

ERDBEBENINGENIEURWESEN UND BAUDYNAMIK

Eine gemeinsame Publikation von

D G E B

Deutsche Gesellschaft für
Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik
www.dgeb.org

O G E

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

S G E B

Schweizer Gesellschaft für
Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik
www.sgeb.ch

Inhalt**Aufsätze**

- S 1 **Rütteltischversuche an einem Gebäude mit Mauerwerks- und Stahlbetonwänden**
K. Beyer, M. Tondelli, S. Petry
- S 8 **Die neue SGEB-Strategie**
T. Wenk, K. Beyer
- S 11 **Effektivität von Schwingungsdämpfern bei Windenergieanlagen**
O. Altay, C. Butenweg, F. Fries, F. Taddei
- S 19 **Nachruf Prof. Dr. Günter Klein**
- S 20 **Promotionsarbeiten ausgezeichnet mit dem DGEB-Förderpreis**

EDITORIAL

Die drei Gesellschaften aus Deutschland, Österreich und der Schweiz haben im letzten halben Jahr wieder Tagungen und Workshops veranstaltet, auf denen aktuelle Themenschwerpunkte des Erdbebeningenieurwesens und der Baudynamik vorgestellt und diskutiert wurden. Die größte gemeinsame Aktivität war die 13. D-A-CH – Tagung in Wien, die mit großem Erfolg federführend von der OGE durchgeführt wurde. Die DGEB führte einen Workshop durch, auf dem die wesentlichen Ergebnisse der Anwendungserprobung der DIN EN 1998-1 in das Nationale Anwendungsdokument DIN EN 1998-1/NA eingearbeitet wurden, und von der SGEB wurde ein Weiterbildungskurs zur „Gebäudebeurteilung nach einem Erdbeben“ angeboten. Zudem erfolgte von der SGEB und der DGEB die Förderung des wissenschaftlichen Nachwuchses durch die Vergabe von Förderpreisen.

In diesem Mitteilungsblatt stellt die SGEB ein neues Strategiepapier für die Festlegung der Themenschwerpunkte in den kommenden Jahren vor und berichtet über die Ergebnisse der Online-Mitgliederbefragung zu diesem Strategiepapier. Mit den Ergebnissen der Befragung soll das Strategiepapier bis Ende 2013 mit Festlegung der neuen Prioritäten überarbeitet werden.

Leider müssen wir Sie auch darüber informieren, dass die DGEB mit Herrn Prof. Dr. Günther Klein den Verlust eines Gründungsmitglieds der DGEB zu beklagen hat. In einem Nachruf werden seine Arbeiten und Verdienste gewürdigt. Wie gewohnt möchten wir Sie auch diesmal auf die Internetseiten unserer Gesellschaften

<http://www.dgeb.org>

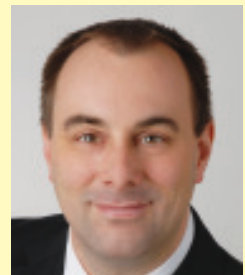
<http://www.oge.or.at>

<http://www.sgeb.ch>

aufmerksam machen und Sie dazu einladen, sich auf diesem Weg über die Arbeit der nationalen Gesellschaften zu informieren und über eine Mitgliedschaft nachzudenken, damit die Gesellschaften weiterhin in vollem Umfang die für die Bau-praxis wichtigen Aufgaben fortführen können. Abschließend bitten wir, interessante Themenvorschläge für Beiträge in den nächsten D-A-CH Mitteilungsblättern an eine der drei Gesellschaften einzusenden.

Christoph Butenweg
Rudolf Heuer
Thomas Wenk

S 1



Christoph Butenweg
(Vorsitzender DGEB)



Rudolf Heuer
(Generalsekretär OGE)



Thomas Wenk
(Vorsitzender SGEB)

Rütteltischversuche an einem Gebäude mit Mauerwerks- und Stahlbetonwänden

K. Beyer, M. Tondelli, S. Petry

Zusammenfassung

S 2

Im Rahmen eines europäischen Forschungsprojektes unter Federführung der École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) wurde ein vierstöckiges Gebäude mit Mauerwerks- und Stahlbetonwänden auf dem Rütteltisch des TREES-Labors am EUCENTRE in Pavia (Italien) getestet. Der Test wurde im Maßstab 1:2 durchgeführt und ist Teil einer größeren Forschungsinitiative an der EPFL zu gemischten Stahlbeton-Mauerwerks-Tragsystemen. Das Hauptaugenmerk während des Rütteltischversuches lag darin, einen besseren Einblick in das dynamische, nicht-lineare Verhalten solcher gemischten Strukturen zu erhalten sowie Daten für die Validierung numerischer Modelle zu gewinnen. Dieser Beitrag stellt den Versuchskörper, die Instrumentierung und die Bodenbewegung, mit welcher der Rütteltisch angeregt wurde, dar und diskutiert erste Ergebnisse des Versuchs.

1 Einleitung

Mit der Einführung der Normengeneration 2003 wurden die Bemessungsspektren für Erdbeben in der Schweiz erhöht und in der Folge können die meisten unbewehrten Mauerwerksgebäude nicht mehr für Erdbeben nachgewiesen werden. Aus diesem Grund werden in neuen Bauvorhaben heute typischerweise einige Mauerwerkswände durch Stahlbetonwände ersetzt und bestehende Mauerwerksgebäude

durch neu eingezogene Stahlbetonwände verstärkt. Das Tragsystem der resultierenden Struktur besteht daher aus Mauerwerkswänden und einigen Stahlbetonwänden, die durch Stahlbetondecken und Mauerwerksriegel gekoppelt sind (**Bild 1**). Spezifische Bemessungsregeln für solche gemischten Strukturen fehlen [1,2]. In der Schweiz werden für die Erdbebenbemessung solcher Gebäude häufig nur die Stahlbetonwände berücksichtigt und die Stockwerksschiefstellung auf 0.5% begrenzt, um Einstürze der Mauerwerkswände zu vermeiden. Da Steifigkeit und Widerstand von Mauerwerkswänden aber ähnliche Größenordnungen wie diejenigen von Stahlbetonwänden erreichen, wird das wirkliche Verhalten des Gebäudes während eines Erdbebens von beiden Wandtypen sowie ihrer Interaktion bestimmt. Numerische Untersuchungen an gemischten Stahlbeton-Mauerwerksgebäuden haben gezeigt, dass die Ergebnisse solcher Berechnungen, z. B. die Schubkraftverteilung zwischen den verschiedenen Wänden, sehr empfindlich hinsichtlich der Modellannahmen sind [3]. Experimentelle Ergebnisse, die zur Validierung herangezogen werden können, fehlten bisher. Darüber hinaus könnte das Verhalten senkrecht zur Ebene der Mauerwerkswände ein weiterer Schwachpunkt dieser Art von Gebäude sein. Neuere Studien zu diesem Thema zeigen jedoch, dass die Randbedingungen der Mauerwerkswände für Belastungen senkrecht zur Ebene bis jetzt noch nicht richtig erfasst werden aber gleichzeitig einen großen Einfluss auf deren Verhalten haben [4]. Ziel eines Forschungsprojektes an der École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) ist das Verhalten von gemischten Stahlbeton-Mauerwerksgebäuden zu untersuchen und notwendige Grundlagen für die kraft- und verformungsbasierte Bemessung solcher Gebäude zu entwickeln. Im Rahmen dieses Forschungsprojektes wurde im Dezember 2012 ein Rütteltischversuch an einem vierstöckigen Gebäude im TREES-Labor am EUCENTRE in Pavia (Italien) im Maßstab 1:2 durchgeführt. Dieser Artikel beschreibt diesen Test sowie die dafür durchgeführten vorbereitenden quasi-statischen Versuche an der EPFL. Für weitergehende Informationen zum Test wird der Leser auf [5] verwiesen.

Prof. Dr. Katrin Beyer
M.Sc. Marco Tondelli
Dipl.-Ing. Sarah Petry

Earthquake Engineering and
Structural Dynamics Laboratory (EESD)
École Polytechnique Fédérale
de Lausanne (EPFL)
CH-1015 Lausanne



Bild 1. Mehrstöckige Wohnhäuser in der Schweiz mit Stahlbeton- und Mauerwerkswänden (Fotos: T. Wenk)

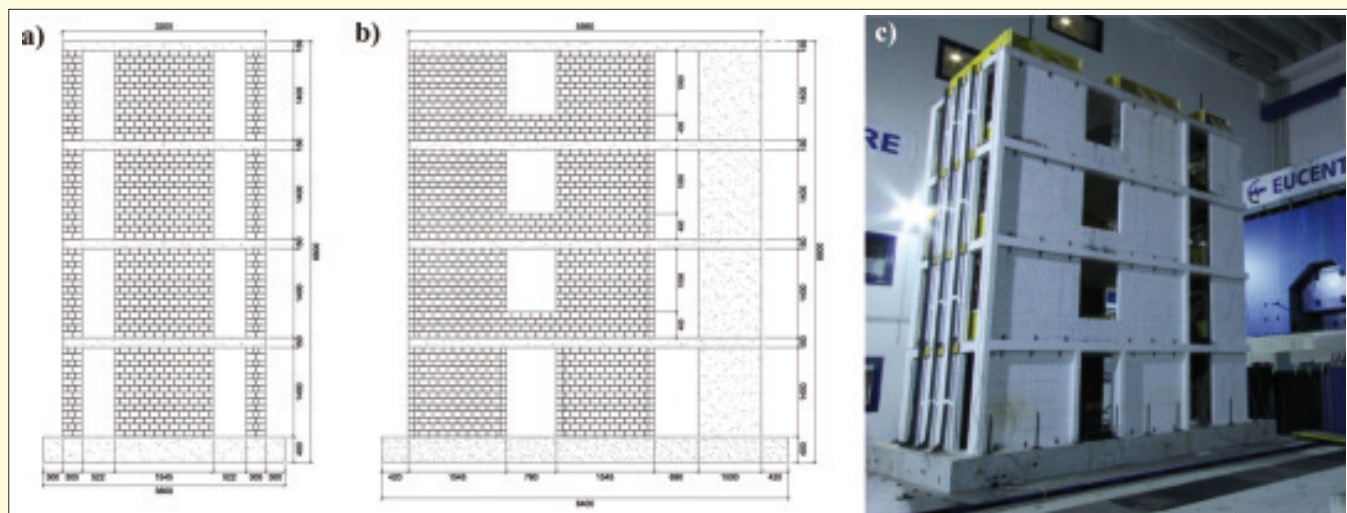


Bild 2. Quer- und Längsansicht des Versuchskörpers (a, b). Foto des Versuchskörpers nachdem er auf dem Rütteltisch montiert und die zusätzlichen Massen installiert waren (c).

2 Versuchskörper für den Rütteltischversuch

Der Rütteltisch des TREES-Labors kann Beschleunigungen in einer horizontalen Richtung aufbringen und zeichnet sich insbesondere durch seine große Kraftkapazität aus. Das vierstöckige Gebäude konnte daher im Maßstab 1:2 getestet werden. Parallel zur Richtung der Anregung bestand das Tragsystem des Gebäudes auf jeder Seite aus zwei Mauerwerkswänden und einer Stahlbetonwand (Bild 2b). An den kurzen Stirnseiten befand sich auf jeder Seite lediglich eine Mauerwerkswand, welche senkrecht zu ihrer Ebene belastet wurden (Bild 2a). Um die Skalierungseffekte auszugleichen, wurden zusätzliche Massen auf den Decken installiert und die Belastungsgeschichte zeitlich skaliert. Das Gesamtgewicht des Modellgebäudes betrug somit 83 t und die Spannungen und Dehnungen im 1:2 Modell waren identisch zu denen, die in einem 1:1 Prototypengebäude zu erwarten wären.

Um das Verhalten einer gemischten Struktur richtig abzubilden, ist es wichtig, dass bei der Skalierung die Eigenschaften der verschiedenen Materialien nicht verzerrt werden. Während Versuche an Stahlbetonwänden im Maßstab 1:2 gezeigt haben, dass das Verhalten des Prototyps gut abgebildet werden kann, wenn die Durchmesser der Bewehrungsstäbe sowie des Größtkorns entsprechend reduziert werden, fehlten solche Erfahrungen bei der Skalierung von Mauerwerk. Um si-

cherzustellen, dass das Mauerwerk im Maßstab 1:2 ähnliche Eigenschaften wie das Mauerwerk im Vollmaßstab hat, wurden Materialversuche sowie quasi-statisch zyklische Versuche an Mauerwerkswänden in beiden Maßstäben durchgeführt. Diese Versuche sind im nächsten Abschnitt zusammengefasst.

3 Vorbereitende Versuche an der EPFL

Für die Mauerwerkswände des Versuchskörpers wurden speziell hergestellte Backsteine im Maßstab 1:2 verwendet. Um diese zu entwickeln, wurden zahlreiche Serien von Materialtests an verschiedenen Steinen durchgeführt. Bild 3 zeigt den schlussendlich gewählten Modell-Backstein und den zugehörigen Prototyp. Für den Rütteltischversuch war es vor allem wichtig, dass das Verhalten von Mauerwerkswänden unter zyklischer horizontaler Belastung im Modellmaßstab gut abgebildet wird. Aus diesem Grund wurden neben zahlreichen Standard-Materialversuchen an Mauerwerkskörpern, quasi-statisch zyklische Versuche an Mauerwerkswänden im Maßstab 1:1 und im Maßstab 1:2 durchgeführt [6,7]. Bild 4 zeigt die zugehörigen Versuchsaufbauten, in denen zwei vertikale Hydraulikzylinder die Normalkraft und das Kopfmoment und ein dritter Zylinder die horizontale Verschiebung aufbrachten. Die Steuerung der drei Zylinder war vollständig miteinander gekoppelt, so dass die Nor-

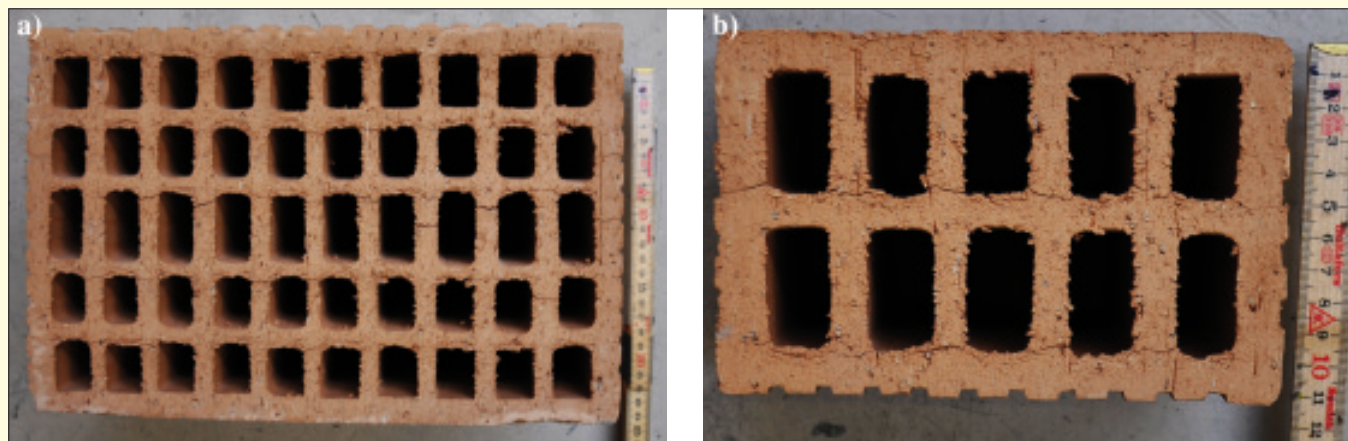


Bild 3. (a) Prototyp des Backsteins und (b) Modell-Backstein für Mauerwerk im Maßstab 1:2 [7]

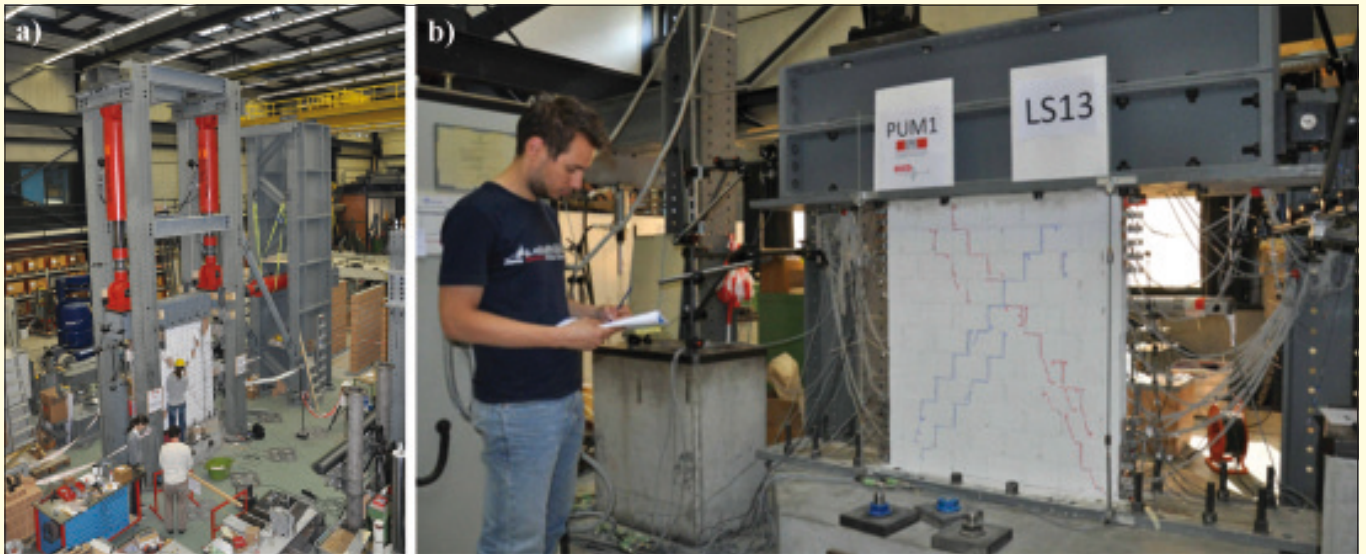


Bild 4. Versuchsaufbauten für quasi-statisch zyklische Versuche an Mauerwerkswänden im Maßstab 1:1 (a) und im Maßstab 1:2 (b) [6].

malkraft und die Höhe des Momentennullpunktes in der Wand während des gesamten Tests konstant blieben. In beiden Maßstäben wurden fünf Konfigurationen getestet, die sich hinsichtlich der aufgetragenen Normalkraft und der Höhe des Momentennullpunktes unterschieden. Die Ergebnis-

se zeigten, dass das Modell-Mauerwerk das Prototyp-Mauerwerk hinsichtlich horizontaler Steifigkeit, Widerstand und Versagensmechanismus sehr gut abbildete; die Verformungskapazität des Modell-Mauerwerks war im Durchschnitt etwas größer als die des Prototyp-Mauerwerks. Als

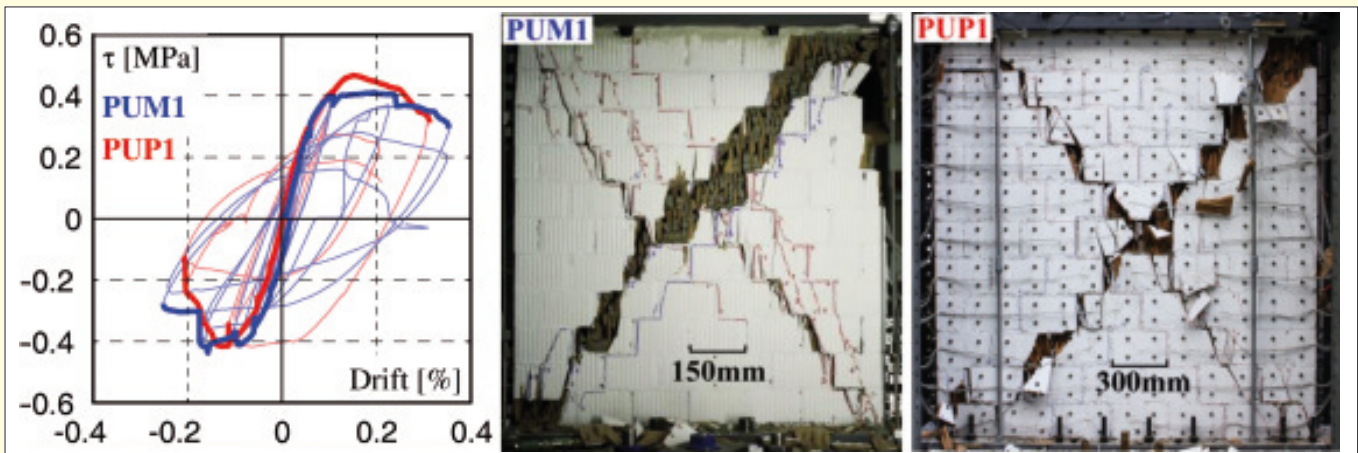


Bild 5. Quasi-statisch zyklische Versuche: Kurven Schubspannung vs. Schiefstellung für die Wand im Maßstab 1:2 (PUM1) und die Wand im Maßstab 1:1 (PUP1) sowie die zugehörigen Bruchbilder nach Axialkraftversagen [6].

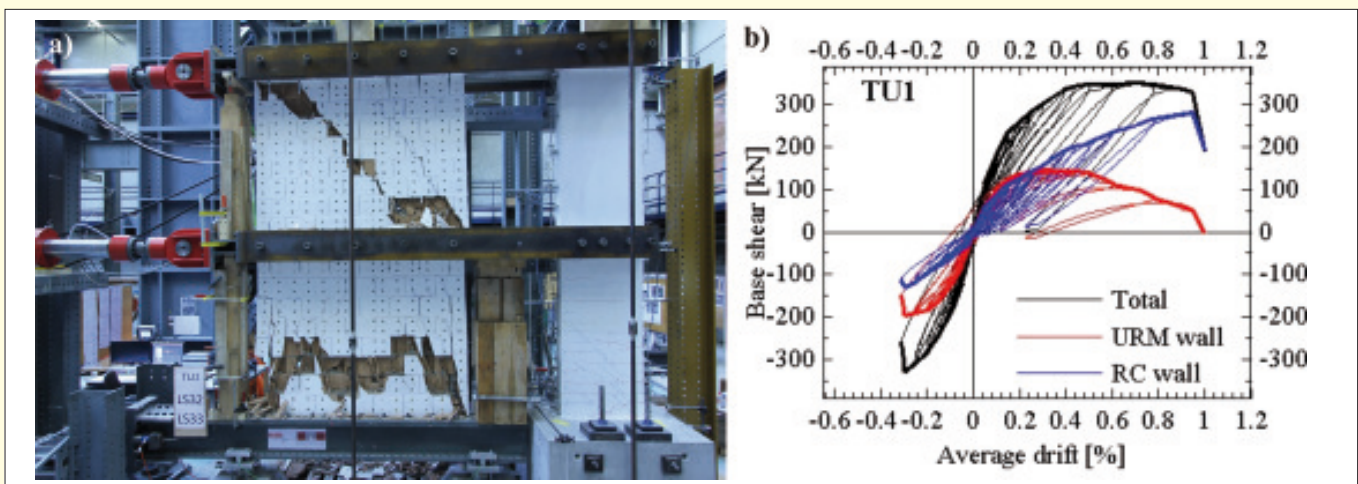


Bild 6. Quasi-statisch zyklische Versuche an einem gemischten Tragsystem: Bruchbild nach Axialkraftversagen (a) und horizontale Kraft-Verformungs-Hysteresen (b) [8].

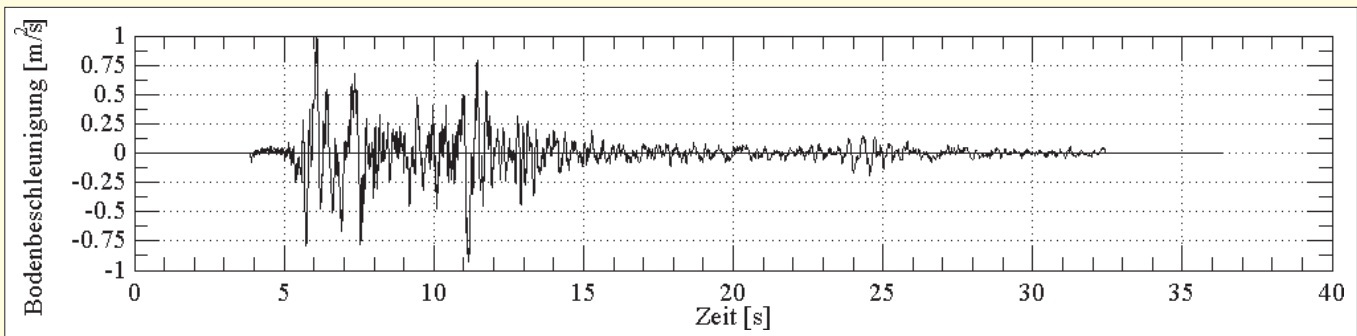


Bild 7. Beschleunigungszeitverlauf für die horizontale Anregung des Rütteltisches für eine maximale Beschleunigung von 1 m/s^2 .

Beispiel zeigt **Bild 5** die Kurven der Schubspannung in Funktion der Schiefstellung der ersten Versuchskörper der Prototyp- und Modell-Serie sowie die zugehörigen Bruchbilder nach Axialkraftversagen der Versuchskörper.

Um das Zusammenwirken von Mauerwerks- und Stahlbetonwänden besser zu verstehen, wurden zudem an der EPFL quasi-statische Versuche an einem zweistöckigen gemischten Tragsystem mit je einer der beiden Wandtypen durchgeführt (**Bild 6a**, [8]). Ein speziell entwickelter Versuchsaufbau erlaubte die Auflagerreaktionen am Fuß der Mauerwerkswand zu messen. Aus diesen und den aufgetragenen Kräften konnten die Kräfte und Momente am Fuß der Stahlbetonwand zurück gerechnet werden. Die Schubkraft-Verformungs-Hysteresen in **Bild 6b** zeigen, dass die Stahlbetonwand einen frühen Steifigkeitsverlust des Gesamtsystems verhindern kann. Des weiteren zeigt das Bruchbild, dass in einem gemischten System – anders als in einem Gebäude, das nur mittels Mauerwerkswänden ausgesteift ist – die horizontalen Verformungen sich nicht im Erdgeschoss konzentrieren sondern über eine größere Höhe verteilt sind.

4 Anregung des Rütteltisches und Instrumentierung des Versuchskörpers

Der Beschleunigungszeitverlauf, der für die Anregung des Rütteltisches ausgewählt wurde, entspricht der Aufzeichnung des Erdbebens in Montenegro in 1979 an der Herceg-Novici-Meßstation. Um der Skalierung des Versuchskörpers Rechnung zu tragen, wurde die Zeit durch den Faktor 2 di-

vidiert. Insgesamt unterlief der Versuchskörper neun Testdurchläufe, wobei die Maximalbeschleunigung sukzessiv von 0.05 g bis 0.9 g erhöht wurde. **Bild 7** zeigt den skalierten Beschleunigungsverlauf für eine Maximalbeschleunigung von 1 m/s^2 .

Die Bewegung des Rütteltisches und das Verhalten des Versuchskörpers während der Versuche wurde von zahlreichen Messinstrumenten aufgezeichnet, darunter 20 Beschleunigungsaufnehmer und 73 Verschiebungsaufnehmer sowie mit einem optischen Messsystem. Mit dem optischen Messsystem wurden die Verformungen in den Mauerwerkswänden, welche parallel zu ihrer Ebene beansprucht wurden, über die gesamte Gebäudehöhe detailliert gemessen. Dazu wurden ca. 600 Reflektoren unter Infrarot-Licht von zehn Videokameras aufgenommen. Mit den festverdrahteten Verschiebungsaufnehmern wurden unter anderem Verformungen am Wandfuß der Stahlbetonwände, Verformungen in den Mauerwerkswänden, die senkrecht zu ihrer Ebene beansprucht wurden, sowie die Verformungen der Stahlbetondecken gemessen.

5 Erste Ergebnisse des Rütteltischversuchs

Die Versuche an dem vierstöckigen Gebäude wurden in einem Zeitraum von vier Tagen durchgeführt. Nach jedem Versuch wurden die Eigenfrequenzen der Struktur neu bestimmt, um den Einfluss der Schäden auf die dynamischen Eigenschaften des Gebäudes zu bestimmen. Die ersten drei Versuche mit maximalen Rütteltisch-Beschleunigungen

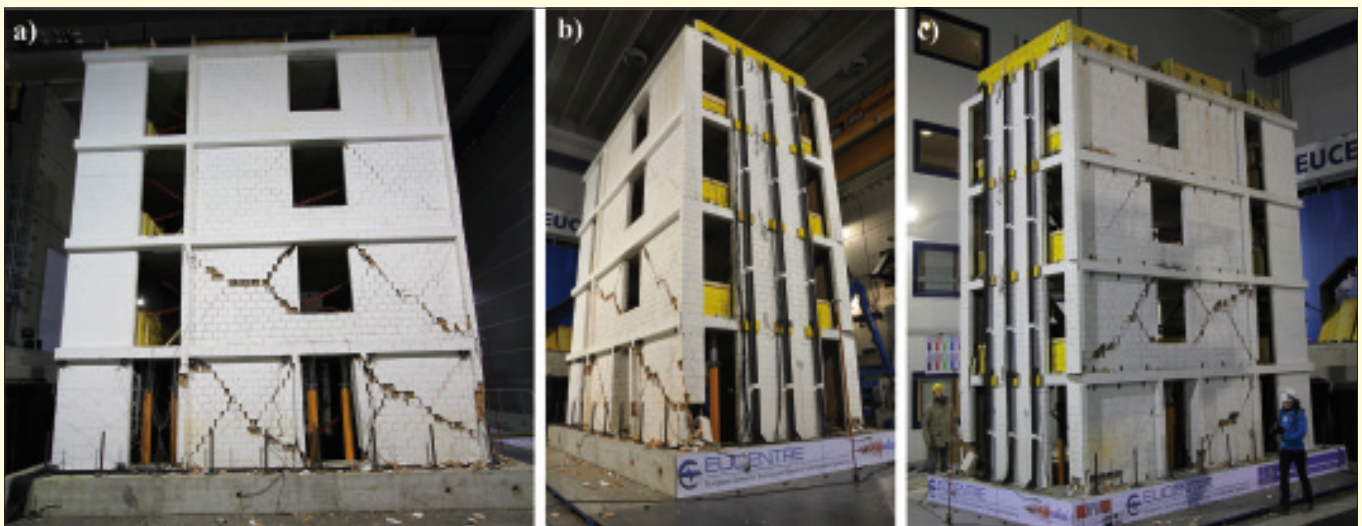


Bild 8. Zustand des Gebäudes nach dem letzten Versuchsdurchlauf.

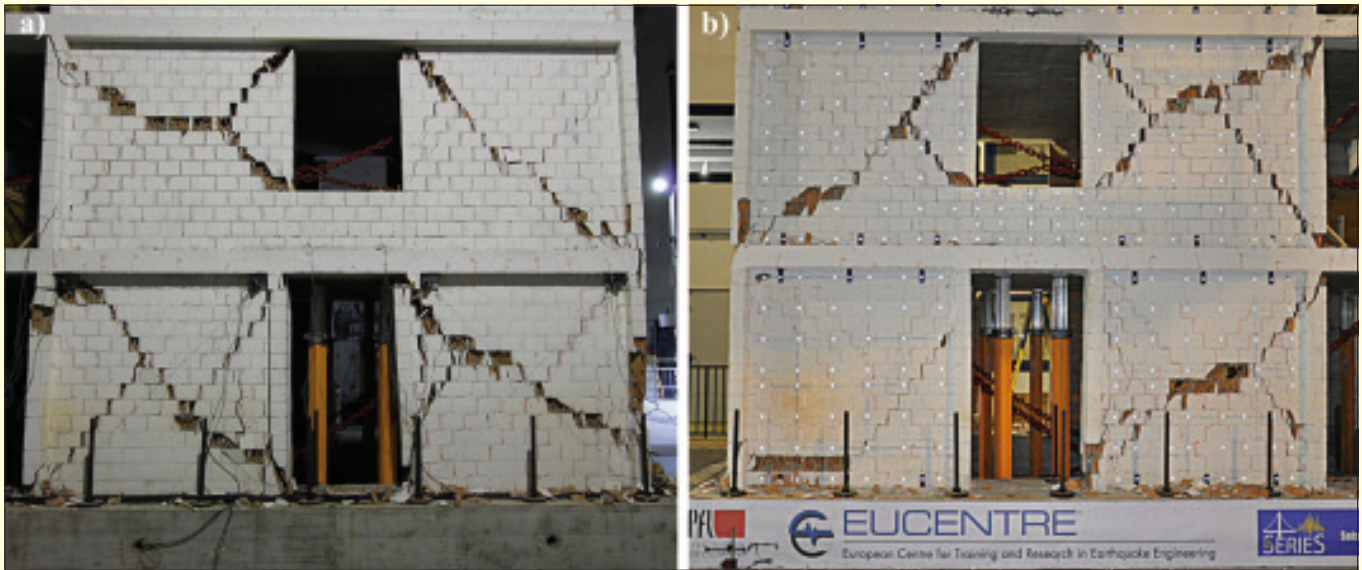


Bild 9. Die unteren beiden Etagen der Mauerwerkswände, welche parallel zu ihrer Ebene beansprucht wurden, nach dem letzten Versuchsdurchlauf.

zwischen 0.05 und 0.2 g erzeugten nur geringe Schäden in Form von Haarrissen in den Mauerwerkswänden des Erdgeschosses. Bei den Versuchen mit maximalen Rütteltisch-Beschleunigungen von bis zu 0.4 g wurden die Risse in den Mauerwerkswänden der ersten Etage deutlicher und erste Risse wurden in den Stahlbetonwänden an deren Wandfuß bemerkt. Beim Durchlauf mit einer maximalen Rütteltisch-Beschleunigung von 0.6 g wurde die Struktur zum ersten mal stärker beschädigt. Die diagonalen Risse in den Mauerwerkswänden hatten bleibende Rissbreiten von bis zu 0.8 mm; in der Mehrzahl der Fälle war die Rissbreite jedoch noch geringer als 0.2 mm.

Beim letzten Durchlauf mit einer maximalen Rütteltisch-Beschleunigung von 0.9 g wäre das Gebäude beinahe infolge der Wirkung der Schwerelasten eingestürzt. Es blieb unter anderem auch deshalb stehen, weil es lediglich einer unidirektionalen Anregung unterworfen war. Ein Video dieses Versuchs steht unter <http://eesd.epfl.ch/> zur Verfügung. Bei diesem Versuch verloren alle Mauerwerkswände, die parallel zu ihrer Ebene beansprucht wurden und sich in den beiden unteren Etagen befanden, ihre Horizontalkraft- und Axi-

alkraft-Tragfähigkeit und zeigten die für Schubversagen typischen diagonalen Risse mit lokalem Druckversagen am Wandfuß (Bild 8). Die großen bleibenden Verformungen der Mauerwerkswände und das Normalkraftversagen wurden durch das Abrutschen des oberen Teils der Mauerwerkswand einer Etage entlang dem Diagonalriss verursacht (Bild 9). Die Schwerelasten wurden in der Folge lediglich von den Stahlbetonwänden und den Mauerwerkswänden, die senkrecht zu ihrer Ebene beansprucht waren, abgetragen. Nach dem Versuch wurden sofort Abstützungen im Erdgeschoss installiert, um den Einsturz des Gebäudes zu verhindern (Bild 9). Im Gegensatz zu Gebäuden, welche ausschließlich aus Mauerwerkswänden bestehen, verteilten sich die großen horizontalen Verformungen recht gleichmäßig über die unteren beiden Stockwerke und konzentrierten sich nicht ausschließlich auf das Erdgeschoss. Diese Beobachtung steht im Einklang mit den Ergebnissen des quasi-statischen Versuchs in Bild 6. Wie erwartet, war diejenige Belastungsrichtung besonders kritisch, in welcher die Mauerwerkswände, infolge der durch die Decken und Mauerwerkriegel übertragenen Kräfte, einer erhöhten vertikalen Druckkraft ausgesetzt waren.

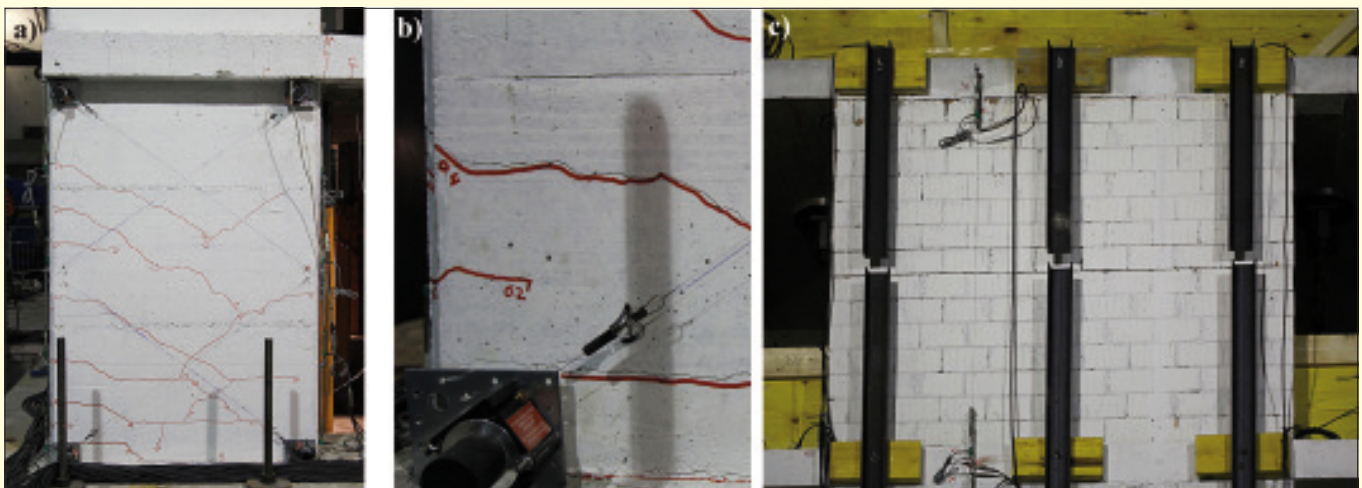


Bild 10. Fuß der Stahlbetonwand (a, b) und Mauerwerkswand des obersten Geschosses (c), die senkrecht zu ihrer Ebene beansprucht war, nach dem letzten Versuchsdurchlauf.

Wie die Mauerwerkswände verhielten sich die Stahlbetonwände unterschiedlich für die zwei Anregungsrichtungen. Für die Anregungsrichtung, in der sich die Normalkraft in den Stahlbetonwänden infolge der Kopplungswirkung von Decken und Riegeln verkleinerte, entwickelten die Stahlbetonwände im Erdgeschoss ein typisches Biege-Schubrissebild mit maximalen bleibenden Rissweiten von 1 mm (Bild 10a,b). In der anderen Anregungsrichtung vergrößerte sich die Normalkraft in den Stahlbetonwänden und weniger und kleinere Risse traten auf. In den oberen Stockwerken blieben die Stahlbetonwände ungerissen.

Beim letzten Versuchsdurchlauf wurde zum ersten Mal ein Versagen einer Mauerwerkswand senkrecht zu ihrer Ebene beobachtet. Eine Wand der Stirnseite der obersten Etage war großen horizontalen Verformungen unterworfen und berührte die außenliegenden vertikalen Stahlträger, die installiert worden waren, um ein mögliches Versagen aus der Ebene zu verhindern. Nach dem Versuch waren Horizontalrisse auf halber Wandhöhe und am Wandfuß und -kopf klar zu erkennen (Bild 10c). Die Wand, die versagte, war diejenige die links und rechts von Mauerwerkswänden statt Stahlbetonwänden flankiert war. Dies zeigt, dass die flankierenden Wände neben der eigentlichen Deckensteifigkeit ebenfalls einen Einfluss auf die Randbedingungen bezüglich Versagen senkrecht zur Wandebene haben.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Die Rütteltischversuche an einer gemischten Tragstruktur mit Stahlbeton- und Mauerwerkswänden erlaubten es, detaillierte Daten und Beobachtungen zum Erdbebenverhalten solcher Strukturen unter einer grossen Bandbreite von Anregungen von ganz kleinen Bewegungen bis hin zum beinahe Einsturz zu gewinnen. Zur Zeit werden die Versuchsdaten aufbereitet und dokumentiert. Anschließend sollen auf diesen aufbauend insbesondere Bemessungsfragen solcher Gebäude beantwortet sowie die Ergebnisse der quasi-statischen Versuche mit den dynamischen Versuchen verglichen werden. Das Erdbebenverhalten eines solchen Gebäudes hängt sehr stark von der jeweiligen Konfiguration der Mauerwerks- und Stahlbetonwände ab, d.h. von der Anzahl, Länge und Anordnung der jeweiligen Wände im Grundriss. Um weiter reichende Rückschlüsse für die Bemessung solcher Gebäude zu gewinnen, werden numerische Modelle mittels der gewonnenen Daten validiert und dann eine größere Reihe von Gebäudekonfigurationen analysiert. Hinsichtlich der Bemessung sollen insbesondere Fragen zur Interaktion von Mauerwerks- und Stahlbetonwänden und der verschiedenen Verhaltenszustände unter dem Aspekt des „Performance-based seismic design“ beantwortet werden. Außerdem ist der Einfluss der Randbedingungen auf das Verhalten von Mauerwerkswänden unter Beanspruchung senkrecht zur Wandebene ein weiterer Schwerpunkt der nachfolgenden Untersuchungen.

Danksagung

Der Rütteltischversuch im TREES-Labor des EUCENTRE wurde durch das Europäische Forschungsprogramm "SERIES" im Rahmen des Seventh Framework Programme [FP7/2007–2013] unter dem Abkommen Nummer 227887 finanziert. Ausserdem unterstützt das Schweizer Bundesamt für Umwelt (BAFU) das Vorhaben. Die Mauerwerkssteine für alle Versuche wurden von Morandi Frères SA gespendet. Alle Beiträge werden herzlichst verdankt. Die Autoren danken ebenfalls den Mitarbeitern des TREES-Labors, insbesondere Prof. Alberto Pavese und Dr. Simone Peloso, für ihre wertvolle Unterstützung während der gesamten Projektdauer. Das europäische Forschungsprojekt wurde durch die folgenden weiteren Partner begleitet: Prof. Baris Binici, Dr. Christoph Butenweg, Prof. Murat Altug Erberik, Dr. Pierino Lestuzzi, Dr. Jenö Varga, Dr. Thomas Wenk. Die Autoren bedanken sich herzlich für das Interesse und die Rückmeldungen zu Versuchsplanung und -durchführung.

Literatur

- [1] Cattari, S.; Lagomarsino, S.: Non-linear analysis of mixed masonry and reinforced concrete buildings. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology; Geneva (Switzerland), 2006.
- [2] Casoli, D.: Assessment of existing mixed RC-Masonry structures and strengthening by RC shear walls. A dissertation submitted in partial fulfilment of the requirements for the Master Degree in Earthquake Engineering; Pavia (Italy), IUSS Press; 2007.
- [3] Paparo, A., Beyer, K.: Seismic behaviour of mixed RC-URM wall structures: comparison between numerical results and experimental evidence. Vienna Congress on Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2013 (VEESD 2013); Vienna, Austria, 2013.
- [4] Dazio, A.: The effect of the boundary conditions on the out-of-plane behaviour of unreinforced masonry walls. 14th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE 2008); October 12–17, 2008, Beijing, China.
- [5] Tondelli, M.; Petry, S.; Beyer, K.: CoMa Walls: Seismic Behaviour of Mixed Reinforced Concrete – Unreinforced Masonry Wall Structures. Technical report; EPFL, 2013.
- [6] Petry, S.; Beyer, K.: Comparison of seismic tests on URM piers at half and full scale. 12th Canadian Masonry Symposium; Vancouver, Canada, 2013.
- [7] Petry, S.; Beyer, K.: Scaling unreinforced masonry structures with hollow-core clay bricks for laboratory testing. Vienna Congress on Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2013 (VEESD 2013); Vienna, Austria, 2013.
- [8] Paparo, A., Beyer, K.: Quasi-static cyclic tests of mixed RC-URM wall structure. 12th Canadian Masonry Symposium; Vancouver, Canada, 2013.

Die neue SGEB-Strategie

T. Wenk, K. Beyer

1 Einleitung

Der Vorstand der Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (SGEB) hat sich im letzten Jahr entschieden, seine Strategie zu überdenken und unter Mitwirkung der SGEB-Mitglieder die Themenschwerpunkte für die kommenden Jahre in einem Strategiepapier neu festzulegen. Im Juni 2013 wurde den SGEB-Mitgliedern eine erste Fassung des Strategiepapiers [1] zur Stellungnahme mittels Online-Mitgliederbefragung unterbreitet. Aufgrund der Ergebnisse dieser Mitgliederbefragung wird der Vorstand das SGEB-Strategiepapier auf Ende 2013 überarbeiten und Prioritäten für die Umsetzung festlegen. Der vorliegende Beitrag fasst das Strategiepapier und die Ergebnisse der Online-Umfrage zusammen.

2 Strategiepapier

Die erste Fassung des Strategiepapiers wurde vom erweiterten SGEB-Vorstand an einer zweitägigen Klausurtagung erarbeitet. Es umfasst die sechs Themenschwerpunkte: Weiterbildung, Öffentlichkeitsarbeit, Sensibilisierung der Architekten, Recht und Politik, Gebäudebeurteilung nach Erdbeben sowie Forschungsbedürfnisse jeweils gegliedert nach bisherigen und zukünftigen Tätigkeiten, die in den folgenden Kapiteln kurz beschrieben sind [1].

2.1 Weiterbildung

Auch in Zukunft soll die Durchführung von Weiterbildungskursen ein Haupttätigkeitsbereich der SGEB bleiben. Neben Einführungskursen zur zukünftigen Norm SIA 269/8 „Erhaltung von Bauwerken – Erdbeben“ sind Kurse zur Qualitätssicherung von Computerberechnungen im Erdbebeningenieurwesen und in der Baudynamik sowie zu Themen aus der Mitgliederbefragung vorgesehen. Ferner soll eine aktualisierte Dokumentation zum Thema Schwingungsprobleme bei Bauwerken mit beispielhaften Fallstudien aus der Praxis erstellt werden, die als Grundlage für eine Weiterbildungsveranstaltung dienen wird.

2.2 Öffentlichkeitsarbeit

Wie bisher soll auch in Zukunft versucht werden, das Thema „erdbebensicheres Bauen“ möglichst oft in die Fachpresse und wenn möglich auch in die Tagespresse zu bringen. Zu-

dem soll die Möglichkeit geprüft werden, im Zusammenhang mit markanten Ereignissen jeweils Medienmitteilungen der SGEB zu veröffentlichen.

2.3 Sensibilisierung der Architekten

Die erfolgreiche Zusammenarbeit der SGEB mit der Stiftung für Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen und dem Bundesamt für Umwelt bei der Verbreitung der Broschüren „Architektur- und Ingenieurpreis erdbebensicheres Bauen“ und der Faltblätter zum erdbebensicheren Bauen soll fortgesetzt werden. Zudem soll die Sensibilisierung der Architekten mit weiteren Aktivitäten wie Ausstellungen und Tagungen zur Erdbebenproblematik, die spezifisch an Architekten gerichtet sind, verstärkt werden. Ein weiteres Ziel ist es, in der Ausbildung der Architekten ein kleines Modul zum Erdbebenverhalten von Gebäuden zu verankern. An den Fachhochschulen wurden dazu bereits einige Initiativen unternommen, die bis jetzt aber nur auf verhaltene Resonanz stießen. Diese Bemühungen sollen aber fortgesetzt und auf die Eidgenössischen Technischen Hochschulen in Lausanne (EPFL) und in Zürich (ETH) ausgedehnt werden.

2.4 Gebäudebeurteilung nach Erdbeben

Bei der Gebäudebeurteilung nach einem Erdbeben fokussiert sich die SGEB primär auf fachliche Aspekte mit dem Ziel, die vorhandene Methodik weiterzuentwickeln und Ausbildungshilfen für die Durchführung von Einführungskursen zu erarbeiten, wobei Synergien mit Erkundungsmissionen genutzt werden sollen.

2.5 Recht und Politik

Die SGEB verfolgt weiterhin das Ziel, das erdbebengerechte Bauen überall in der Schweiz rechtlich besser zu verankern. Die SGEB versucht, in relevanten Projekt- und Kontaktgremien zwischen Bund und kantonalen Baubehörden fachlich mitzuwirken. Ferner sollen die Kantone zu verstärkten Kontrollen im Baubewilligungsverfahren ermahnt werden. Im Rahmen der Vorbereitung einer obligatorischen Erdbebenversicherung wird die SGEB einen stärkeren Einbezug des erdbebensicheren Bauens fordern.

2.6 Forschungsbedürfnisse

Die SGEB schlägt den Forschungsinstitutionen Forschungsprojekte vor, wo sie Bedürfnisse in den Bereichen Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik erkennt. Im Bereich Erdbebeningenieurwesen und Ingenieurseismologie stellt sich die Frage eines angemessenen Grundschatzes bei niedriger Seismizität unter Berücksichtigung des Kosten-Nutzen-Verhältnisses bei Neu- und Altbauten. Ferner bedarf der Einfluss der vertikalen Erdbebenanregung insbesondere auf das Verhalten von Mauerwerksgebäuden einer vertieften Klärung. Im Bereich Bauwerksdynamik bestehen empfindliche Lücken bei der Abschätzung der Bauwerksdämpfung. Sowohl experimentell wie auch theoretisch sollte vertieft untersucht werden, in welchem Ausmaß tragende und nicht-tragende Bauteile zur Bauwerksdämpfung beitragen.

Dr. sc.techn. Thomas Wenk

Gehrenholz 2h
CH-8055 Zürich

Prof. Dr. Katrin Beyer

Earthquake Engineering and
Structural Dynamics Laboratory (EESD)
École Polytechnique Fédérale
de Lausanne (EPFL)
CH-1015 Lausanne

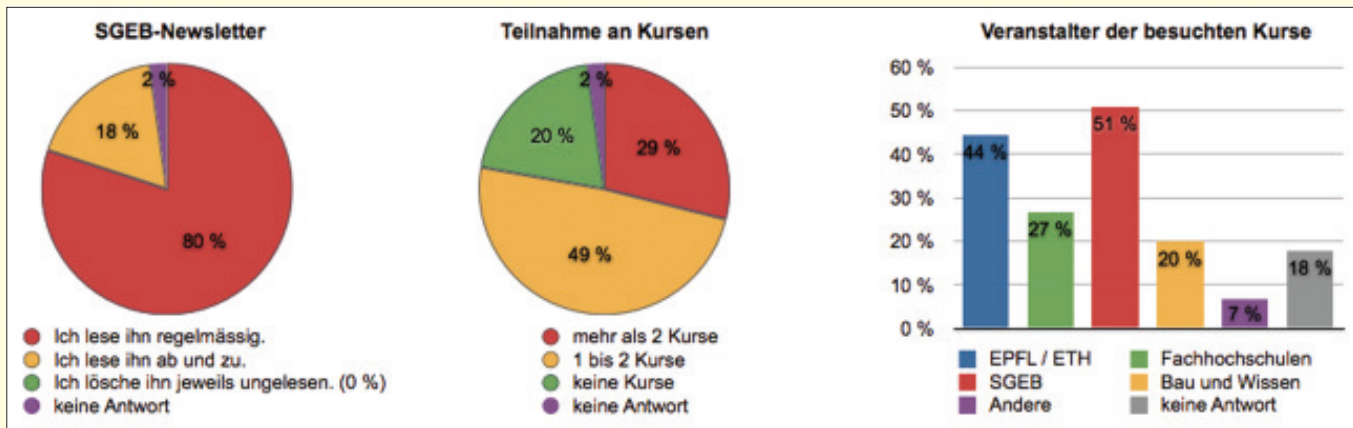


Bild 1. Beachtung des SGEB-Newsletters (links), bisherige Teilnahme an Weiterbildungskursen zu den Themen Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik in den letzten fünf Jahren (Mitte) sowie Veranstalter der besuchten Weiterbildungskurse (rechts)

3 Online-Mitgliederbefragung

Im Juni 2013 wurde die erste Fassung des Strategiepapiers [1] per SGEB-Newsletter verteilt und die Mitglieder eingeladen, sich im Rahmen einer Online-Befragung aktiv an der weiteren Bearbeitung des Strategiepapiers zu beteiligen. Insgesamt 45 Personen, d.h. gut 10 % der SGEB-Mitglieder, haben an der Online-Befragung teilgenommen. Die erste Frage betraf die Ausrichtung des Strategiepapiers. Drei Viertel der Teilnehmer der Online-Umfrage sind der Meinung, dass das Strategiepapier bereits alle wesentlichen Themen aufgreife. Das restliche Viertel unterstützt das Strategiepapier ebenfalls; es schlägt jedoch zusätzlich spezifische Ergänzungen dazu vor. Diese betreffen z.B. die Wirtschaftlichkeit von Verstärkungsmaßnahmen in den Zonen mit niedriger Seismizität.

Bild 1 zeigt, dass die Teilnehmer der Online-Umfrage den SGEB-Newsletter regelmäßig oder zumindest ab und zu lesen und großmehrheitlich in den letzten fünf Jahren Weiterbildungskurse zu den Themen Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik besucht haben. Mehr als die Hälfte der Teilnehmer (51%) hat einen oder mehrere Weiterbildungskurse der SGEB besucht. Als weitere Veranstalter von besuchten Kursen wurden die Eidgenössischen Technischen Hochschulen in Lausanne (EPFL) und in Zürich (ETH), die

Fachhochschulen sowie die Organisation „Bau und Wissen“ in Wildegg genannt (Bild 1, rechts).

Von den vorgeschlagenen Themenbereichen für zukünftige SGEB-Weiterbildungskurse erhielt das Thema „Erdbebenüberprüfung bestehender Bauten“ das beste Echo – 80% der Online-Umfrage Teilnehmer wären an einem solchen Kurs interessiert (Bild 2, links). Im zweiten Rang folgt die Thematik „Modellbildung, Durchführung und Qualitätssicherung von Computerberechnungen“, die 67% der Online-Umfrage-Teilnehmer interessiert. Die übrigen drei Themen erhielten mit über 40% immer noch einen beachtlichen Zuspruch. Als weitere Themen für Weiterbildungskurse wurden Einzelaspekte der Erdbebenüberprüfung bestehender Bauten wie z.B. das Verhalten von Holzdecken oder von Mauerwerkswänden quer zur Wandebene genannt. Es ist daher geplant diesen Aspekten in einem der Kurse spezielle Aufmerksamkeit zu widmen. Aus den Antworten wird klar ersichtlich, dass heute fast alle im konstruktiven Ingenieurbau tätigen Ingenieure über eine Grundausbildung im Erdbebeningenieurwesen verfügen. Die für die Kurse gewünschten Themen im Bereich Erdbebeningenieurwesen betreffen daher mehr und mehr komplexe Fragestellungen, zu denen zum Teil noch erheblicher Forschungsbedarf besteht. Zu einigen dieser Themen (Verhalten von Mauerwerkswänden aus der Ebene, Beurteilung bestehender Bauten)

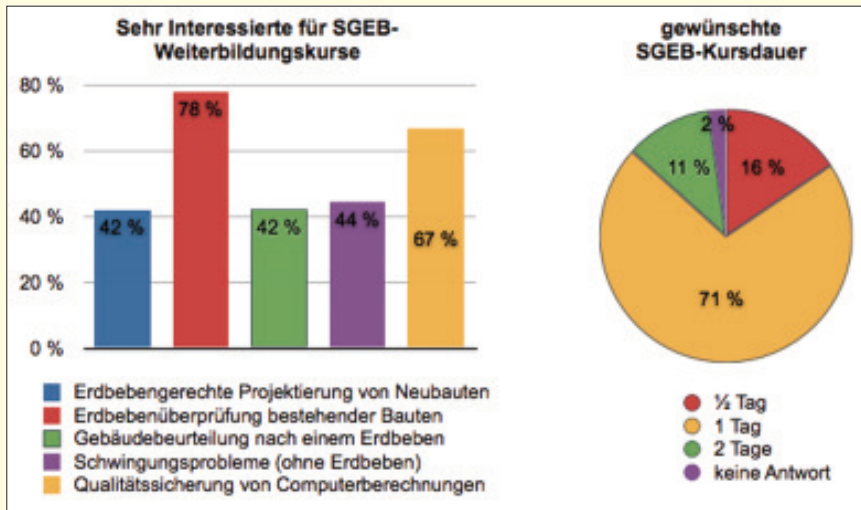


Bild 2. Anteil der sehr Interessierten gegliedert nach Themenbereichen für zukünftige SGEB-Weiterbildungskurse (links) sowie gewünschte Kursdauer (rechts).

ten) sind bereits Forschungsprojekte am Laufen oder in der Vorbereitung. Fast drei Viertel aller Teilnehmer an der Online-Umfrage ziehen eine Kursdauer von einem ganzen Tag gegenüber halbtägigen oder mehrtägigen Kursen vor (Bild 2, rechts). Dies ist auch die Dauer der meisten Kurse, die in der Vergangenheit angeboten wurde, und zeigt, dass sich dieses Format bewährt hat.

Auf die Frage, ob die Architekten stärker durch die SGEB für die Erdbebenproblematik sensibilisiert werden sollten oder ob dies hauptsächlich durch die am Projekt beteiligten Ingenieure geschehen solle, wurden beide Zielgruppen fast gleich mit je knapp 70% genannt (Bild 3, links). Als weitere Anzusprechende wurde auf Baubehörden und Eigentümer hingewiesen. Bei den für die Sensibilisierung der Architekten

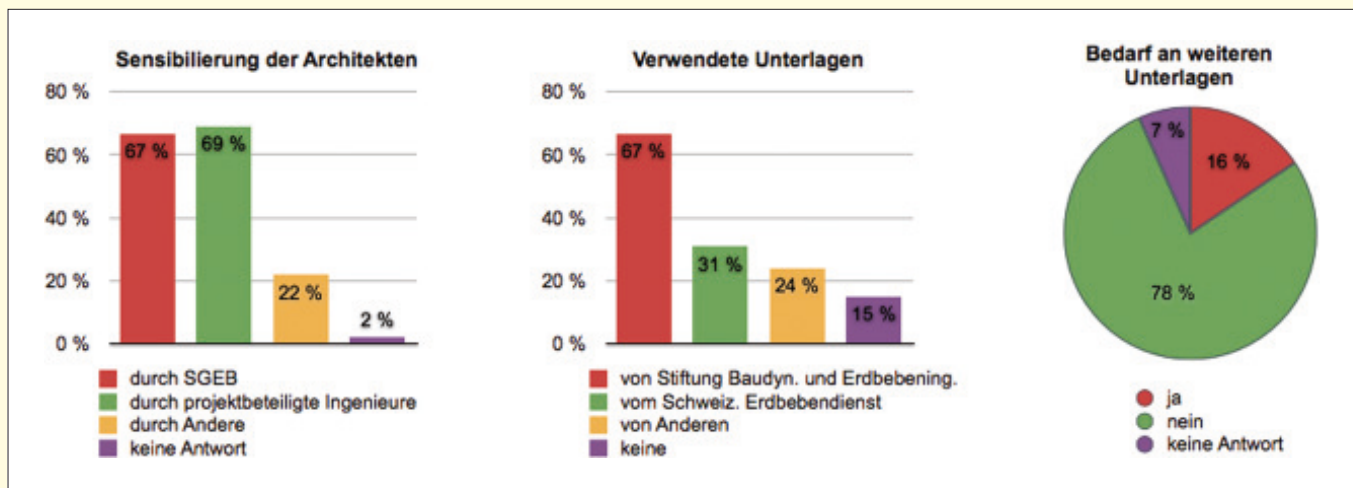


Bild 3. Durch wen sollen die Architekten stärker für die Erdbebenproblematik sensibilisiert werden (links)? Welche Unterlagen wurden bisher zur Sensibilisierung verwendet (Mitte)? Besteht ein Bedarf an weiteren Unterlagen (rechts)?

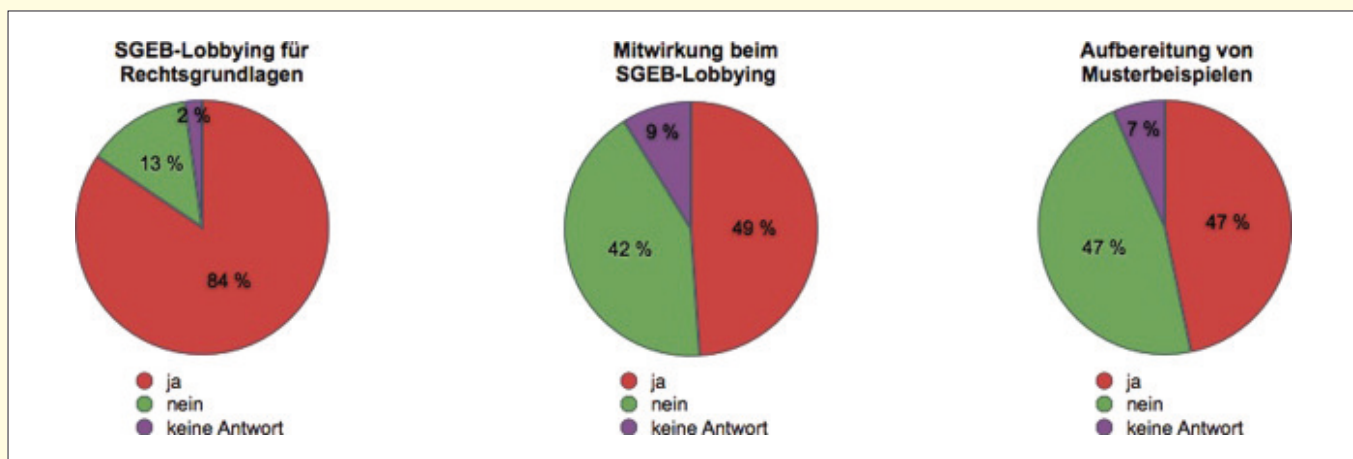


Bild 4. Soll die SGEB mit gezieltem Lobbying versuchen, die Rechtsgrundlagen zur Verpflichtung und Kontrolle des erdbebensicheren Bauens besser zu verankern (links)? Bereitschaft aktiv beim SGEB-Lobbying (Mitte) sowie bei der Publikation von Musterbeispielen der Erdbebensicherung von Bauwerken mitzuwirken (rechts).

verwendeten Unterlagen stechen die Falblätter der Stiftung für Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen (www.baudyn.ch) heraus, die von zwei Dritteln eingesetzt werden (Bild 3, Mitte). Ein Bedarf an weiteren Unterlagen, um die Zielsetzung der Erdbebenvorschriften in den Normen zu kommunizieren, besteht praktisch nicht mehr. Nur gerade 16% sehen einen zusätzlichen Bedarf (Bild 3, rechts). Auf die Frage nach anderen eingesetzten Mitteln zur Sensibilisierung wurden mehrfach die Normen genannt, während ein Teilnehmer meinte, er verlasse sich lieber auf seine persönliche Überzeugungskraft.

Eine sehr starke Mehrheit von 84% findet, die SGEB solle ihre bisherige politische Arbeit zur besseren rechtlichen Verankerung des erdbebengerechten Bauens überall in der Schweiz fortführen (Bild 4, links). Ein Teilnehmer fügte bei: „Sonst geschehe nichts“. Knapp die Hälfte ist bereit, sich aktiv beim SGEB-Lobbying zu beteiligen (Bild 4, Mitte) sowie bei der Publikation von Musterbeispielen der Erdbebensicherung von Bauwerken mitzuwirken (Bild 4, rechts). Da Lobbying und Öffentlichkeitsarbeit sehr zeitintensive Tätigkeiten sind, wird der Vorstand sehr gerne auf diese Unterstützung zählen und versuchen größere Arbeitsgruppen zu initiieren, die sich diesen Aufgaben annehmen.

4 Weiteres Vorgehen

Der SGEB-Vorstand wird das Strategiepapier aufgrund der Online-Umfrage überarbeiten und die definitive Fassung gegen Ende 2013 im SGEB-Newsletter und auf der SGEB-Webseite (www.sgeb.ch) veröffentlichen. Anschließend werden die Prioritäten für die Umsetzung festgelegt. Der Vorstand bedankt sich bei allen Teilnehmern der Online-Umfrage für die Rückmeldungen und die konstruktiven Vorschläge und freut sich auf eine gute Zusammenarbeit in den kommenden Jahren.

Literatur

- [1] Wenk, T., Bachmann, H., Beyer, K., Dazio, A., Duvernay, B., Fäh, D., Feltrin, G., Lang, K., Lestuzzi, P., Mittaz, X., Szczesiak, T. (2013): Strategie der SGEB, www.sgeb.ch/pressemitteilungen.html

Effektivität von Schwingungsdämpfern bei Windenergieanlagen

O. Altay, C. Butenweg, F. Fries, F. Taddei

Zusammenfassung

Windenergieanlagen werden durch Wind, Wellen und Erdbebenlasten dynamisch beansprucht und sind aufgrund der schlanken Bauweise und geringen Dämpfungseigenschaften sehr schwingungsanfällig. Mit zunehmender Bauwerkshöhe steigen auch das Belastungsniveau und die Schwingungsempfindlichkeit. Zur Reduktion der Turmschwingungen der Windenergieanlagen wurden zahlreiche Maßnahmen entwickelt. In diesem Beitrag wird die Effektivität von Schwingungsdämpfern zur Reduktion der windinduzierten Schwingungen von Onshore-Windenergieanlagen dargestellt. Hierfür wurden die Schwingungsantworten einer 5 MW Referenz-Windenergieanlage mit und ohne Schwingungsdämpfer numerisch ermittelt. Die Schwingungsberechnungen wurden mit den Programmen FAST und FAST-SC durchgeführt. Die turbulenten Windeinwirkungen wurden mit dem Programm TurbSim ermittelt. Die Ergebnisse zeigen, dass der Schwingungsdämpfer insbesondere bei niedrigen Windgeschwindigkeiten sehr effektiv wirkt. In diesem Bereich wird die untersuchte Anlage überwiegend in seiner ersten Eigenfrequenz angeregt. Die Turmschwingungen konnten dabei bis zu 40 % reduziert werden.

1 Einleitung

Windenergieanlagen (WEA) zählen zu den wichtigsten Alternativen der Produktion erneuerbarer Energien und leisten einen erheblichen Beitrag zur Energiegewinnung. Laut statistischer Auswertung von GWEC [1] nahm die Stromproduktionskapazität der weltweit in Betrieb genommenen Windkraftwerke allein in 2012 um ca. 20 % zu und erreichte insgesamt 283 GW. Deutschland liegt dabei mit 5 % Zunahme und einer kumulativen Kapazität von 31 GW nach USA und China an dritter Stelle.

Eine weitere Zunahme des durch die Windkraftwerke erzeugten Energieanteils hängt von den technologischen Entwicklungen des Produktions- sowie Bauverfahrens der Anlagen ab. Die geplante maximale Lebensdauer einer modernen WEA liegt derzeit bei 20 Jahren. Dies ist im Vergleich zu den Herstellungs- und Wartungskosten jedoch wirtschaftlich nicht effizient genug. Die Hauptursache des Lebensdauer-

erproblems liegt in den zahlreichen Lastwechseln, die durch die windinduzierten dynamischen Erregerkräfte verursacht werden. So liegt die Lastwechselzahl des Rotors und damit des gesamten Turms einer für 20 Jahre ausgelegten WEA für die gesamte Betriebszeit bei 10^9 [2]. Bei Brücken liegt diese im Vergleich bei ca. 10^7 . Die Leistung einer WEA wird an erster Stelle durch die Turmhöhe und die Rotorfläche beeinflusst. Um noch höhere und effektivere Anlagen bauen zu können, müssen die strukturdynamischen Eigenschaften im Hinblick auf das Lebensdauerproblem deutlich verbessert werden.

2 Maßnahmen zur Schwingungsreduktion der Windenergieanlagen

Zur Schwingungsreduktion verfügen die meisten modernen Windturbinen über eine sogenannte Pitch- bzw. Blattwinkelregelung, womit der Neigungswinkel der Blattläufer in Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit sowie den Betriebsbedingungen entsprechend automatisch eingestellt wird. Mit Hilfe dieser Maßnahme werden die Leistungsabgabe der Turbinen möglichst konstant gehalten und die kritischen Rotordrehgeschwindigkeiten, die beispielsweise die Turmresonanzschwingungen hervorrufen oder die Anlage extrem belasten, vermieden. Diese Maßnahme beeinträchtigt aber gleichzeitig auch die Leistung der Anlage, weil die Rotordrehung bei bestimmten Geschwindigkeiten verhindert wird.

WEA weisen generell sehr niedrige Dämpfungseigenschaften auf. Der aus den Struktur- und aerodynamischen Dämpfungsanteilen resultierende Gesamtdämpfungswert einer Stahlturnanlage liegt üblicherweise bei 1–2 % [3]. Durch den Einsatz zusätzlicher Dämpferelemente können die Dämpfungseigenschaften verbessert werden. Beispielsweise in passiver Ausführung mit viskoser Flüssigkeit oder als semiaktive Variante mit magnetorheologischer oder elektrorheologischer Flüssigkeit befüllte Hydraulikdämpfer können ähnlich wie die Stoßdämpfer aus der Automobilindustrie die Schwingungsenergie der Anlage lokal an den Installationspunkten dissipieren. Die semiaktiven Dämpfer können dabei ein breiteres Frequenzspektrum abdecken als passive. Sowohl die passiven als auch die semiaktiven Dämpferelemente werden im Turminneren meist in polarer Formation eingebaut, so dass sie die Turmschwingungen in jede Richtung dämpfen können. Dabei wird jedoch der Turmschacht blockiert und die Zugänglichkeit des Maschinenraums beeinträchtigt. Die Materialkosten und der Wartungsaufwand erschweren den Einsatz dieser effektiven Schwingungsreduktionsmaßnahme.

In der Praxis zur Reduktion der turmartigen Bauwerksschwingungen werden auch Schwingungsdämpfer eingesetzt. Ein konventioneller Schwingungsdämpfer besteht aus einer Zusatzmasse, die mit Feder- und Dämpferelementen an das Bauwerk angekoppelt wird. Die Eigenfrequenz des Masse-Feder-Dämpfers ergibt sich aus der Federsteifigkeit.

Dr.-Ing. Okyay Altay
Dr.-Ing. Christoph Butenweg
B.Sc. Fabian Fries
M.Sc. Francesca Taddei

Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik
RWTH Aachen University
Mies-van-der-Rohe-Str. 1
52074 Aachen

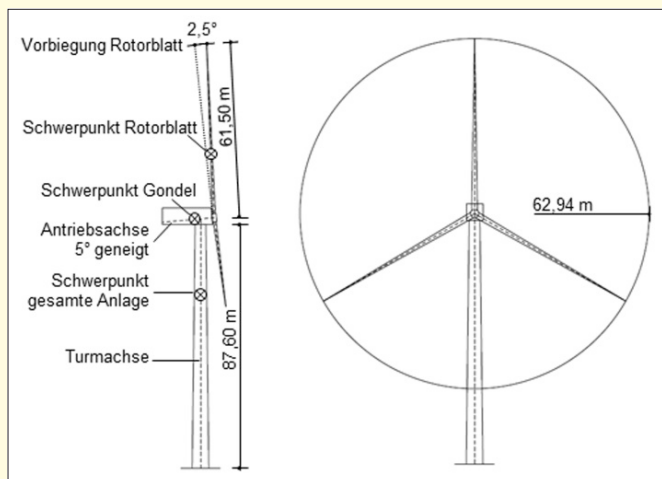


Bild 1. Skizze der NREL 5 MW Referenz-Windenergieanlage

Der Dämpfungswert wird durch das Dämpferelement bestimmt. Die durch eine gezielte Abstimmung ermittelten Parameter des Schwingungsdämpfers bringen die Dämpfermasse mit einem Phasenunterschied von 90° entgegen der Bewegungsrichtung des Bauwerks zum Schwingen, so dass die auf das Hauptsystem übertragenen Kräfte wie viskose Dämpfungskräfte wirken und dabei die Schwingungen reduzieren.

Ein weiterer Schwingungsdämpfertyp sind die Pendeldämpfer. Dabei wird die Dämpfermasse üblicherweise unterhalb des Maschinenraums der WEA gehängt und mit zusätzlichen Dämpferelementen oder Reibplatten unterstützt. Die Länge des Pendels ergibt sich aus der erzielten Dämpferfrequenz. Bei WEA beträgt die erforderliche Pendellänge aufgrund der tiefen Eigenfrequenz der WEA öfters mehrere Meter. Bei Anlagen mit einer Eigenfrequenz unter 0,4 Hz liegt die nötige Pendellänge über 10 m und steigt Exponentiell. Bei solchen Fällen sind die sogenannten Mehrfachpendeldämpfer zu verwenden. Dabei wird die Dämpfermasse an mehreren miteinander gekoppelten Pendeln gehängt.

Neben den mechanischen Schwingungsdämpfern gibt es auch die sogenannten Schwapp- und Flüssigkeitssäulendämpfer. Dabei besteht die Dämpfermasse aus Flüssigkeit. Der Schwappdämpfer besteht aus einem offenen mit Flüssigkeit befüllten Behälter. Die Schwingungsenergie wird dabei durch die Wellenbildung der Dämpferflüssigkeit dissipiert. Die Dämpfergeometrie bestimmt die Eigenfrequenz des Dämpfers. Durch die Installation zusätzlicher Gitter kann das Dämpfungsmaß erforderlichenfalls erhöht werden.

Ein weiterer Flüssigkeitsdämpfer ist der von Frahm [4] bereits im Jahr 1910 patentierte Flüssigkeitssäulendämpfer. Der Dämpfer besteht aus einem U-förmigen Rohrsystem, gefüllt mit einer Newtonschen Flüssigkeit. Die Schwingungsenergie der Flüssigkeit wird im Rohrsystem durch die Turbulenzeffekte und die örtlichen Druckverluste infolge Reibung dissipiert. Die Eigenfrequenz des Flüssigkeitssäulendämpfers ergibt sich aus der Geometrie des Rohrsystems.

3 Numerische Untersuchung einer 5 MW-Windenergieanlage mit Schwingungsdämpfern

Um die Effektivität von Schwingungsdämpfern bei WEA zu untersuchen, wird eine Onshore 5 MW Referenz-WEA [5], [6] während des Produktionsbetriebs simuliert. Dazu werden

die Programme FAST [7], [8] und TurbSim [9], [10], die am National Renewable Energy Laboratory (NREL) in den USA entwickelt wurden, sowie die von Lackner entwickelte Ergänzung FAST-SC [11] verwendet. Die Eigenschaften der untersuchten Anlage sowie die Funktionsweise und Anwendung dieser Programme, die nötigen Parameter sowie die zur Auswertung verwendeten Funktionen werden in diesem Kapitel dargestellt.

3.1 Systembeschreibung

Die untersuchte Referenz-WEA wurde vom Jonkman et al. entworfen, mit dem Ziel Simulationsergebnisse der internationalen Forschergruppen besser vergleichbar zu machen. Als Basis dienten die REpower 5M und die Multibird M5000 WEA. Sie waren zum Zeitpunkt der Entwicklung die Prototypen mit der höchsten Leistung. Als weitere Basis des Modells dient die DOWEC 6 MW Anlage, die im Rahmen eines durch das Niederländische Wirtschaftsministerium geförderten Projektes ebenfalls zu Simulationszwecken entwickelt wurde. Im Folgenden werden die wichtigsten Eigenschaften der Referenz-WEA zusammengefasst, weitere Angaben können [5] und [6] entnommen werden. In Bild 1 ist die Referenz-WEA mit den wichtigsten Abmessungen skizziert.

Die Referenz-WEA ist für die Windenergieanlagenklasse 1B gemäß DIN EN 61400-1 [12] konzipiert und besitzt bei einer Windgeschwindigkeit von 11,4 m/s seine Nennleistung von 5 MW. Weitere Eigenschaften sind in den Tabellen 1, 2 und 3 zusammengefasst. Zur Optimierung der Leistung dient unterhalb der Nennleistung die Drehzahlregelung mittels eines Getriebes und ab dieser Leistung die Pitch-Steuerung. Diese Steuerungen sind in einer Subroutine der Simulationssoftware integriert. Der Rotor besteht aus einer Rotornabe mit 3 m Durchmesser und drei 61,5 m langen Rotorblättern. Der Rotor ist 5 m vor der Turmachse platziert und die Antriebsachse um 5° geneigt. Die Rotorblätter sind zusätzlich nicht orthogonal an der Rotornabe befestigt, sondern 2,5° dem Wind entgegen geneigt. Dadurch wird bei extremen Windereignissen eine Kollision der Blattspitzen mit

Tabelle 1. Eigenschaften der NREL 5 MW Referenz-Windenergieanlage

WEA-Klasse	1
Turbulenzklasse	B
Nennleistung	5 MW
Rotor	LUV Läufer, 3 Rotorblätter
Leistungsregelung	Pitch- und Drehzahlregelung
Rotor-, Nabendurchmesser	126 m, 3 m
Nabenhöhe	90 m
Einschalt-, Nenn-, Abschaltwindgeschwindigkeit	3 m/s, 11,4 m/s, 25 m/s
Nennrotordrehzahl	12,1 U/min
Überhang, Antriebsstrang- und Rotorblattneigung	5 m, 5°, 2,5°
Rotormasse	110 t
Gondelmasse	240 t
Turmmasse	347,46 t

Tabelle 2. Eigenschaften des Stahlrohrturms

	Außen- durchmesser	Blechdicke
Turmfuß	6,00 m	27 mm
Turmkopf	3,87 m	19 mm

Tabelle 3. Eigenfrequenzen der NREL 5MW Referenz-Windenergieanlage

1. Turm in Windrichtung	0,324 Hz
2. Turm in Windrichtung	2,900 Hz
1. Turm quer zur Windrichtung	0,312 Hz
2. Turm quer zur Windrichtung	2,936 Hz

dem Turm infolge Durchbiegung ausgeschlossen. Der effektive Rotordurchmesser beträgt daher 125,88 m. Die genaue Geometrie der Rotorblätter ist zur Bestimmung der aerodynamischen Lasten ebenfalls festgelegt. Die Rotornabe liegt 2,4 m über der Spitze des 87,6 m hohen Stahlrohrturms, daraus ergibt sich eine Nabenhöhe von 90 m. Um Lackierung, Einbauten und Flansche zu berücksichtigen, wird in der Simulation eine Dichte von 8.500 kg/m³ für den Stahlrohrturm angesetzt. Bei der verwendeten Onshore-Version der Referenz-WEA wird angenommen, dass der Turm als vollständig eingespannt ist.

Um die WEA vollständig zu simulieren sind zusätzliche Angaben zu den Schwingungseigenschaften notwendig. Für die Referenz-WEA sind die Eigenformen für Turm- und Rotorblattschwingungen in [15] angegeben. Sie werden jeweils durch eine Polynomfunktion sechsten Grades beschrieben, wobei die Koeffizienten des konstanten und linearen Terms jeweils null sind. Modelliert werden die ersten und zweiten Biegeeigenformen der Rotorblätter in Schlagrichtung, sowie die erste Eigenform in Schwenkrichtung. Für den Turm sind jeweils die erste und zweite Biegeeigenform in Windrichtung und quer zur Windrichtung modelliert. Das Lehrsche Dämpfungsmaß der Strukturdämpfung der Rotorblätter liegt bei 0,48 %. Das Lehrsche Dämpfungsmaß der Strukturdämpfung des Turms beträgt 1 %.

Im Betriebszustand liegt die Rotordrehzahl der Referenz-WEA zwischen 6,97 und 12,10 U/min bei einer Windgeschwindigkeit von 3 m/s bzw. bei Windgeschwindigkeiten zwischen 11,4 und 25 m/s. Die sich daraus ergebenden 1P- und 3P-Anregenden sind in Bild 2 zusammen mit der ersten Eigenfrequenz des Turms in Windrichtung dargestellt. Zu sehen ist, dass die Frequenz sehr nah an der 3P-Frequenz liegt.

3.2 Auslegungskriterien der Schwingungsdämpfer

Die Wirkung eines Schwingungsdämpfers hängt primär von der Abstimmung seiner dynamischen Parameter auf die Eigenschaften des Hauptsystems ab. Zur Auslegung der Schwingungsdämpfer sind zahlreiche Ansätze vorhanden. In der Praxis werden insbesondere die Abstimmungskriterien nach Den Hartog angewendet [14]. Diese liefern als Ergebnis abhängig vom Anregungstyp die optimale Eigenfrequenz und das Lehrsche Dämpfungsmaß des Schwingungsdämpfers.

Die Abstimmungskriterien nach Den Hartog werden aus der Resonanzkurve eines harmonisch angeregten Zweimassen-

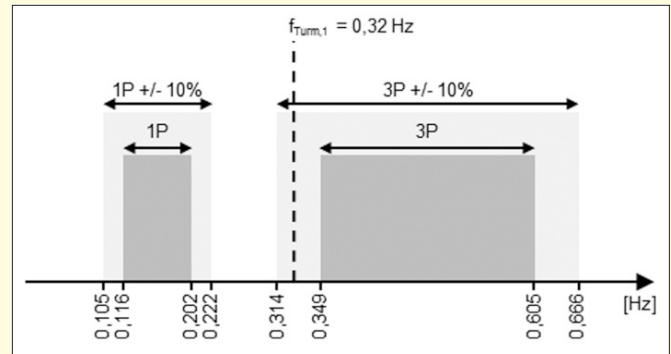


Bild 2. 1P- und 3P-Anregende der NREL 5MW Referenz-Windenergieanlage

schwingers abgeleitet. Wird ein Einmassenschwinger durch einen Schwingungsdämpfer ergänzt, so sind im Spektrum statt der zuvor eine Eigenfrequenz nun zwei Eigenfrequenzen mit geringerer dynamischer Überhöhung zu erkennen. Ziel der Optimierungskriterien ist es, den Schwingungsdämpfer so einzustellen, dass beide Peaks der Eigenfrequenzen möglichst niedrig und auf der gleicher Höhe liegen. Dazu werden die Eigenfrequenz $f_{D,opt}$ und Dämpfung $D_{D,opt}$ des Schwingungsdämpfers abhängig vom Massenverhältnis μ und der Eigenfrequenz f_H des Hauptsystems gewählt.

$$f_{D,opt} = \frac{f_H}{1 + \mu} \quad (1)$$

$$D_{D,opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu)^3}} \quad (2)$$

Das Kriterium zur Frequenzabstimmung ist möglichst genau einzuhalten, da schon Abweichungen von 5 % dazu führen, dass einer der beiden Peaks deutlich höher liegt [15], [16]. Abweichungen von bis zu 50 % von der optimalen Dämpfung haben einer geringfügigen Erhöhung der Amplituden zufolge. Insbesondere bei WEA wegen dem geringen Lehrschen Dämpfungsmaß werden diese Effekte deutlicher. Bei Systemen mit verteilter Masse und mehreren Freiheitsgraden werden die Schwingungsdämpfer auf eine bestimmte Eigenfrequenz abgestimmt, die die Schwingungsantwort des Systems dominiert. Mit mehreren Schwingungsdämpfern können gleichzeitig mehrere Schwingungsformen beeinflusst werden. Bei turmartigen Strukturen wie die WEA ist meist die erste Biegeschwingform des Turms maßgebend für das dynamische Verhalten. Dabei entspricht f_H zu dieser Schwingform gehörige Eigenfrequenz und das Massenverhältnis μ ergibt sich aus dem Quotient der Dämpfermasse zur modalen Masse des Bauwerks.

Die zu dieser Eigenform der untersuchten Referenz-WEA gehörende modale Masse beträgt 364 t. Rotor und Gondelmasse gehen jeweils vollständig in die modale Masse ein. Der Anteil der Turmmasse, der zur modalen Masse gehört, berechnet sich nach Gl. (3).

$$M_{\ddot{a}q} = \int_0^l m(x)\eta^2(x)dx \quad (3)$$

$\eta(x)$ ist dabei die Eigenform, welche für die Nabenhöhe von 90 m auf eins normiert wird. Die Massenbelegung $m(x)$ wird

Tabelle 4. Parameter des Schwingungsdämpfers

Massenverhältnis μ	5%
Eigenfrequenz $f_{D,opt}$	0,309 Hz
Lehrsches Dämpfungsmaß $D_{D,opt}$	12,8 %

aus den Turmabmessungen in Tabelle 2 berechnet. Die daraus ermittelten Parameter des Schwingungsdämpfers werden in **Tabelle 4** zusammengestellt.

3.3 Simulationsparameter

3.3.1 Ermittlung der Windlasten

Die Windlasten, die auf die Referenz-WEA einwirken, werden gemäß der DIN EN 61400-1 für den Auslegungsfall 1.2 „Produktionsbetrieb zur Analyse der Betriebsfestigkeit“ bestimmt. Dieser Lastfall ist maßgebend für die Lebensdauer der WEA. Dabei sind die Windlasten nach dem normalen Turbulenzmodell für Windgeschwindigkeiten auf Nabenhöhe V_{Hub} im Intervall zwischen der Einschaltwindgeschwindigkeit V_{in} und der Abschaltwindgeschwindigkeit V_{out} der WEA zu ermitteln. In diesem Betriebszustand ist die WEA für normale Windbedingungen nachzuweisen. Alternativ sind in der Norm noch extreme Windbedingungen definiert, die im Rahmen dieser Untersuchung nicht relevant sind.

Zur Beschreibung der Windbedingungen gehört die Definition einer Windgeschwindigkeitsverteilung, eines Windprofilmodells sowie eines Turbulenzmodells. Die Windgeschwindigkeitsverteilung gibt die Häufigkeit an, mit der die jeweiligen Windgeschwindigkeiten auftreten. Auf Nabenhöhe ist die Wahrscheinlichkeit des 10-min-Mittelwertes der Windgeschwindigkeit gemäß DIN EN 61400-1 als Rayleigh-Verteilung anzunehmen. Das Windprofilmodell beschreibt die Höhenabhängigkeit der Windgeschwindigkeit. Es wird das exponentielle Windprofil verwendet, wie es in der Norm gefordert ist. Bei der Turbulenz handelt es sich um stochastische Abweichungen der Windgeschwindigkeit von dem 10-min-Mittelwert der Windgeschwindigkeit. Die stochastischen Abweichungen werden durch Turbulenzmodelle beschrieben. In der Norm sind allgemeine Anforderungen an das zu verwendende Turbulenzmodell formuliert, sowie zwei Modelle genannt, welche diese erfüllen. Eines ist das Gradienten Turbulenzmodell von Mann, das andere das Spektral- und exponentielle Kohärenzmodell von Kaimal. Für diese Untersuchung wurde das Modell von Kaimal verwendet.

Die Windeinwirkungen bestehen dabei aus drei Komponenten: Einer longitudinalen in Windrichtung mit dem 10-min-Mittelwert der Windgeschwindigkeiten auf Nabenhöhe V_{Hub} , einer transversalen horizontal senkrecht zur Windrichtung sowie einer aufwärts gerichteten jeweils mit einem 10-min-Mittelwert von 0 m/s. Die Komponenten werden anhand von Leistungsspektraldichte und einer räumlichen Korrelationsstruktur für jeden Punkt eines zweidimensionalen Gitters berechnet. Eine genaue Beschreibung des Modells von Kaimal ist im Anhang B.2 der Norm zu finden. Nach dem Turbulenzmodell werden für alle Punkte eines Rasters Windgeschwindigkeitsvektoren mit je drei Komponenten erstellt. Das Programm TurbSim berechnet für diskrete Zeitpunkte die turbulenten Winddaten in einem zweidimensionalen Feld. Bei den berechneten Daten handelt es sich um eine stationäre Windsimulation, die den Anforderungen der DIN EN 61400-1 entspricht. Die Daten werden mit Hilfe eines Al-

Tabelle 5. Input-Parameter TurbSim

Windfeld	145 x 145 m
Anzahl der Gitterpunkte	31 x 31
Simulationszeit	1030 s
Turbulenzmodell	Kaimal
Turbulenzbedingungen	Normales Turbulenzmodell
Windprofil	Exponentiell
Nabenhöhe	90 m
Höhe der Referenz-Windgeschwindigkeit	90 m
Referenz-Windgeschwindigkeit	3-25 m/s

gorithmus erstellt, der durch eine Zufallszahl initiiert wird. Bei gleichen Startwerten liefert der Algorithmus das gleiche Ergebnis, sodass die Berechnungen reproduzierbar sind. In **Tabelle 5** sind die wichtigsten Parameter der durchgeführten Simulationen aufgeführt.

3.3.2 Schwingungssimulation

Die Schwingungsantwort der untersuchten WEA wurde mit dem Programm FAST sowie seiner Ergänzung FAST-SC ermittelt. Die Abkürzung FAST steht für „Fatigue, Aerodynamics, Structures and Turbulence“ und SC für „Structural Control“. FAST wurde zur Simulation von WEA für On- und Offshore-Installation entwickelt und von der Germanischer Lloyd WindEnergie GmbH als mit anderen Programmen konsistentes Simulationstool für WEA zertifiziert. Es können Schwingungen, Lasten, Rotorbewegung, elektrische Leistung und Lärmemission der WEA unter Wind-, Wellen- und Erdbebenlasten berechnet werden und zwar unter Einbeziehung aller relevanten Steuermechanismen wie Windrichtungsnachführung, Getriebesteuerung, Pitch-Regelung und Rotorbremsen.

Zur Simulation müssen zunächst die relevanten Eigenschaften der WEA zusammengetragen werden. Aus diesen Daten sind die Input-Dateien für FAST, die Subroutinen für die Anlagensteuerung sowie die Input-Dateien für AeroDyn zu generieren. AeroDyn ist ein mit NREL entwickeltes Programm, dass in FAST integriert ist [17]. Es berechnet aus den Winddaten, die mit TurbSim generiert wurden, und den aerodynamischen Angaben zu den Rotorblättern, abhängig von deren Position und Geschwindigkeit, die aerodynamischen Lasten der Rotorblätter. Diese werden an FAST übermittelt, um daraus die Systemantworten zu berechnen, sodass wieder die Geschwindigkeit und die Position der Rotorblätter für den nächsten Zeitschritt an AeroDyn übergeben werden können.

Das Programm FAST wurde von Lackner zu FAST-SC erweitert, indem die Möglichkeit zwei Schwingungsdämpfer simulieren zu können hinzugefügt wurde. Eine Beschreibung der Modifikationen ist in [18], [19], [20] und [21] zu finden. Im Wesentlichen wurden je ein Freiheitsgrad für einen Schwingungsdämpfer parallel und quer zur Windrichtung hinzugefügt und deren Bewegungen und Kräfte mit denen der WEA gekoppelt. Neben den Parametern zur Abstimmung des Schwingungsdämpfers kann auch die Position des Schwingungsdämpfers variiert, sowie eine Steuerung zur Simulati-

Tabelle 6. Input-Parameter FAST bzw. FAST-SC

Simulationszeit	1000 s
Zeitinkrement	0,0125 s
Dämpfermasse	18,2 t
Federkonstante	68,3 kN/m
Dämpfungskonstante	9,0 kN·s/m

on eines aktiven Dämpfersystems implementiert werden. Eine Positionierung des Schwingungsdämpfers ist innerhalb der Gondel und für Offshore-WEA zusätzlich in der Plattform möglich. In **Tabelle 6** sind die wichtigsten Eingangsparameter zusammengefasst.

Als Output wird von FAST bzw. FAST-SC eine Zusammenfassung der Randbedingungen der AeroDyn- und FAST-Berechnungen, sowie eine Tabstopp getrennte Zeitreihendatei der Berechnungsergebnisse erstellt.

4 Ergebnisse

Die Systemantworten der Referenz-WEA wurden bei turbulenter Windeinwirkung für die Einschaltwindgeschwindigkeit von 3 m/s bis zur Abschaltwindgeschwindigkeit von 25 m/s sowie für Zwischenwerte jeweils mit und ohne

Schwingungsdämpfer simuliert. Die Ergebnisse werden anhand der RMS-Werte der Turmschwingungen in Windrichtung ausgewertet. Dabei wurden für die untersuchten Windgeschwindigkeiten jeweils drei Berechnungen durchgeführt. Zum Vergleich der Dämpferwirkung wird der Reduktionsfaktor R in % aus Gl. (4) berechnet. Die Simulationsergebnisse sind in **Bild 3** dargestellt.

$$R = \left(1 - \frac{RMS_{mit}}{RMS_{ohne}}\right) \cdot 100 \quad (4)$$

Die Abhängigkeit des Reduktionsfaktors von der Windgeschwindigkeit bei turbulenter Windeinwirkung kann anhand der Schwingungszeitverläufe sowie der Spektren der Turmkopfschwingungen erklärt werden (**Bild 4**). Die Veränderungen in der Charakteristik der Spektren und Schwingungszeitverläufe findet stetig mit der Änderung der Windgeschwindigkeit statt.

Sowohl im Schwingungszeitverlauf wie auch im Spektrum ist zu erkennen, dass der Turm bei einer Referenz-Windgeschwindigkeit von 3 m/s zu periodischen Schwingungen in seiner Eigenfrequenz und der 3P-Frequenz angeregt wird. Die 3P-Frequenz schwankt im Zeitverlauf nur leicht um +/- 0,013 Hz. Der Reduktionsfaktor von 38,6 % resultiert aus der Dämpfung der Schwingungen in der Eigenfrequenz des Turms und der 3P-Frequenz, die aufgrund der breitband-

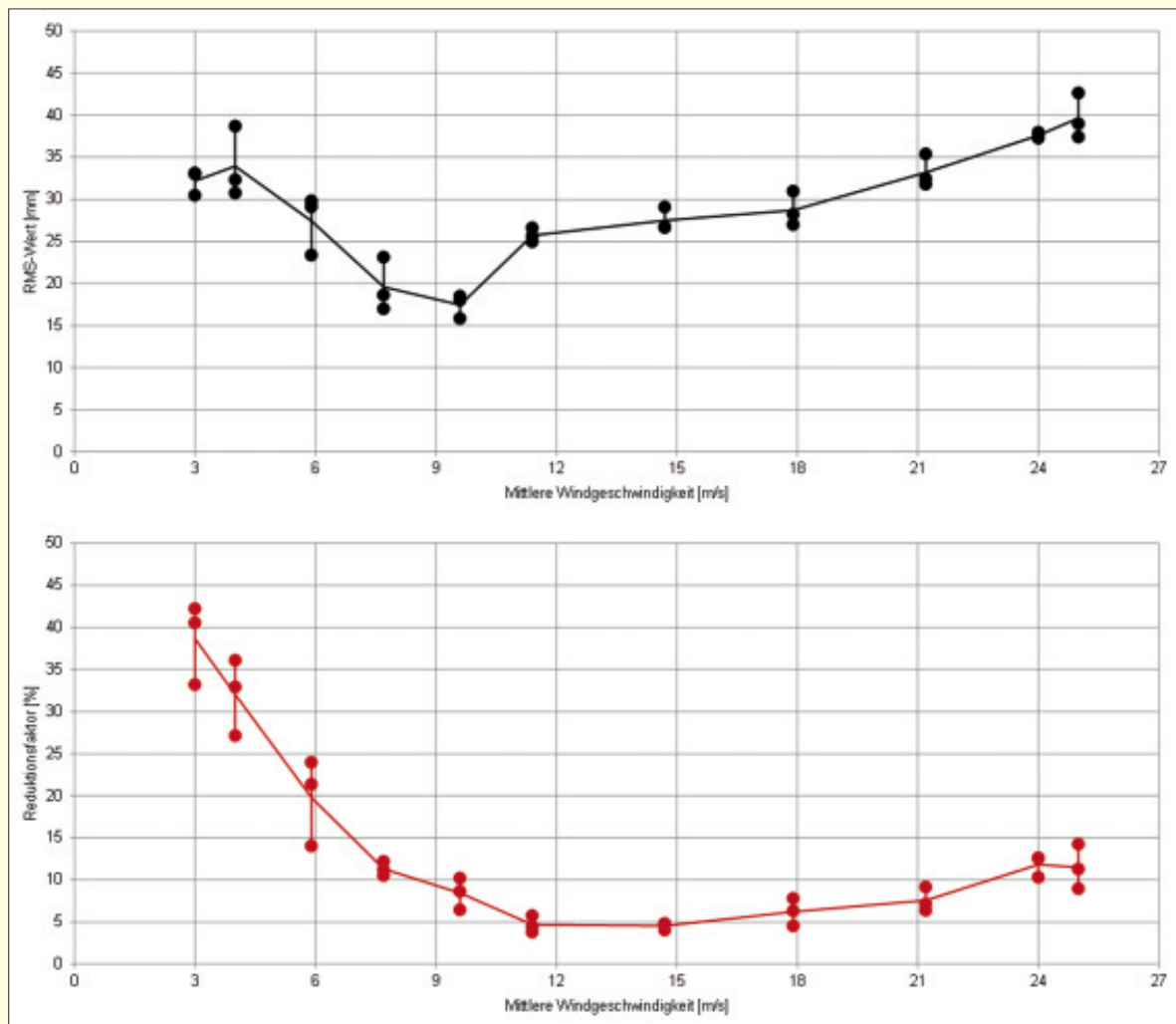


Bild 3. Reduktionsfaktoren des Schwingungsdämpfers und RMS-Wert ohne Schwingungsdämpfer abhängig von der mittleren Windgeschwindigkeit

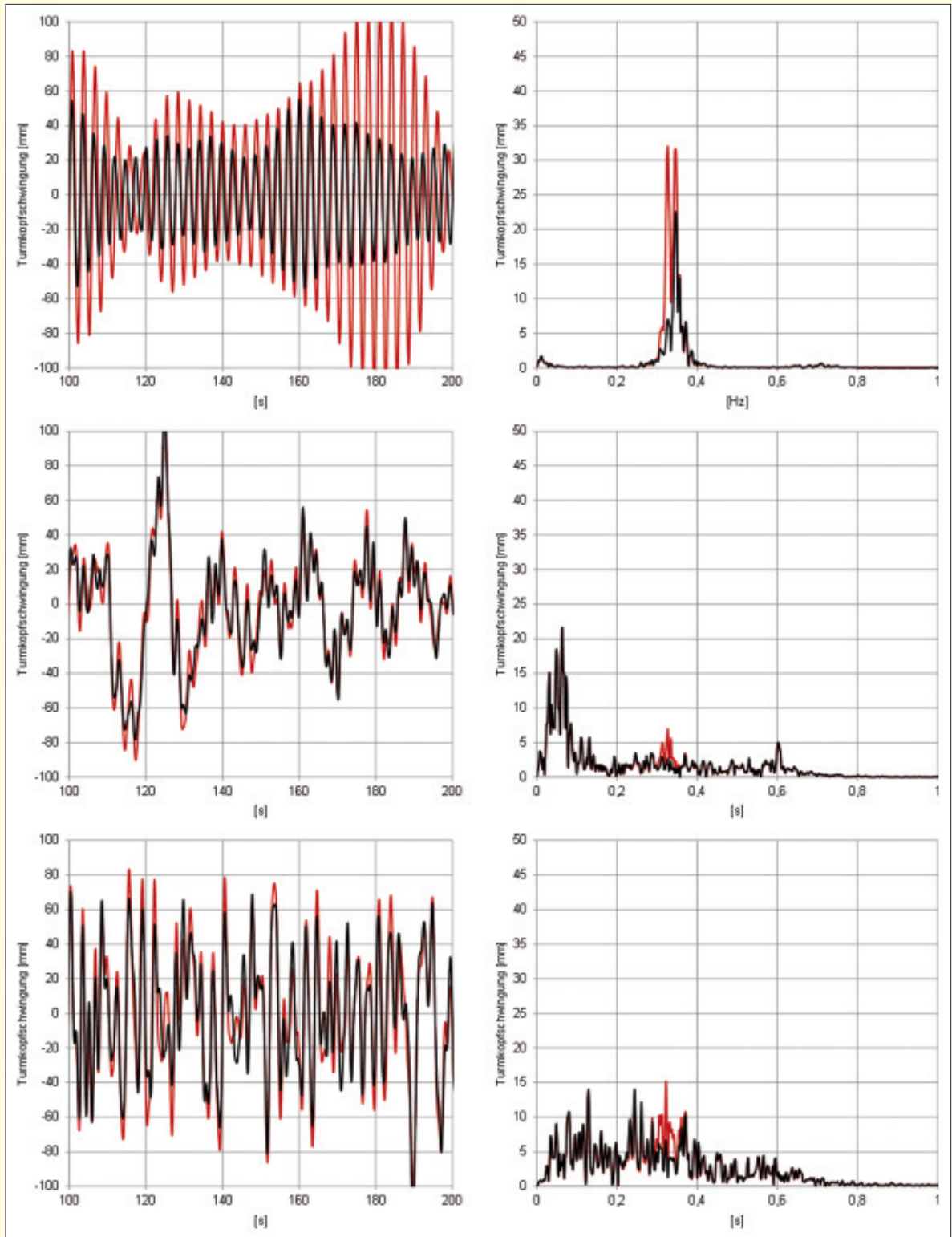


Bild 4. Ausschnitt aus den Schwingungszeitverläufen sowie Spektren der Turmkopfschwingungen unter turbulenter Windeinwirkung

digen Wirkung des Schwingungsdämpfers gedämpft wird. Mit zunehmender Windgeschwindigkeit steigt die Schwankung der Rotordrehzahl an, sodass die 3P-Frequenz bei 25 m/s und +/- 0,076 Hz schwankt. Außerdem nimmt der Einfluss weiterer Anregungsfrequenzen zu, wie an dem verbreiterten Frequenzband der angeregten Schwingungen zu erkennen ist. Dies kann an Spektren der Rotorhorizontalkraft bestätigt werden. Daraus resultieren die stochastischen Schwingungen über ein weites Frequenzspektrum

wie sie für Windgeschwindigkeiten von 11,4 und 25 m/s in Bild 4 dargestellt sind. Des Weiteren zeigt das Spektrum in Bild 4, dass die Amplituden der Schwingungen in der Turmeigenfrequenz bei einer Windgeschwindigkeit von 11,4 m/s sehr gering sind. Daher ist auch der Reduktionsfaktor bei 11,4 m/s mit 4,7 % im Vergleich zu anderen Windgeschwindigkeiten gering. Der Reduktionsfaktor steigt bis zur Windgeschwindigkeit von 25 m/s auf 11,5 % wieder an. Dies hängt mit der bereits erläuterten Zunahme der Erreger-

kraftanteile im Bereich der Eigenfrequenz und den daraus resultierenden Schwingungen zusammen, die durch den Schwingungsdämpfer reduziert werden können.

4.1 Zusammenfassung der Ergebnisse

Insgesamt wird eine positive Wirkung des Schwingungsdämpfers bei turbulenter Windeinwirkung gezeigt. Im Bereich niedriger Windgeschwindigkeiten, die aufgrund der Resonanzgefahr, bei der Auslegung von WEA eine besondere Bedeutung haben, wird die Schwingungsenergie um fast 40 % reduziert.

5 Ausblick

Im Rahmen aktueller Forschungsarbeiten wurden am Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik der RWTH Aachen University ein semiaktiver Flüssigkeitssäulendämpfersystem entwickelt [22], [23], [24], [25]. Der neue Dämpfer bietet gegenüber den mechanischen Dämpfern aufgrund geometrischer Flexibilität und geringem Material- und Wartungsaufwand eine bessere Alternative zur Schwingungsreduktion der Windenergieanlagen.

Literatur

- [1] GWEC (Global Wind Energy Council): Global Wind Report – Annual Market Update (2012).
- [2] *Hau, E.*: Windkraftanlagen – Grundlagen, Technik, Einsatz, Wirtschaftlichkeit. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg (2008).
- [3] DIBt (Deutsches Institut für Bautechnik): Richtlinie für Windenergieanlagen – Einwirkungen und Standsicherheitsnachweise, Berlin (2004).
- [4] *Frahm, H.*: Means for Damping the Rolling Motions of Ships. US-Patent 970,368 (1910).
- [5] *Jonkman, J.; Butterfield, S.; Musial, W.; Scott, G.*: Definition of a 5-MW Reference Wind Turbine for Offshore System Development. National Renewable Energy Laboratory, Golden, Colorado (2009).
- [6] *Jonkman, J.*: Dynamics Modeling and Loads Analysis of an Offshore Floating Wind Turbine. National Renewable Energy Laboratory, Golden, Colorado (2007).
- [7] *Jonkman, J.*: NWTC Computer-Aided Engineering Tools – Fast, <http://wind.nrel.gov/designcodes/simulators/fast/>. Aufgerufen am 14. Juli 2013.
- [8] *Jonkman, J.; Buhl, M. L.*: FAST User's Guide. National Renewable Energy Laboratory, Golden, Colorado (2005).
- [9] *Neil, K.; Jonkman, B.*: NWTC Computer-Aided Engineering Tools – TurbSim. <http://wind.nrel.gov/designcodes/preprocessors/turbim/>. Aufgerufen am 14. Juli 2013.
- [10] *Jonkman, B.; Kilcher, L.*: TurbSim User's Guide. National Renewable Energy Laboratory, Golden, Colorado (2012).
- [11] *Lackner, M.*: FAST-SC Overview and Source Files. <http://www.umass.edu/windenergy/research.topics.tools.software.fastsc.php>. Aufgerufen am 14. Juli 2013.
- [12] DIN EN 61400-1: Windenergieanlagen Teil 1 – Auslegungsanforderungen (2011).
- [13] *Bir, G.; Jonkman, J. M.*: Aeroelastic Instabilities of Large Offshore and Onshore Windturbines. Journal of Physics Conference Series 75 (2007).
- [14] *Den Hartog, J. P.*: Mechanical Vibrations. McGraw-Hill Book Company, Inc., New York, London (1947).
- [15] *Petersen, C.*: Dynamik der Baukonstruktionen. Vieweg & Sohn Verlagsgesellschaft mbH, Braunschweig, Wiesbaden (1996).
- [16] *Petersen, C.*: Schwingungsdämpfer im Ingenieurbau. Maurer Söhne GmbH & Co. KG., München (2001).
- [17] *Laino, D. J.; Hansen, A. C.*: User's Guide to the Wind Turbine Aerodynamics Computer Software AeroDyn. Windward Engineering, Salt Lake City (2002).
- [18] *Lackner, M. A.; Rotea, M.*: Passive Structural Control of Offshore Wind Turbines. Wind Energy 14/3 (2011): 373–388.
- [19] *Lackner, M. A.; Rotea, M.*: Structural Control of Floating Wind Turbines. Mechatronics 21/4 (2011): 704–719.
- [20] *Stewart, G., Lackner, M. A.*: The Effect of Actuator Dynamics on Active Structural Control of Offshore Wind Turbines. Engineering Structures 33/5 (2011): 1807–1816.
- [21] *Stewart, G.*: Load Reduktion of Floating Wind Turbines Using Tuned Mass Dampers. Masterarbeit, University of Massachusetts (2012).
- [22] *Altay, O.*: Flüssigkeitsdämpfer zur Reduktion periodischer Schwingungen turmartiger Bauwerke. Dissertation, RWTH Aachen University (2013).
- [23] *Fries, F.*: Semiaktiver Flüssigkeitsdämpfer zur Schwingungsreduktion der Windenergieanlagen. Bachelorarbeit, RWTH Aachen University (2013).
- [24] *Altay, O.; Butenweg, C.; Klinkel, S.*: Vibration Control of Slender Structures by Semi-Active Tuned Liquid Column Dampers, Conference of the ASCE Engineering Mechanics Institute, 4.-7. August, Evanston, Illinois (2013).
- [25] *Altay, O.; Butenweg, C.*: Ermittlung der optimalen Geometrie von Flüssigkeitssäulendämpfern auf Grundlage neuer Optimierungsansätze, 13.D-A-CH Tagung für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik, 29.-30. August, Wien (2013).

Prof. Dr. Günter Klein * 15.3.1926 † 10.3.2013

S 18

Prof. Günter Klein war der erste Vorsitzende, Initiator und erfolgreicher Wegbereiter der Deutschen Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik e.V. Mit Dr. Martin Steinwachs hat er der Gesellschaft in Hannover eine Adresse und Anlaufstelle gegeben, die bereits in Verbindung mit den dort tätigen erdbebennahen Fachrichtungen zu sehen ist. Die von ihm in bemerkenswerter Form geleitete und durch die Einbeziehung seiner Frau Elisabeth in die Buchführung auch sehr kosteneffiziente Führung der Gesellschaft ist sicherlich in ihrer Geschichte einmalig und wird keine Wiederholung erfahren.

Dr. Günter Klein hat es verstanden, Partner für die Gesellschaft zu gewinnen und namhafte Persönlichkeiten in den Vorstand aufzunehmen; insbesondere die mit dem Problem des Erdbebens und der Baudynamik besonders konfrontierten Industriezweige des Bauwesens und der Versicherungswirtschaft. Frühzeitig hat er erkannt, dass die Probleme der deutschen Erdbebengebiete denen in den Nachbarländern ähnlich sind und ein Zusammenschluss der Aktivitäten für alle Beteiligten von Vorteil ist. Die Zusammenführung der D-A-CH-Erdbeben-gesellschaften und ihr Verständnis, als Schwestergesellschaften auch turnusmäßig gemeinsame Veranstaltungen durchzuführen, hat bis heute erfolgreich Bestand.

Im Jahre 1990 gelang es unter seiner Führung, in bemerkenswert harmonischer Form die Gesellschaften der beiden deutschen Staaten zusammenzuführen und dieser mit der auch zahlenmäßig erweiterten Mitgliederzahl neue Schlagkraft und Impulse zu verleihen. Seine ausgleichende, stets freundlich-bestimmende Form des Auftretens war die beste Voraussetzung, auf der Gründungsveranstaltung der neuen deutschen Erdbebengesellschaft, dafür zu sorgen, dass die in beiden Teilen wirksamen Arbeitszentren zusammengeführt und für das Neue gemeinsam interessiert werden konnten.

Von besonderer Bedeutung für sein Wirken waren der Anspruch auf Internationalität (in Präsenz und Wirksamkeit) und der überregionale Blick auf die realen Probleme des Erdbebeningenieurwesens. In der Erklärung der UNO-Dekade für Katastrophenvorbeugung (International Decade for Natural Disaster Reduction IDNDR) erkannte er den Auftrag der DGEb, auf dem Gebiet des Erdbebeningenieurwesens und durch der Herausgabe entsprechender Arbeiten einen Beitrag für die deutsche Forschung insgesamt zu leisten. Mit Günter Klein war die DGEb im Deutschen IDNDR Komitee sowie in ihrem Wissenschaftlichen Beirat vertreten.

Im DFG- Forschungsbericht „IDNDR- Naturkatastrophen und Katastrophenvorbeugung“ hat die DGEb unter Leitung von Günter Klein den Teil Erdbeben konzipiert und mit Hilfe von Arbeiten ihrer Mitglieder einen wesentlichen Beitrag zur Analyse des Standes von Wissenschaft und Technik geleistet. Die Bestandsaufnahme zeigt, dass der Wissensstand im Bereich Erdbeben in Deutschland ein hohes Niveau hat und dass gute personelle und materielle Ressourcen für weitere Forschungen vorhanden sind, die einen substantiellen Beitrag für die UN-Dekade erwarten lassen. Ausgehend von der Bestandsaufnahme wird der IDNDR-relevante Forschungs- und Entwicklungsbedarf zu definieren sein, damit ein angemessenes und finanzierbares Forschungs- und Entwicklungspro-



gramm aufgestellt werden kann. Als Vertreter der DGEb wirkte Günter Klein in der Gestaltung des „Forschungsprogrammes des Wissenschaftlichen Beirates der DFG für das Deutsche Nationalkomitee für die IDNDR“ mit, das auf der Basis des oben erwähnten Forschungsberichtes weitere Projekte als besonders wichtig einstuft.

Im ersten Heft der Schriftenreihe der DGEb wurde eine spanische Fassung

wesentlicher Teile der Erdbebenfibel des Landes Baden-Württemberg initiiert und als deutscher Beitrag im Rahmen der IDNDR für mittel- und südamerikanische Erdbebenregionen erstellt und in den Ländern verteilt. Die Fibel enthält Anleitungen für Architekten und planende Ingenieure und vermittelt in einfachen anschaulichen Bildern die wesentlichen Regeln, mit denen ein Mindestmaß an Erdbbensicherheit auch durch den fachlich eher Unkundigen geleistet werden kann. Von den schematischen Darstellungen zeugen heute noch verschiedene Publikationen, wenn es darum geht, durch einfache Darstellung die wesentlichen Regeln des erdbebengerechten Bauens zu vermitteln.

Die Einsätze der „Task Force Erdbeben“ gehören zu den Projekten, die von der DGEb in die deutsche Konzeption eingebracht wurde. Bleibend ist der Verdienst und Beitrag der DGEb bei Gründung des Deutschen TaskForce Komitees Erdbeben, mit der das Know-how verschiedener Fachdisziplinen in Ergänzung mit moderner Messtechnik international angeboten werden und so zum Erfahrungsgewinn auch für die deutsche Forschung und Anwendungsgebiete beitragen sollte. Erste eigene Erdbebeneinsätze führten Günter Klein und weitere Vorstandsmitglieder anlässlich des Loma-Prieta-Erdbebens 1989 nach San Francisco. Die Folgen werden ihn davon überzeugt haben, dass insbesondere die entwickelten Industrieländer hier eine besondere Verantwortung zu übernehmen haben und selbst einer besonderen Verletzbarkeit ausgesetzt sind. Der ausführliche Bericht im Band 2 der Schriftenreihe der DGEb (gewidmet der *International Decade for Natural Disaster Reduction IDNDR*) informiert über Ergebnisse der vom Auswärtige Amt der Bundesregierung Ende Oktober 1989 unterstützten Erkundungsmission der DGEb nach San Francisco. In den Schlussfolgerungen der Autoren heißt es:

„Der Baugrund wird hinsichtlich *amplification* und *liquefaction* in Zukunft schärfer beurteilt werden müssen. Das wird Auswirkungen auf die Reduzierung standardisierter Spektren, aber auch auf die regionale Bebauungsplanung haben. In diesem Zusammenhang gebührt der Mikrozonierung in Zukunft eine wachsende Aufmerksamkeit.

Bei größeren Geschäfts- und Wohnhäusern haben sich die gegenwärtigen Berechnungsmethoden bewährt, wenn auch

der konstruktiven Ausbildung der nichttragenden Elemente mehr Sorgfalt geschenkt werden muss“.

Nach seinem aktiven Ausscheiden aus dem Vorstand der Erdbebengesellschaft war Günter Klein – für ihn charakteristisch – weiter aktiv tätig und widmete sich im Rahmen der World Seismic Safety Initiative (WSSI) internationalen Projekten und war hier in Begleitung namhafter Wissenschaftler international auch für die Welt-Erdbebengesellschaft IAEE tätig. Zu diesen Aktivitäten gehörte insbesondere die Verbesserung der Situation in besonders Erdbeben betroffenen Ländern.

Im Rahmen nationaler Erdbeben-Gremientätigkeit vermittelte er den Beteiligten eine prägende Erfahrung, in welcher Form in kritischen und komplizierten Situationen Kompromisse angeboten und pragmatisch Projekte zum Ziel geführt werden können. Zu erinnern ist an die Einführung der Karte der seismischen Gefährdung und der Karte der geologischen Untergrundklassen bis hin zur Erarbeitung der DIN 4149 in ihrem Gelbdruck. Hier war es das Verdienst von Prof. Klein, insbesondere die sich besonders betroffen fühlenden Wirtschaft- bzw. Industriebereiche von den Vorteilen des neuen Normenwerkes zu überzeugen.

Zu erinnern ist ebenso an seine Bereitschaft, seine Erfahrung und Kompetenz auch in andere Projekte einzubringen. So war er 1995 eingebunden an die Durchführung des Workshops „Historic Monuments in Seismic Regions“, der unter Mitwirkung der UNESCO und internationaler Experten an der Bauhaus-Universität in Weimar durchgeführt wurde und bei dem es um die Erdbebenertüchtigung und die Klärung der Schadensursachen infolge von Verstärkungsmaßnahmen an Gebäuden des Weltkulturerbes in Samarkand ging. Im Ergebnis wurde in seiner Moderation die „Weimarer Erklärung“ verfasst, mit der die Strategien der künftigen Arbeiten verankert wurden.

Seine Verbundenheit zu akademischen und ingenieurpraktischen Fragestellungen resultiert aus seiner eigenen Biografie und Entwicklung. Nach Tätigkeit bei Preussen Elektra übernahm er an der TU Braunschweig den Lehrauftrag für Grundbau, die letztlich mit einer außerordentlichen Professur verbunden wurde. In dieser Tätigkeit zeichnete er verantwortlich für die Herausgabe der Grundbau-Taschenbücher, deren Dynamikteile heute noch zitiert werden, weil sie wesentliche Arbeiten zur Klassifikation und dynamischen Bewertung an Standorten bereitstellen. Die Liste der Übersichtsdarstellungen ließe sich fortsetzen und zeugt davon, dass die Wissensvermittlung ein Grundanliegen nicht nur der Erdbebengesellschaft, sondern auch praktisch zu leben ist.

In vorbildhafter Weise hat Günter Klein gezeigt, wie man auch nach der offiziellen Verabschiedung in den Ruhestand wichtige Impulse für die nachrückende Ingenieurgenerati-

on leisten, sich in mustergültiger Weise aus diesen Aktivitäten zurückziehen und dabei sicherstellen kann, dass Initiativen fortgeführt und als Projekte weiterentwickelt werden. Bis ins hohe Alter war er bereit, an den Veranstaltungen der D-A-CH-Erdbebengesellschaften teilzunehmen, zuletzt 2011 in Hannover.

Die Unterzeichnenden danken für die Anregungen und kreative Ermutigung eines erfahrenen weltoffenen und sachkundigen problembewussten Beraters, der in bemerkenswerter Weise verdeutlichte, dass Probleme präzise anzusprechen und dennoch in freundlichem Einvernehmen zu lösen sind.

Jochen Schwarz, Weimar

Gottfried Grünthal, Nauen

Referenzen

Construcciones Antisismicas Compendio de Planificación Para Comités, Arquitectos e Ingenieros Sociedad Alemana De Sismología y Dinámica e Structural (DGEB)

Deutsche Gesellschaft für Erdbeben-Ingenieurwesen und Baudynamik (DGEB) e.V. Berlin. 1991. Hrsg: **Günter Klein**, Pedro P. Oelsner, Universidad Tecnológica Nacional de Cuyo Mendoza, Argentinien

Klein, G., Henseleit, O., Scherer, R., Schneider, G. (1992):

Das Loma-Prieta Erdbeben vom 17. Oktober 1991: Bericht einer Erkundungsgruppe der Deutschen Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik e.V. In: Schriftenreihe der DGEB Heft 2. Schadensauswertungen, Normenentwicklung, Experimentelle Untersuchungen, Berechnung, soziale und ökonomische Aspekte, IDNDR. International Decade for Natural Disaster Reduction. (Hrsg. Jochen Schwarz), 7–51. *Deutsche Forschungsgemeinschaft Naturkatastrophen und Katastrophenvorbeugung*

Bericht des Wissenschaftlichen Beirats der DFG für das Deutsche Komitee für die „International Decade for Natural Disaster Reduction“ (IDNDR). Herausgegeben von Erich Plate, Lars Clausen, Ulrich de Haar, Hans-G. Kleeberg, **Günter Klein**, Georg Mattheß, Rainer Roth und Hans U. Schmincke. VCI Verlagsgesellschaft mbH. D-6940 Weinheim (Bundesrepublik Deutschland). 1993

Bestandsaufnahme des Erdbebenwissens: Kenntnisse und Kenntnislücken zum Naturereignis Erdbeben nach dem Stand 1990 koordiniert von der Deutschen Gesellschaft für Erdbeben-Ingenieurwesen und Baudynamik für das Deutsche IDNDR-Komitee. DGEB – Publikation Nr. 6. (Hrsg. **Günter Klein**), 1993.

Interaktionen von Explosionen mit flexiblen Strukturen

Die Arbeit befasst sich mit der Analyse von Interaktionseffekten explosionsinduzierter Luftdruckwellen mit flexiblen und leichten Strukturen. Dazu wird ein analytisches Einfreiheitsgradschwinger-Modell für lineare und nicht-lineare Strukturen entwickelt, das mit gekoppelten *Euler-Lagrange*-Simulationen verifiziert wird. Es wird sowohl der Einfluss der aerodynamischen Dämpfung als auch die Fluid-Struktur-Interaktion (FSI) analysiert. Je leichter und je flexibler eine Struktur ist, desto stärker reduzieren aerodynamische Dämpfungs- und FSI-Effekte die Verformungen und damit die Kräfte im System. Infolge der großen Verformungen führt die Berücksichtigung der Fluid-Struktur-Interaktion zu einer Veränderung des reflektierten Druck-Zeit-Verlaufs und zu einer teilweise beträchtlichen Reduktion des reflektierten Impulses.

Als Anwendungsbeispiel für ein flexibles und relativ leichtes, explosionshemmendes System wird eine vertikal vorgespannte Seilnetzfassade untersucht. Die Ergebnisse der Finite-Elemente-Berechnungen werden mit den Ergebnissen des äquivalenten, analytischen FSI-Modells verglichen und bewertet. Schließlich werden das Prinzip der gezielten Energiedissipation auf Seilnetzfassaden angewendet und Vorschläge für energiedissipierende Seilendverankerungen entwickelt. Diese Seilendverankerungen verhalten sich elastisch und relativ steif bis eine definierte Auslösekraft überschritten wird. Danach reagieren sie plastisch. Die Seilendverankerungen müssen über eine ausreichende Duktilität verfügen, während der Rest des Systems über eine ausreichende Festigkeit verfügt und sich möglichst nur im elastischen Bereich verformt.

Dr.-Ing. Martien Teich, München

Nichtlinearer Nachweis von unbewehrten Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung

Unbewehrte Mauerwerksbauten sind aufgrund ihrer materialspezifischen Eigenschaften besonders anfällig für Beanspruchungen durch Erdbeben. Der Nachweis stellt eine besondere Herausforderung für den Tragwerkplaner dar, da eine Berechnung auf Grundlage üblicher linearer Ansätze die real vorhandenen Tragfähigkeiten von Mauerwerksbauten nicht annähernd abbilden kann. Mit der bevorstehenden bauaufsichtlichen Einführung der DIN EN 1998, die die DIN 4149 als Erdbebennorm ersetzen wird, besteht künftig zusätzlich die Möglichkeit, den Erdbebennachweis mit nichtlinearen Nachweisverfahren zu führen. In der Arbeit werden die unterschiedlichen Möglichkeiten der Nachweisführung aufgezeigt und hinsichtlich ihrer Eignung in der Anwendung auf unbewehrte Mauerwerksbauten bewertet. Ziel ist es, ein geeignetes Nachweiskonzept zu finden, mit dem der seismische Nachweis unter Berücksichtigung der mauerwerkspezifischen nichtlinearen Tragwerksreserven geführt werden kann. Hierfür wird ein auf die für Deutschland übliche Bauweise zugeschnittenes verformungsbasiertes Nachweisverfahren vorgestellt, mit dem der Nachweis auf Grundlage von zyklischen Last-Verformungskurven einzelner Mauerwerkswände durchgeführt wird. Neben der Entwicklung eines geeigneten Tragwerksmodells steht dabei die Herleitung analytischer Ansätze zur Ermittlung der nichtlinearen Last-Verformungskurven der Mauerwerkswände im Vordergrund. Auf Grundlage zyklischer Schub-

wandversuche wird in der Arbeit ein Ansatz zur Berechnung nichtlinearer Last-Verformungskurven von unbewehrten Mauerwerksscheiben entwickelt. Die festgelegten Endverformungswerte des Ansatzes wurden bereits in den Nationalen Anhang der DIN EN 1998 übernommen. Die Anwendung des Verfahrens im Rahmen von zwei Zustimmungen im Einzelfall und die erfolgreiche bauaufsichtliche Prüfung zeigen, dass damit alle Voraussetzungen für eine Anwendung des Verfahrens in der Praxis geschaffen wurden. Anhand linearer und nichtlinearer Vergleichsrechnungen werden im Rahmen einer Variantenberechnung an insgesamt 12 Tragwerken mit 252 Tragwerksvarianten Ansätze zur pauschalen Erfassung nichtlinearen Tragfähigkeitsreserven diskutiert und bewertet. Zum Einsatz kommen hierbei lineare Nachweisverfahren aus aktuellen und zukünftigen Mauerwerksnormen sowie das vorgestellte verformungsbasierte Nachweisverfahren. Insbesondere die Berücksichtigung der nichtlinearen Wechselwirkungen zwischen Schubwandscheiben und Deckenplatten stehen im Vordergrund der Untersuchungen. Hierfür werden ergänzende Untersuchungen an einem detailgetreuen dreidimensionalen Tragwerksmodell durchgeführt und daraus Empfehlungen für vereinfachte Tragwerksmodelle abgeleitet.

*Dr.-Ing. Christoph Gellert
SDA-engineering GmbH, 52134 Herzogenrath*