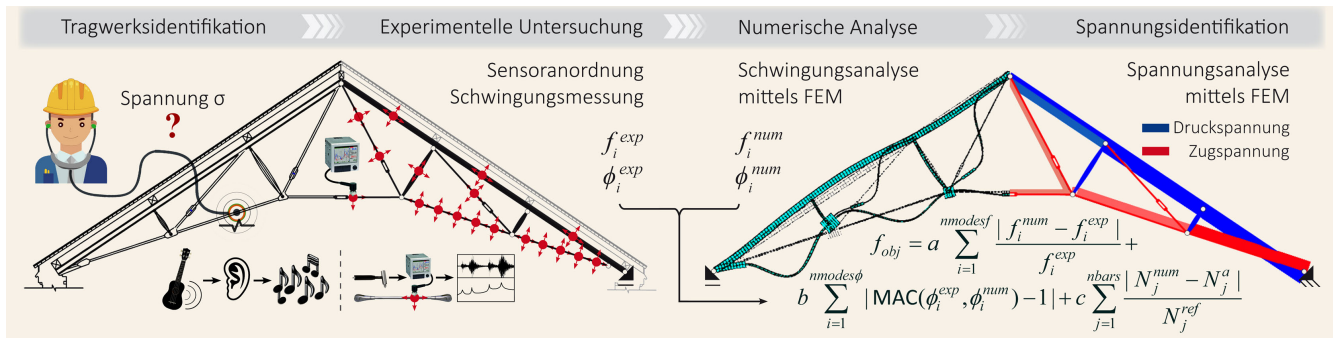


Bild 2. Prinzipdarstellung zum entwickelten Spannungsidentifikationsverfahren

stabverfahren eine umfangreiche Instrumentierung der Fachwerkstäbe [6], [7] und [8].

### 3 Entwickeltes schwingungsbasiertes Spannungsidentifikationsverfahren

Das entwickelte Verfahren betrachtet analog zu Bahra und Greening [3] das Fachwerk als Gesamtsystem, unterscheidet sich davon aber zum Beispiel durch die Modellkalibrierungsstrategie und die realitätsnähere Berücksichtigung der Rotationsfedersteifigkeiten in den Knoten. Zur Verbesserung der Einzelstabgenauigkeit wird auch die von Maes et al. [8] entwickelte Einzelstabmethode mit in das Verfahren integriert. Das in [1] entwickelte zweistufige Modellkalibrierungsverfahren [9] und [10] ermöglicht die Bestimmung der Stabkräfte des gesamten Fachwerkssystems sowie eine Abschätzung der Rotationssteifigkeiten der Knotenpunkte (Bild 1). Im ersten Modellkalibrierungsschritt werden als Validierungsgrundlage die anhand von in-situ Messungen ermittelten globalen Eigenfrequenzen und Eigenschwingformen der Fachwerkstruktur verwendet. Ergänzend werden die Stabnormalkräfte in ausgewählten Zuggliedern aus Einzelstabuntersuchungen herangezogen. Die Stabkräfte der Zugglieder lassen sich mithilfe eines analytisch basierten Algorithmus [8] berechnen. Auf Grundlage der Ergebnisse der schwingungsbasierten Messungen wird die Kalibrierung zwischen den numerisch berechneten und den experimentell ermittelten modalen Eigenschaften durchgeführt. Die auf die Konstruktion einwirkende äußere Belastung und die Rotationsfedersteifigkeiten der Knotenpunkte werden im numerischen Modell als Unbekannte angenommen. Die Bestimmung der unbekannt Parameter erfolgt mittels eines Optimierungsprozesses, bei dem die erforderliche Zielfunktion minimiert wird. Basierend auf den identifizierten Stabnormalkräften der ersten Modellkalibrierungsstufe kann in einem zweiten Schritt eine genauere Bestimmung der Rotationsfedersteifigkeit erfolgen. Bei der hierfür verwendeten Zielfunktion werden die modalen Parameter der globalen Eigenfrequenzen und Eigenschwingformen der fachwerkartigen Konstruktionen betrachtet.

### 4 Validierung und Ergebnisse

Das entwickelte Spannungsidentifikationsverfahren wurde sowohl anhand von numerischen Untersuchungen als auch durch Laborversuche erprobt und validiert. Bei den im Labor untersuchten Konstruktionen handelt es sich um drei verschiedene Tragsysteme [1]. Die Ergebnisse der getesteten Tragsysteme weisen unabhängig von der Höhe der Beanspruchung eine sehr gute

Übereinstimmung zwischen den im Versuch vorhandenen und den mithilfe des entwickelten Verfahrens identifizierten Stabnormalkräften auf. In Bezug auf die Rotationsfedersteifigkeit in den Knotenpunkten konnte ebenfalls mithilfe der numerischen Berechnung eine Abschätzung des Einspanngrades vorgenommen werden. Darüber hinaus wurden mit dem entwickelten Verfahren auch in-situ Messungen an einem historischen Fachwerkssystem durchgeführt (Bild 2). Anhand der daraus gewonnen Erkenntnisse wurde ein Leitfaden [1] für die praktische Umsetzung des Verfahrens für bestehende fachwerkartige Eisen- und Stahlkonstruktionen erarbeitet. Die Anwendung des entwickelten Verfahrens trägt zu einer präziseren Tragfähigkeitsbewertung von bestehenden Eisen- und Stahlfachwerkstrukturen bei. Gegenüber bereits vorhandenen messgestützten Verfahren ist die entwickelte Untersuchungsmethode deutlich robuster bezüglich der Wahl der Startwerte für die Kalibrierungsparameter und auch der streuenden Eingangsparameter. Ferner wird die Option eröffnet den tatsächlichen Spannungszustand in bestehenden filigranen Fachwerken, deren Strukturparameter nur teilweise bekannt sind, basierend auf Verfahren der Strukturmechanik zerstörungsfrei besser einschätzen zu können. Die realitätsnahe Bewertung schafft die Voraussetzungen für angemessene Instandsetzungs- und Ertüchtigungsstrategien. Dies ist ein wichtiger Impuls für das Bauen im Bestand und den behutsamen Umgang mit dem baulichen Kulturerbe. Denkbar ist ebenfalls der Einsatz des entwickelten Verfahrens für die Beurteilung der Tragfähigkeit von Konstruktionen, die unplanmäßig beansprucht oder verformt wurden, beispielsweise durch Erdbeneinwirkung. Um die Grenzen des Verfahrens besser einschätzen zu können sowie eine hohe Zuverlässigkeit in der Praxis zu gewährleisten, werden weiterführende in-situ Untersuchungen an Bestandskonstruktionen empfohlen.

#### DANKSAGUNG

Ein besonderer Dank richtet sich an meinen Doktorvater, Prof. Dr.-Ing. Werner Lorenz, der das Dissertationsthema initiiert sowie mich während der Bearbeitung intensiv gefördert hat. Weiterhin möchte ich mich bei Dr.-Ing. Volkmar Zabel für die ausführlichen wissenschaftlichen Diskussionen und die fachliche Hilfestellung sowie die Möglichkeit zur Durchführung von Laborversuchen an der Bauhaus-Universität Weimar herzlich bedanken. Für die Unterstützung bei den Schwingungsmessungen an einer historischen Fachwerkstruktur und die fachlichen Diskussionen wird Dipl.-Ing. Rolf Günter Rohrmann sowie Dipl.-Ing. Samir Said von der BAM gedankt.



**L i t e r a t u r**

[1] Luong, H. T. M.: Identification of the State of Stress in Iron and Steel Truss Structures by Vibration-based Experimental Investigations. Cottbus, . Brandenburgische Technische Universität Cottbus-Senftenberg, Dissertation, 2018.

[2] Luong, H. T. M.; Lorenz, W.; Rohrmann, R. G.; Zabel, V.; Said, S.: Finite Element Model Calibration of a Historic Wiegmann–Polonceau Truss Based on Experimental Modal Parameters. In: Conte J.; Astroza R.; Benzonì G.; Feltrin G.; Loh K., Moaveni B. (eds): Experimental Vibration Analysis for Civil Structures EVACES 2017. Lecture Notes in Civil Engineering 5. Springer, Cham, 2017, pp. 212–224.

[3] Bahra, A. S.; Greening, P. D.: Identifying multiple axial load patterns using measured vibration data. In: Journal of Sound and Vibration, Vol. 330, (2011) Iss. 15, pp. 3591–3605.

[4] Luong, H. T. M.; Zabel, V.; Lorenz, W.; Rohrmann, R. G.: Vibration-based Model Updating and Identification of Multiple Axial Forces in Truss Structures. In: Procedia Engineering, Vol. 188 (2017), pp. 385–392.

[5] Luong, H. T. M.; Zabel, V.; Lorenz, W.; Rohrmann, R. G.: Non-destructive Assessment of the Axial Stress State in Iron and Steel Truss Structures by Dynamic Measurements. In: Procedia Engineering, Vol. 199 (2017), pp. 3380–3385.

[6] Li, S.; Reynnders, E.; Maes, K.; De Roeck, G.: Vibration-based estimation of axial force for a beam member with uncertain boundary conditions. In: Journal of Sound and Vibration, Vo. 332 (2012), Iss. 4, pp. 795–806.

[7] Rebecchi, G.; Tullini, B.; Laudiero, F.: Estimate of the axial force in slender beams with unknown boundary conditions using one flexural mo-

de shape. In: Journal of Sound and Vibration, Vol. 332 (2013), Iss. 18, pp. 4122–4135.

[8] Maes, K.; Peeters, J.; Reynnders, E.; Lombaert, G.; De Roeck, G.: Identification of axial forces in beam members by local vibration measurements. In: Journal of Sound and Vibration, Vol. 332 (2013), Iss. 21, pp. 5417–5432.

[9] Häßler, M.: Experimentelle Bestimmung des Beanspruchungszustands in fachwerkartigen Eisen- und Stahltragwerken mit Hilfe von Schwingungsmessungen. In: Curbach, M; Opitz, H.; Scheerer, S.; Hampel, T. (Hrsg.): Schriftenreihe Konstruktiver Ingenieurbau Dresden Heft 48. 10. Symposium Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen. 11. März 2019. Technische Universität Dresden, 2019, S. 23–32.

[10] Häßler, M.; Zabel, V.; Lorenz, W.: Schwingungsbasiertes Spannungsidentifikationsverfahren für fachwerkartige Eisen- und Stahlkonstruktionen. In: Stahlbau 88 (2018), Heft 8, S. 726–733.

**D r . - I n g . M a i H ä ß l e r**

Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt)  
 Referat I 3 Metallbau, Verbundbau, Lager, Glasbau  
 Kolonnenstraße 30 B, 10829 Berlin  
 mhl@dibt.de

# Implementierung des Added-Mass-Verfahrens für flexibel gelagerte, flüssigkeitsgefüllte Tanks

P. Alder

**ZUSAMMENFASSUNG** Das Added-Mass-Verfahren [1] stellt eine vereinfachte und zielgerichtete Methode zur Berechnung der Fluid-Struktur-Interaktion (FSI) in einem flüssigkeitsgefüllten Tank unter dynamischer Belastung dar. Dabei wird die Flüssigkeit durch Zusatzmassen auf der trockenen Tankschale abgebildet. Gegenüber Modellen mit detaillierter Modellierung des Fluids bedeutet dies einen stark beschleunigten Berechnungsablauf. Wird zeitgleich die Boden-Bauwerk-Interaktion (BBI) berücksichtigt sind Wechselwirkungen zwischen beiden Interaktionsformen zu beobachten. Die Modellierung der trockenen Tankschale hat gegenüber vereinfachten Modellen mit Mehrmassenschwingern [2] den Vorteil, dass resultierende Flüssigkeitsdrücke und Spannungen in der Tankschale sowie Fundamentkräfte ausgelesen und ihr Verlauf über die Tankschale dreidimensional abgebildet wird. Das Zusammenspiel von Tankgeometrie und Bodenparametern hat dabei großen Einfluss auf das dynamische Tankverhalten.

## 1 Einleitung

Bei der Betrachtung von Tankbauwerken ist der Fall dynamischer Belastung durch Erdbeben unbedingt zu untersuchen, da das Versagen von Tanks weitreichende Konsequenzen haben

kann. Das Austreten brennbarer, explosiver und toxischer Substanzen ist unbedingt zu verhindern. Die Untersuchung seismischer Effekte in Tankbauwerken macht meist die Verwendung komplexer Modelle erforderlich [3]. Das Added-Mass-Verfahren stellt dagegen eine vereinfachte Alternative als Kompromiss aus Genauigkeit und Praxistauglichkeit dar.

## 2 Boden-Bauwerk- und Fluid-Struktur-Interaktion mit Added-Mass-Verfahren

Die Boden-Bauwerk-Interaktion (BBI) umfasst die Wechselwirkungen von Boden und Bauwerksstruktur. Insbesondere bei nachgiebig gelagerten Bauwerken ist eine starke gegenseitige Beeinflussung zu beobachten. Aus der Kippbewegung des Bauwerks resultieren Änderungen in den Horizontalkräften. Durch Trägheitskräfte werden Beschleunigungen aktiviert, die die Fundamentbewegung beeinflussen. Detaillierte Informationen zur BBI finden sich in den Arbeiten von Gazetas [4], Studer et al. [5] und Wolf [6]. Die verwendeten Böden werden über Ersatzfedern abgebildet.

Die Fluid-Struktur-Interaktion (FSI) fasst die Wechselwirkung der Tankstruktur und der darin gelagerten Flüssigkeit unter dynamischer Anregung zusammen. Dabei werden nach dem Ansatz von Amabili [1] drei Komponenten unterschieden. Die kon-



vektive Druckkomponente, die am fest eingespannten Tank betrachtet werden kann, beschreibt die Schwappbewegung der Flüssigkeit an der freien Oberfläche. Durch die Starrkörperverschiebung entstehen infolge horizontaler und vertikaler Anregung die impulsiv-starre Druckverteilung. Die gemeinsame Bewegung von Flüssigkeit und Tankstruktur wird in der impulsiv-flexiblen Komponente gebündelt. Für die mathematisch-physikalische Herleitung dieser Druckverteilungen wird auf die Arbeit von Habenberger [7] verwiesen.

### 3 Berechnungsroutine des Added-Mass-Verfahrens

Die programmtechnische Umsetzung des Added-Mass-Verfahrens erfolgt in der modular aufgebauten Routine SALT (Seismic Analysis of Liquid-Filled Tanks) in ANSYS und MAPLE, die am Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik (LBB) der RWTH Aachen entwickelt wurde. Die bestehende Routine wird durch die Ankopplung nachgiebiger und homogener Böden über Federelemente um den Einfluss der BBI erweitert. Die FSI wird dabei in mehreren iterativen Modulen untersucht. Die konvektive Druckkomponente wird an einem eingespannten und starren Tank bestimmt, da der Einfluss der BBI hier vernachlässigbar ist. Die impulsiven Druckkomponenten werden separat in zwei iterativen Berechnungsmodulen bestimmt. Die Bestimmung der impulsiv-starren Druckverteilung erfolgt an einem starren Tankmodell. Der impulsiv-flexiblen Druckverteilung liegt ein flexibles Tankmodell zugrunde. Es werden in Abhängigkeit der Tankgeometrie eine oder mehrere flexible Eigenformen bestimmt. Dabei werden in jedem Iterationsschritt die Druckverteilungen in Zusatzmassen umgerechnet und in Anlehnung an Habenberger [7] über den Tankmantel verteilt. Nach Konvergenz der Iterationen werden aus den endgültigen Verformungen Drücke zurückgerechnet, die zur Auswertung als äußere Lasten auf die trockene Tankschale aufgebracht werden.

Im Rahmen der Arbeit wurden verschiedene Überlagerungsformen der einzelnen Druckkomponenten (vergleiche hierzu [8] und [9]) sowie unterschiedliche Konvergenz- und Iterationskriterien getestet.

Es können folgende Ergebnisse aus der Arbeit abgeleitet werden: Der Einfluss der Tankwanddicken auf die resultierenden Mantelspannungen verläuft antiproportional zum Verhältnis aus Höhe zu Radius des Tanks. Bei schlanken Tankgeometrien sowie gedrunghenen Tanks mit einer großen Tankschalendicke verläuft der Gesamtflüssigkeitsdruck in einer stark ausbauchenden Form. Aus zunehmender Bodensteifigkeit resultieren ansteigende Axial- und Tangentialspannungen im Tankmantel. Das Antwortspektrum des Bodens hat ebenfalls einen erheblichen Einfluss auf die dynamischen Resultate. Die Verwendung eines konstant vorgegebenen Spektrums kann je nach Boden und Spektrum zu großen Unterschieden in den Druckgrößen führen.

Die Ergebnisse der Berechnungsroutine bieten so in der Praxis bereits in frühen Planungsphasen die Möglichkeit, eine erdbebensichere Bemessung der Tankstruktur mit geringem Modellierungs- und Berechnungsaufwand durchzuführen sowie die Eignung des gewählten Standortes zu überprüfen.

#### L i t e r a t u r

- [1] *Amabili, M.; Paidoussis, M. P.; Lakis, A. A.*: Vibrations of partially filled cylindrical tanks with ring-stiffeners and flexible bottom. *In: Journal of Sound and Vibration*, Vol. 213 (1998), Iss. 2, pp. 259-299.
- [2] *Housner, G. W.*: The dynamic behavior of water tanks. *In: Bulletin of the seismological society of America*, Vol. 53 (1963), Iss. 2, pp. 381-387.
- [3] *Rosin, J.*: Seismische Auslegung von Tankbauwerken. Aachen, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule, Dissertation, 2016.
- [4] *Gazetas, G.*: Analysis of machine foundation vibrations: state of the art. *In: International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 2 (1983), Iss. 1, pp. 2-42.
- [5] *Studer, J. A.; Laue, J.; Koller, M. G.*: Bodendynamik-Grundlagen, Kennziffer, Probleme und Lösungsansätze. Springer-Verlag, Heidelberg, 2007
- [6] *Wolf, J.*: Dynamic soil-structure interaction. Prentice Hall, New Jersey, 1985.
- [7] *Habenberger, J.*: Beitrag zur Berechnung von nachgiebig gelagerten Behältertragwerken unter seismischen Einwirkungen. Weimar, Bauhaus-Universität, Dissertation, 2001.
- [8] DIN EN 1998: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben. Ausgabe 2006
- [9] *Mykoniou, K.*: Dynamic analysis of multiple liquid-storage tanks. Aachen, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule, Dissertation, 2014.

#### Philip p Alder, M. Sc.

Melatengürtel 10, 50933 Köln  
philipp.alder@rwth-aachen.de

#### Philip p Michel, M. Sc.

RWTH Aachen University  
Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik  
Mies-van-der-Rohe-Str. 1, 52074 Aachen  
michel@lbb.rwth-aachen.de

#### Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Sven Klinkel

RWTH Aachen University  
Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik  
Mies-van-der-Rohe-Str. 1, 52074 Aachen  
klinkel@lbb.rwth-aachen.de

#### Dr.-Ing. Julia Rosin

Sicherheitstechnologie & Baulicher Schutz  
Fraunhofer-Institut für Kurzzeitdynamik,  
Ernst-Mach-Institut, EMI  
Am Klingelberg 1, 79588 Efringen-Kirchen  
julia.rosin@emi.fraunhofer.de

# Semi-aktive Bauwerksregelung eines Referenzgebäudes mit einem lernfähigen Neuro-Fuzzy-System

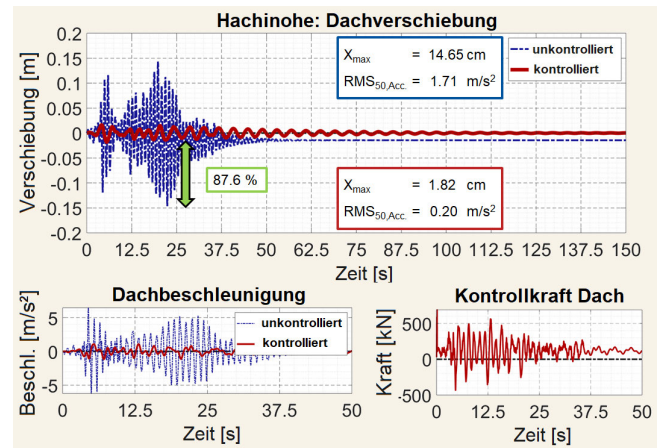
C. S. Wendelborn, O. Altay

Ein kritischer Aspekt bei der Bemessung von Gebäuden ist die Reduktion von Spannungen und Schwingungen, ausgelöst durch dynamische Beanspruchungen, wie Wind oder Erdbeben. Für schwingungsanfällige Strukturen wie Hochhäuser oder Brücken können Strukturschwingungen maßgebend für die Stabilität, die Lebensdauer und die Gebrauchstauglichkeit sein. Eine Strategie Bauwerksschwingungen zu reduzieren, ist der Einsatz von Dämpfern, wobei semi-aktive Dämpfer eine Echtzeit-Regelung ermöglichen. Semi-aktive Dämpfer kombinieren die Zuverlässigkeit passiver Dämpfer mit der Anpassungsfähigkeit aktiver Dämpfer. Für eine effiziente Steuerung der semi-aktiven Dämpfer ist eine Kontrollstrategie notwendig. Traditionelle Kontrollstrategien sind auf mathematischen Modellen und Algorithmen basiert und vernachlässigen das nicht-lineare Verhalten der Strukturen und Dämpfer, sowie die Nichtlinearität der Beanspruchung. Im Rahmen dieser Arbeit wurde eine Kontrollstrategie für semi-aktive Dämpfer entwickelt, die mit Einsatz von Computational Intelligence (CI) Nichtlinearitäten und Unsicherheiten in der Beanspruchung, sowie des Strukturverhaltens berücksichtigt.

Fuzzylogik imitiert die menschliche Denkweise, Zugehörigkeiten durch unscharfe Mengen zu beschreiben. Künstliche neuronale Netze sind inspiriert durch die Funktion und Struktur biologischer Nervensysteme und lernen aus Erfahrungsdaten. Für die Reduzierung des nicht-linearen Verhaltens eines seismisch angeregten dreistöckigen Stahl-Referenzgebäudes [1] wird, die Vorteile von Fuzzylogik und künstlicher neuronaler Netze kombinierend, ein rückgekoppeltes Kontrollsystem vorgestellt.

Das koaktive Neuro-Fuzzy-Inferenzsystem CANFIS [2] ist als Regler in einem optimalen Regelkreis in der Matlab/Simulink-Umgebung implementiert. Hierbei dienen dem Regler als Input aktuelle und verzögerte Signale von Beschleunigungssensoren, welche auf jeder Etage des Gebäudes positioniert sind. Output sind vertikal verteilte Kontrollkräfte. CANFIS wird offline mit einem Signal trainiert, das den erwarteten Bereich der Bodenbeschleunigung abdeckt. Dieses besteht aus Sequenzen weißen Rauschens, harmonische Schwingungen in den kritischen Eigenfrequenzen und Sequenzen der beiden historischen Erdbebenaufzeichnungen Kobe und El Centro, welche mit einem Faktor von 2,5 skaliert sind.

Der hybride Lernalgorithmus trainiert die inhärenten Parameter des Fuzzy-Inferenzsystems und strebt die Minimierung einer quadratischen Kostenfunktion an. Diese bewertet die Effizienz des Reglers, indem hohe Beschleunigungen der Etagen sowie die ausgeübten Kontrollkräfte mit hohen Kosten belegt werden. Die erlernte Kontrollstrategie wird anschließend durch die Analyse des kontrollierten dynamischen Verhaltens des Referenzgebäudes, angeregt mit den vier historischen Erdbeben El Centro, Northridge, Hachinohe und Kobe, im Vergleich zur unkontrollierten Strukturantwort evaluiert. Mit Kontrollkräften von bis zu 2 200 kN wird eine deutliche Reduzierung der Maximalverschie-



**Bild 1.** Dachverschiebung und -beschleunigung des Referenzgebäudes während dem Hachinohe-Erdbeben, unkontrolliert und kontrolliert, sowie beispielhaft die am Dachgeschoss aufgebrachte Kontrollkraft.

bung um 81,7 Prozent bis 89,1 Prozent während der vier Erdbeben erreicht. Das quadratische Mittel (RMS) der Dachbeschleunigung ist entscheidend für Ermüdungsschäden und wurde für die Nahfeldbeben El Centro und Hachinohe um 74,9 Prozent beziehungsweise 86,5 Prozent und für die Fernfeldbeben Northridge und Kobe um 59,1 Prozent beziehungsweise 54,2 Prozent reduziert. Die Zeitreihen der Strukturantwort auf das Hachinohe Erdbeben sind in **Bild 1** dargestellt.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass sich CANFIS als Neuro-Fuzzy-Regler von vertikal verteilten Kontrollkräften in einem optimalen Rückkopplungssystem als robuste und effektive Kontrollstrategie für die Reduzierung von nicht-linearen Bauwerksschwingungen erweist.

## Literatur

- [1] Ohtori, Y.; Christenson, R. E.; Spencer, B. F.; Dyke, S. J.: Benchmark Control Problems for Seismically Excited Nonlinear Buildings. In: Journal of Engineering Mechanics, Vol. 130 (2004), Iss. 4, pp. 366–385.
- [2] Konsoulas, I.: Adaptive neuro-fuzzy inference systems (ANFIS) library for Simulink, 2015.

**M.Sc. Carolin Sophie Wendelborn**

Projekt Ingenieur, Ramboll Offshore Wind  
wendelbornc@gmail.com, Tel. 0157 71187310

**Dr.-Ing. Okyay Altay**

Oberingenieur, RWTH Aachen University,  
Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik  
Mies-van-der-Rohe-Str. 1, 52074 Aachen  
Tel. 0241 80 25863, altay@lbb.rwth-aachen.de

# Untersuchungen zur Erschütterungsemission von Windenergieanlagen

T. Heiland

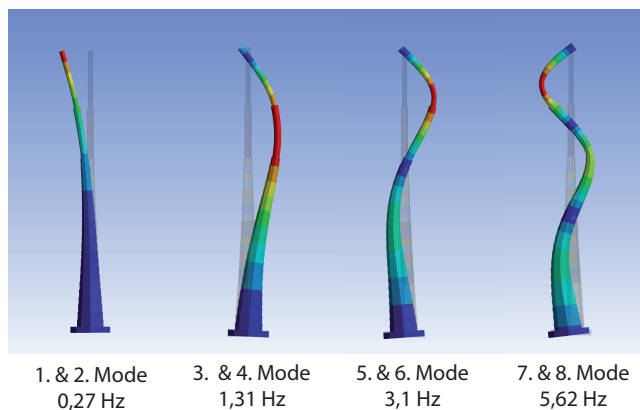
**ZUSAMMENFASSUNG** In der Masterarbeit wird eine Methodik zur computergestützten Untersuchung der Erschütterungsemissionen von Windenergieanlagen (WEA) erarbeitet. Es wird die Auswirkung unterschiedlicher Modellierungstiefen (Stab- bzw. Schalenmodell) und Analysemethoden (Zeit- bzw. Frequenzbereich) auf das Endergebnis gegenübergestellt. Dabei wird die Fundamentverdrehung durch Erregung der ersten sechs Eigenformen im Frequenzbereich von 0,1 Hz bis 6 Hz als maßgeblicher Überträger der Turmkopfschwingungen in den Baugrund identifiziert, Bild 2.

Es zeigt sich, dass die Modellierung eines Balkenmodells unter Berücksichtigung einer frequenzunabhängigen Einspannung als ausreichend für die Bewertung der Erschütterungsemissionen ist. Der Gründungskörper, beziehungsweise der Fundamentradius wird als wichtiger Parameter zur Minderung von Erschütterungsemission erfasst.

Die Basis der dynamischen Berechnung bildet eine hybride Turmstruktur (anonymisiert) in Verbindung mit der Systemantwort aus einer Mehrkörpersimulation (MKS) in Kombination mit einer 5-MW-Turbine.

## 1 Einleitung

Durch den stetigen Ausbau der Windenergie im Binnenland ist das Thema der Schall- und Erschütterungsemissionen von WEAs immer wieder in den Medien präsent. Erschütterungen entstehen letztlich durch die notwendige Windanströmung, welche die Rotorblätter in Bewegung versetzt und die WEA dynamisch anregt. Alle Bauteile der Anlage sind massig und rotierend. Durch minimale Unwuchten wird so die gesamte Anlage mit der Rotorfrequenz angeregt (1P-Anregung). Eine weitere prägnante Anregung resultiert aus der geringeren Anströmung des jeweiligen Rotorblattes, welches sich regelmäßig direkt vor dem Turmschaft befindet (Turmvorstau) [2]. Bei n-Blättern ergibt sich eine harmonische Anregung mit dem n-fachen der Umdrehungsfrequenz

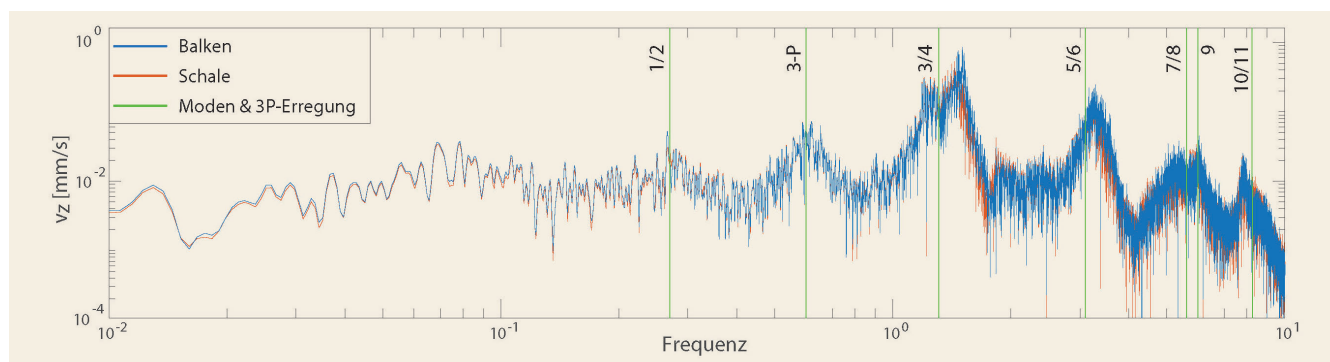


**Bild 1.** Darstellung ausgewählter globaler Eigenformen am untersuchten Balkenmodell

(3P-Anregung). Die letztendlichen Erschütterungen im Baugrund sind das Resultat aus niederfrequenter Anregung und kleinen Eigenfrequenzen, welche nicht nur bei Menschen unangenehme Empfindungen auslösen können, sondern auch an seismologischen Stationen als erhöhter tieffrequenter Rauschpegel störend merkbar werden [3].

## 2 Modellbildung, Simulation und Methodik

Der Analyse-Workflow (**Bild 3**) beginnt mit dem Export des Turmmodells als Superelement [4] für die anschließende MKS, in der alle Komponenten der WEA abgebildet sind. Für die Generierung des Superelementes wird das Turmmodell auf eine definierte Anzahl von Masterknoten und Modalformen reduziert, welche das doppelte des untersuchten Frequenzbereiches abbilden. Für die Masterknoten berechnet die MKS die Systemantwort auf Grundlage eines turbulenten Windmodells über ein Intervall von zehn Minuten. Die Ergebnisse werden anschließend entweder als



**Bild 2.** Gegenüberstellung der Schwinggeschwindigkeit  $v_z$  an der Fundamentaußenkante bei den untersuchten Balken- und Schalenmodellen



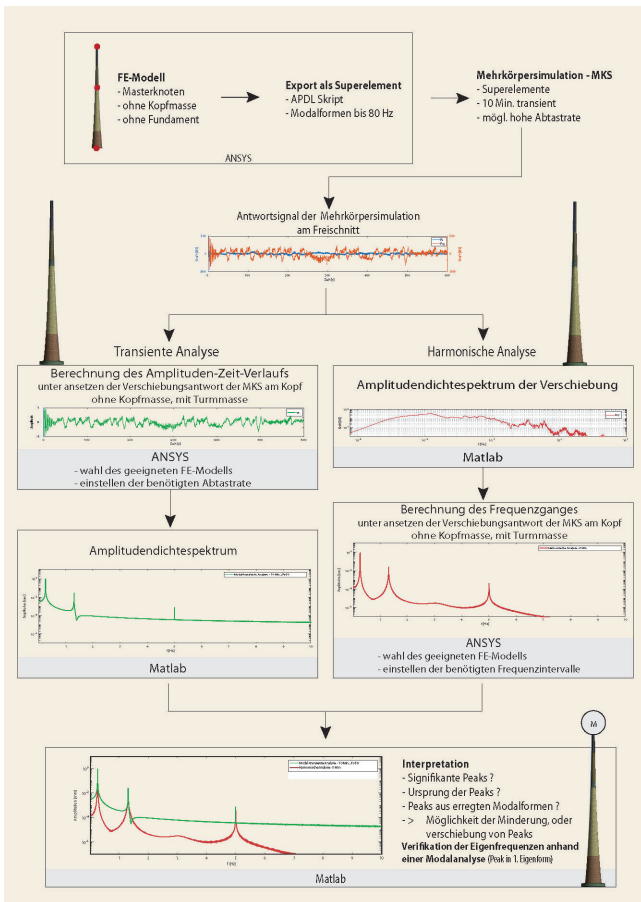


Bild 3. Betrachteter Analyse-Workflow

transiente oder über eine zwischengeschaltet FFT, als harmonische Erregung auf das lokale Turmmodell unter Berücksichtigung der Gründung angesetzt. Die daraus folgende Systemantwort bildet je nach Modellierungstiefe (Vernetzung, FE-Theorie) die gewünschten dynamischen Effekte, wie Fundamentverschiebungen und ovalisierende Turmstrukturen auch außerhalb der Masterknoten ab.

### 3 Ergebnisse

Die Untersuchungen haben zwei wesentliche Punkte für die Beeinflussung der Erschütterungsemissionen aufgezeigt. Die An-

regung der 3./4. und 5./6. Eigenform stellt sich für die betrachtete WEA als maßgebend da.

Diese Moden verdrehen das Fundament verhältnismäßig stärker als die 1./2. Eigenform, werden aber im geringeren Ausmaß angeregt (Bild 4). In diesen maßgebenden Eigenformen steht die wachsende Rotationsfähigkeit des Fundaments in einem optimalen Verhältnis zu ihrer Anregung.

Im Weiteren macht es einen wesentlichen Unterschied, ob die Wirkung der WEA im Nah- oder Fernfeld untersucht wird. Sollen die Erschütterungen im Abstand von mehreren Kilometern verringert werden, muss die Frequenzabhängigkeit des Abklingverhaltens berücksichtigt werden. Daher kann es hier erforderlich sein, die 1./2. Eigenform anstelle der 5./6. zu tunen um einen günstigen Einfluss auf die Erschütterungen zu erreichen. Versteifungen einzelner Modalformen können über eine angepasste hybride Bauweise erfolgen.

#### L i t e r a t u r

- [1] Grundlage des Artikels ist die Masterarbeit von T. Heiland, M. Sc. Untersuchungen zur Erschütterungsemission von Windenergieanlagen, Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Karlsruher Institut für Technologie, 2017.
- [2] Die Mehrkörpersimulationen wurden mit den im Kontext der Arbeit erstellten Superelementen am SWE der Universität Stuttgart im Rahmen des Forschungsprojekts TremAc durchgeführt.
- [3] Anonymisierter Hybridturm: Turmhöhe 136,73 m, Kopfmasse 350 t, Nenndrehzahl 12 U/min
- [4] Seidel, M.: Auslegung von Hybridtürmen für Windenergieanlagen. In: Beton- und Stahlbetonbau 97 (2002), Heft 11, S. 564-575.
- [5] Stammler, K.; Friederich, W.: Stellungnahme der Arbeitsgruppe Seismologie des "Forschungskollegiums Physik des Erdkörpers" (FKPE) zur Errichtung von Windkraftanlagen in Deutschland. Forschungskollegiums Physik des Erdkörpers, 2013.
- [6] Maglie, P.: Anwendung von FE-basierten Reduktionsmethoden: Integration von flexiblen Bauteilen in der gekoppelten Simulation von Werkzeugmaschinen. VDI Mechatronik 2009: Komplexität beherrschen, Methoden und Lösungen aus der Praxis für die Praxis. VDI Verlag, Wiesloch, 2009.

#### Till Heiland, M. Sc.

Bauingenieur im Brückenbau bei der Ingenieurgruppe Bauen Fritz-Erlor-Str. 25, 76133 Karlsruhe  
till.heiland@ingenieurgruppe-bauen.de

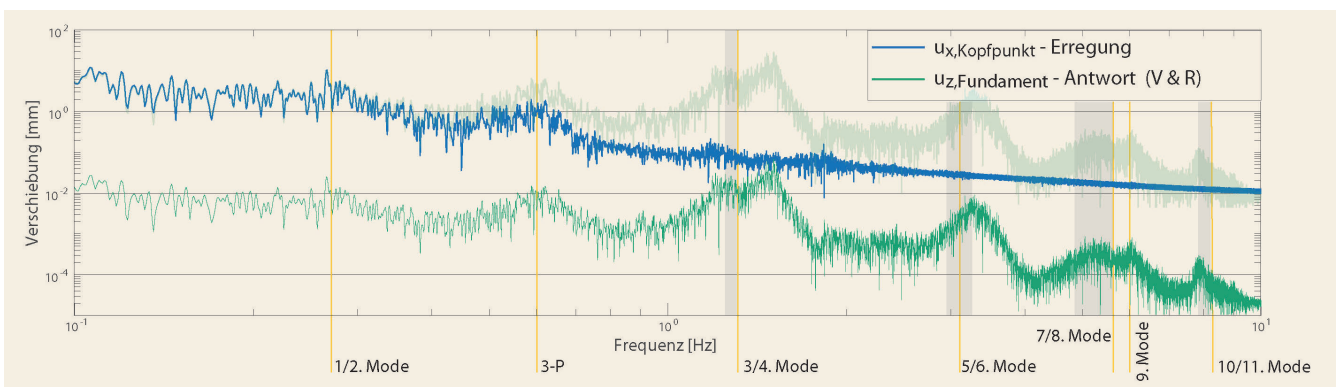


Bild 4. Gegenüberstellung der Verschiebungen am Turmkopf ( $u_x$ ) und am Fundament ( $u_z$ )

## SGEB-Generalversammlung 2019 mit Steinschlagversuch



**Ins Netz gegangen.** Der mit Sensoren bestückte Versuchskörper nach dem Versuch. Das Netzsystem bremste den Versuchskörper mit elastischen und lokalen plastischen Verformungen ab. *Abb.: Geobru gg AG*

Die diesjährige SGEB-Generalversammlung fand in Walenstadt im Hotel Seehof und in der Steinschlag-Versuchsanlage der Geobru gg AG statt. Vier Vorträge über gravitative Naturgefahren machten den Anfang. Roger Moor, Geobru gg AG, führte mit Anschauungsmaterial in Steinschlagschutzsysteme ein und schilderte die Herausforderungen solche Systeme zu entwickeln, zu testen und auch bewilligt zu bekommen. Matthias Schubert, Matrisk GmbH, erklärte wie man Steinschlagrisiken quantifiziert und Einwirkungen für die Bemessung bestimmt. Werner Gerber von der Eidgenössischen Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft (WSL), zeigte wie man Spuren in Feld und Wald liest und damit letztendlich Flugtrajektorien und die Einschlaggeschwindigkeit bestimmt. Und Sara Ghadimi, Basler & Hofmann AG, fasste den aktuellen Stand der Forschung und Anwendung zusammen bezüglich des Widerstandes von Schutzbauwerke gegenüber Steinschlag.

Über einen anspruchsvollen Fußweg wurde dann die Steinschlag-Versuchsanlage erreicht. Nach einer ausführlichen Einführung wurden die Teilnehmer Zeuge eines Entwicklungstestversuchs für ein neu entwickeltes Steinschlagschutzsystem. Getestet wurde das Zusammenspiel der Systemkomponenten. Der 1 140 Kilogramm schwere Versuchskörper wurde aus 32,5 Meter über dem Netz ausgeklinkt und beschleunigte auf 25 m/s (90 km/h). Das Netz stoppte den Fall komplett. Monate lange Vorfriede entluden sich in zwei Sekunden - denn nur zwei Sekunden dauerte der Test.

Im Anschluss, fand die SGEB-Generalversammlung statt. Dieses Jahr gab es keine außergewöhnlichen Punkte auf der Agenda. Der SGEB Präsident Angelo Berweger führte zügig und sicher durch die Agenda. Einstimmig wurde das Protokoll der letzten Versammlung und das Budget für das kommende Jahr genehmigt; und der Vorstand wurde einstimmig entlastet. Nach der Generalversammlung tauschten sich die Teilnehmer beim geselligen Apéro riche aus.

*Oliver Kübler, Matrisk GmbH, Alte Obfelderstrasse 50, Affoltern am Albis, Schweiz*

## Einführungskurs der Norm SIA 269/8



**Einführungskurs der Norm SIA 269/8 an der ETH Zürich.** *Abb.: O. Kübler*

Am 13. Juni 2019 fand der Einführungskurs der Norm SIA 269/8 mit 204 Teilnehmern an der ETH in Zürich statt. Seit Dezember 2017 ist die Norm SIA 269/8 „Erhaltung von Tragwerken – Erdbeben“ in Kraft. Sie hat das Merkblatt SIA 2018 abgelöst, das über zehn Jahre Gültigkeit hatte. Die neue Norm stellt somit die wichtigste Grundlage für die Überprüfung der Erdbebensicherheit von bestehenden Bauten dar.

Folgende Referenten berichteten aus erster Hand über sämtliche Neuerungen

- Prof. Dr. Donat Fäh (SED): Gefährdung in der Schweiz
- Dr. Thomas Wenk: Grundsätze Norm SIA 269/8
- Ehrfried Kölz: Verhältnismäßigkeit
- Dr. Rudolf Vogt: Tragwerksanalyse
- Dr. Alessandro Dazio: Stahlbeton
- Prof. Dr. Katrin Beyer (EPFL): Mauerwerk
- Blaise Duvernay (BAFU): Geotechnik
- Friederike Braune (BAFU): Herausforderungen Praxis

Am 8. November 2019 wird dieser Kurs an der EPFL in Lausanne auf Französisch wiederholt.

*Oliver Kübler, Matrisk GmbH, Alte Obfelderstrasse 50, Affoltern am Albis, Schweiz*

## 2<sup>nd</sup> SeDIF-Conference 2020 in Aachen

Vom 4. bis 5. März 2020 findet in Aachen die zweite International Conference on Seismic Design of Industrial Facilities statt.



Wie schon bei der ersten SeDIF-Conference im Jahr 2013 dient auch diese Tagung als Plattform für einen intensiven fachlichen Austausch zwischen Praxis und Forschung auf dem Gebiet der erdbebensicheren Auslegung von Industrieanlagen und deren Komponenten. Thematische Schwerpunkte der englischsprachigen Konferenz sind: Seismic Risk, Primary and Secondary Structures, Tanks, Soil-Structure-Interaction Issues, Pipe Systems, Seismic Safety Evaluation, Experimental Investigations, sowie Seismic Protection Systems and Retrofitting.

[www.tuev-sued.de/sedif](http://www.tuev-sued.de/sedif)