

ERDBEBENINGENIEURWESEN UND BAUDYNAMIK

Eine gemeinsame Publikation von

D G E B

Deutsche Gesellschaft für
Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik
www.dgeb.eu

O G E

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

S G E B

Schweizer Gesellschaft für
Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik
www.sgeb.ch

Inhalt**Aufsätze**

- S 2 **SGEB-Generalversammlung mit Rahmenprogramm zur Basler Erdbebenszene**
T. Wenk
- S 4 **Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen in der Ausbildung der Bauingenieure**
V. Zabel, Y. Petryna, C. Könke, W. Graf
- S 6 **Einfluss räumlich variabler Standortbedingungen auf die nicht-lineare dynamische Antwort von Brückenbauwerken unter Erdbebenanregung**
I.-K. Fontara, F. Wuttke, P. Dineva, St. Savidis
- S 14 **Historische Zierelemente unter Erdbebenbeanspruchung – State of the Art**
A. Rudisch, V. Dunjic, A. Kolbitsch

Meldungen

- S 22 **DGEB-Förderpreise**
- S 23 **Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik - D-A-CH-Tagung 2017**

EDITORIAL

Sowohl in der Ingenieurpraxis als auch in der Forschung ist eine Zunahme der Komplexität der Aufgaben zu verzeichnen. In der Konsequenz ergibt sich die Notwendigkeit der interdisziplinären Zusammenarbeit. Das betrifft auch die Fachgebiete des Erdbebeningenieurwesens und der Baudynamik. Um den fachlichen Austausch und die Zusammenarbeit von Bauingenieuren und Geowissenschaftlern zu fördern, haben sich bereits viele Fachkolleginnen und Fachkollegen in den Gesellschaften für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik in Deutschland, Österreich und der Schweiz organisiert. Mit ihrer engagierten Arbeit unterstützen die Mitglieder der drei Gesellschaften die Entwicklung des Fachgebiets. Schwerpunkte sind dabei die Veranstaltung von Tagungen, Workshops und verschiedener Weiterbildungsveranstaltungen sowie die Herausgabe von Veröffentlichungen und Informationsschriften.

Im Juli hat in Basel die diesjährige Generalversammlung der SGEb stattgefunden. Auf der Veranstaltung wurde ein intensiver Austausch über verschiedene Schwerpunkte und jüngste Entwicklungen auf dem Gebiet des Erdbebeningenieurwesens in der Region Basel geführt. Weiterhin haben die Mitglieder einen neuen Vorstand, an dessen Spitze der Kollege Dr. Thomas Wenk für weitere zwei Jahre als Präsident steht, gewählt. Die Vorstände der DGEB und der OGE gratulieren herzlich und freuen sich auf die Fortführung der guten Zusammenarbeit. Ausführlicher wird über die Generalversammlung der SGEb in einem Beitrag auf den nachfolgenden Seiten berichtet.

In einem Fachaufsatz werden in dieser Ausgabe der D-A-CH-Mitteilungsblätter neue Ansätze zur numerischen Beschreibung der Boden-Bauwerks-Interaktion unter Berücksichtigung räumlich unterschiedlicher Baugrundverhältnisse, wie sie beispielsweise bei großen Brückenbauwerken anzutreffen sind, vorgestellt. Die Beurteilung dekorativer Bauteile an historischen Gebäuden hinsichtlich ihres Verhaltens bei Erdbebeeinwirkung ist Gegenstand eines zweiten Fachaufsatzes.

Einen inhaltlichen Schwerpunkt der Arbeit in der DGEB, der OGE und der SGEb bildet die Aus- und Weiterbildung auf den Gebieten der Baudynamik und des Erdbebeningenieurwesens. Die Thematik der Ausbildung auf dem Gebiet der Baudynamik an Universitäten und Hochschulen in Deutschland wurde bereits auf der VDI-Fachtagung Baudynamik 2012 angesprochen. Ein weiterer Beitrag in diesem D-A-CH-Mitteilungsblatt greift diesen Austausch erneut auf und möchte ein breiteres Fachkollegium dazu ermuntern, sich an der Diskussion zu beteiligen.

Wenn Sie zu dieser Diskussion beitragen möchten, können Sie sich gerne an die drei nationalen Gesellschaften wenden. Sie sind ebenfalls herzlich eingeladen, selbst einen Aufsatz für die Veröffentlichung in einer der nächsten Ausgaben der D-A-CH-Mitteilungsblätter einzureichen und einer der Gesellschaften beizutreten.

Die Kontaktadressen sowie weiterführende Informationen finden Sie auf deren Internetseiten:

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

Volkmar Zabel
Rudolf Heuer
Thomas Wenk



Volkmar Zabel
(Vorsitzender DGEB)



Rudolf Heuer
(Generalsekretär OGE)



Thomas Wenk
(Vorsitzender SGEb)

SGEB-Generalversammlung mit Rahmenprogramm zur Basler Erdbebenszene

T. Wenk

1 Einleitung

Die diesjährige SGEB-Generalversammlung fand am 8. Juli 2016 im Großratssaal des im Jahre 1504 erbauten Basler Rathauses statt. Wie immer war die Generalversammlung begleitet von einer halbtägigen Fachtagung, dem sogenannten Rahmenprogramm, das in diesem Jahr mit fünf Beiträgen der Basler Erdbebenszene gewidmet war. Mit fast 80 SGEB-Mitgliedern war der Anlass überdurchschnittlich gut besucht.

2 Basler Erdbebenszene

Die Region Basel spielt in der Schweizer Erdbebenszene eine besondere Rolle. Einerseits wurde sie im Jahre 1356 vom stärksten bisher bekannten Erdbeben in Mitteleuropa betroffen [1], andererseits sind die Behörden des Kantons Basel-Stadt seit langem aktiv in der Erdbebenprävention. Basel-Stadt ist der einzige Kanton in der Schweiz, der seit Inkrafttreten der ersten Erdbestimmungen in den SIA-Tragwerksnormen im Jahre 1970 [2] diese und auch die späteren Normrevisionen konsequent umgesetzt hat. Grund genug, dass die Basler Erdbebenszene als Thema des Rahmenprogramms der SGEB-Generalversammlung 2016 ausgewählt wurde. Im folgenden werden die fünf Fachbeiträge des Rahmenprogramms kurz zusammengefasst.

2.1 Die drei Säulen der Erdbebenprävention im Kanton Basel-Stadt

Nach Dr. Stephan Husen von der Fachstelle für Gefahrenprävention im Gesundheitsdepartement des Kantons Basel-Stadt, die seit 2009 im Nachgang des Geothermie-Erdbebens in Basel im 2006 im Bereich Erdbeben koordinierend wirkt, ruht die Erdbebenvorsorge des Kantons auf folgenden drei Säulen:

1. Gefährdungs- und Risikoabschätzungen

Im Rahmen des Erdbebenvorsorgeprojekts der kantonalen Krisenorganisationen Basel-Stadt 2012–2015 erfolgten eine Verdichtung des lokalen Starkbebennetzes und eine Berechnung von Schadensszenarien von Schulbauten als Pilotprojekt. Geplant sind Schadensszenarien und Schadensprognosen für alle Bauten.

Dr. sc. techn. Thomas Wenk
Gehrenholz 2h, 8055 Zürich, Schweiz

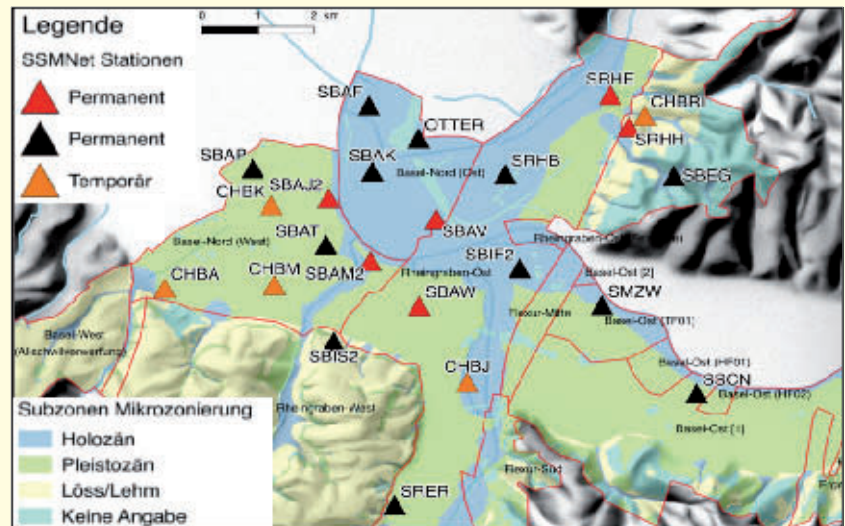


Bild 1. Karte der Erdbebenmikrozonationen mit den Starkbebenmessstationen der Region Basel
Abb.: Schweizerischer Erdbebendienst

2. Erdbebengerechtes Bauen

Neu- und Umbauten müssen bezüglich Erdbeben die aktuellen SIA-Tragwerksnormen erfüllen. Ferner sind kantonale Ertüchtigungsprogramme bestehender Schul- und Infrastrukturbauten seit einigen Jahren im Gang. Die Förderung des Weiterbildungs- und Forschungsprojekts „Erdbebenüberprüfung von Natursteinmauerwerksgebäuden in Basel“ soll Wissenslücken bei den denkmalgeschützten Bauten schließen.

3. Sensibilisierung der Bevölkerung

Mit Faltblättern und Postern soll die Bevölkerung, insbesondere die Schülerinnen und Schüler, für das richtige Verhalten vor, während und nach einem Erdbeben sensibilisiert werden.

2.2 3D-Geologie des Untergrunds der Region Basel

Prof. Dr. Peter Huggenberger, Angewandte und Umweltgeologie der Universität Basel, stellte die umfangreichen dreidimensionalen Daten der Geologie des Untergrunds der Region Basel vor. Diese können dank den besonders dafür entwickelten Informatik-Werkzeugen für die Charakterisierung des seismischen Verhaltens verwendet werden. Als Anwendungsbeispiele dafür wird die Auswertung der Fels-Oberfläche und der Mächtigkeit der Lockergesteine im Rahmen der seismischen Mikrozonierung präsentiert. Geplant ist eine Weiterentwicklung der bestehenden Mikrozonierung der Region Basel und deren Erweiterung in die angrenzenden Kantone. Ferner ist eine Aufbereitung der geologischen Daten für Echtzeit-Erschütterungskarten vorgesehen.

2.3 Das seismische Netzwerk in der Region Basel

Prof. Dr. Donat Fäh, Schweizerischer Erdbebendienst und ETH Zürich, stellt die Bedeutung eines engen Starkbeben-

netzes am Beispiel des Basler Geothermie-Erdbebens am 8. Dezember 2006 mit $M_L = 3,4$ vor. Dank den sechs Bohrlochstationen und 30 Oberflächenstationen, davon 13 im benachbarten Deutschland, konnte die Herdabstrahlung des Bebens berechnet und eine gute Übereinstimmung zwischen der Simulation des makroseismischen Feldes und der geographischen Verteilung der 2 200 Schadensmeldungen erzielt werden. Im Rahmen des kantonalen Erdbebenvorsorgeprojekts und der parallel laufenden Erneuerung des Starkbebennetzes des Schweizerischen Erdbebendienstes wird das Netzwerk in der Region Basel auf 25 Stationen verteilt über eine Fläche von nur 50 km² erweitert (Bild 1). Für jede Station wird die Standortcharakteristik entweder durch numerische Modellierung oder durch Auswertung von Messdaten bestimmt. Ferner ist eine Überarbeitung der Mikrozonierung aufgrund der Messdaten geplant.

2.4 Erdbebenverletzbarkeit der Basler Schulen

Dr. Pia Hannewald, Résonance SA, Carouge, stellt Berechnungen von Erdbebenverletzbarkeitskurven für die Basler Schulen vor. Dabei erwiesen sich die analytischen Kurven, die basierend auf mechanischen Modellen und Bauteilversuchsdaten für elf Gebäudetypen berechnet wurden, im Vergleich zu intensitätsbasierten Verletzbarkeitsmodellen [3] als deutlich zu pessimistisch. Die zuerst berechneten Kapazitätskurven mussten um einen Faktor 2 bis 3 gestreckt werden, um die intensitätsbasierten Werte anzunähern. Für das Szenario „Basel 1356“ mit EMS-Intensität IX bzw. $M_w = 6,6$ sei bei zehn Prozent der Schulbauten der Totaleinsturz und bei weiteren 20 Prozent ein Teileinsturz zu erwarten.

2.5 Basler Erdbebenkurse zu

historischen Natursteinmauerwerksgebäuden

Dr. Thomas Wenk, Zürich, berichtet über den Stand der Basler Erdbebenkurse, die im Herbst 2015 begonnen haben und im Rahmen des vierjährigen Weiterbildungs- und Forschungsprojekt „Erdbebenüberprüfung von Natursteinmauerwerksgebäuden in Basel“ unter Leitung der Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) bis 2019 dauern werden [4]. Die einzelnen Kurstage werden je dreimal angeboten, um der Nachfrage gerecht zu werden. Der Unterricht erfolgt zur Förderung der Lerneffizienz in Klassenzimmeratmosphäre mit maximal 40 Teilnehmern (Bild 2). Aufgrund der bisherigen Erfahrungen soll neben den ursprünglich vorgesehenen fünf Kurstagen [4] ein zusätzlicher Kurstag angeboten werden, indem die Tragwerksanalyse eines Beispielgebäudes detailliert vorgestellt wird. Ferner ist 2017 eine Exkursion nach Pavia zum Rütteltischversuch einer mittelalterlichen Basler Häuserzeile geplant.



Bild 2. Erster Kurstag der Basler Erdbebenkurse mit Katrin Beyer am 1. Oktober 2015 in Basel

3 Statutarischer Teil der Generalversammlung

Anschließend ans Rahmenprogramm wurden im kurzen statutarischen Teil neben den alljährlichen vereinsrechtlichen Beschlüssen die Wahl des Vorstands durchgeführt. Als Ersatz für die beiden zurückgetretenen Vorstandsmitglieder Dr. Glauco Feltrin und Dr. Pierino Lestuzzi wurden Angelo Berweger, ACS-Partner AG Zürich, und Dr. Daniel Gsell, Ziegler Consultants Zürich, neu in den Vorstand gewählt. Die bisherigen Vorstandsmitglieder Prof. Dr. Katrin Beyer, Blaise Duvernay, Prof. Dr. Donat Fäh, Ehrfried Kölz, Dr. Kerstin Lang, Eric Lattion, Dr. Tadeusz Szczesiak und Dr. Thomas Wenk (Präsident) wurden für weitere zwei Jahre bestätigt.

Anstelle der beiden langjährigen Rechnungsrevisoren Martin Bertogg und Patrick Eyer konnten Oliver Gassner von der Ingenieurfirma Dr. Josef Grob in Winterthur und Dr. Oliver Kübler von der Swiss Re in Zürich für diese Aufgabe zugunsten der SGEB gewonnen werden.

Die Generalversammlung wurde mit einem Ausblick auf die kommenden Aktivitäten und mit der erfreulichen Mitteilung geschlossen, dass vor kurzem das 500. SGEB-Mitglied aufgenommen werden konnte.

Literatur

- [1] Fäh, D.; Gisler, M.; Jaggi, B.; Kästli, P.; Lutz, T.; Masciadri, V.; Matt, C.; Mayer-Rosa, D.; Rippmann, D.; Schwarz-Zanetti, G.; Tauber, J.; Wenk, T.: The 1356 Basel Earthquake: an Interdisciplinary Revision. In: *Geophysical Journal International*, Vol. 178 (2009), Iss. 1. pp. 351–374.
- [2] Norm SIA 160 (1970): Norm für die Belastungsannahmen, die Inbetriebnahme und die Überwachung der Bauten, Ziffer 22 Erdbeben, Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, pp. 1–36.
- [3] Grünthal, G.; Musson, R.; Schwarz, J.; Stucchi, M.: European Macroseismic Scale 1998. Conseil de l'Europe, Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Volume 15 (1998), Luxembourg, pp. 1–99.
- [4] Wenk, T.; Beyer, K.: Basler Erdbebenkurse zu historischen Natursteinmauerwerksgebäuden. In: *Bauingenieur* 91 (2016), Heft 4, S. S18-S20.

Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen in der Ausbildung der Bauingenieure

V. Zabel, Y. Petryna, C. Könke, W. Graf

Wir leben in einer Zeit mit einer rasant fortschreitenden technischen Entwicklung. Zunehmend werden immer schlankere Bauwerke an sehr exponierteren Standorten errichtet wie beispielsweise Großbrücken in maritimen Umgebungen oder Offshore-Windenergieanlagen. Aber auch im kleineren Maßstab steigen die Anforderungen an Bauwerke. Die bauliche Verdichtung der urbanen Räume führt dazu, dass stark frequentierte Verkehrswege und Gebäude, in denen sich Menschen ungestört aufhalten wollen, in immer geringeren Abständen zueinander errichtet werden. Die wachsenden Wirtschafts- und Forschungszweige der Mikro- und Nanotechnologien benötigen Arbeitsräume, die besonders erschütterungsarm sind. Außerdem ist zu beobachten, dass die Auswirkungen von seismischen Ereignissen mit natürlichen Ursachen oder hervorgerufen durch Eingriffe des Menschen in die Natur immer häufiger ein Ausmaß erreichen, das von erheblicher humanitärer und wirtschaftlicher Relevanz ist. Darüber hinaus ist zu beobachten, dass Aufgaben von Bauingenieuren zunehmend über das klassische Profil hinaus gehen und interdisziplinären Charakter besitzen. Typische Beispiele für Fragestellungen, an denen Bauingenieure gefordert sind, sich mit Systemen auseinanderzusetzen, die üblicherweise anderen Ingenieurdisziplinen zugeordnet werden, sind Windenergieanlagen, die Betrachtung von Bauwerks-Fahrzeug-Interaktionen oder vielfältige Anwendungen aus dem Anlagenbau.

Sowohl in der Forschung als auch in der Ingenieurpraxis gibt es zunehmend Aufgabenstellungen hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeit, der Lebensdauer und der Tragfähigkeit



Studierende erproben verschiedene Aussteifungssysteme in Modellversuchen mit Erdbebenanregung.

Dr.-Ing. Volkmar Zabel

Bauhaus-Universität Weimar
Fakultät Bauingenieurwesen, Institut für Strukturmechanik
Marienstraße 13, 99423 Weimar
volkmar.zabel@uni-weimar.de

Prof. Dr.-Ing. Yuri Petryna

Technische Universität Berlin
Institut für Bauingenieurwesen, Fachgebiet Statik und Dynamik
Gustav-Meyer-Allee 25, 13355 Berlin
yuriy.petryna@tu-berlin.de

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Carsten Könke

Bauhaus-Universität Weimar
Fakultät Bauingenieurwesen, Institut für Strukturmechanik
Marienstraße 15, 99423 Weimar
carsten.koenke@uni-weimar.de

Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Graf

Technische Universität Dresden
Fakultät Bauingenieurwesen, Institut für Statik und Dynamik
der Tragwerke
Georg-Schumann-Str. 7, 01062 Dresden
wolfgang.graf@tu-dresden.de

von Strukturen, die wesentlich von dynamischen Einwirkungen beeinflusst werden. Daraus kann grundsätzlich ein steigender Bedarf an Ingenieurinnen und Ingenieuren mit soliden Kenntnissen auf dem Gebiet der Strukturmechanik abgeleitet werden. Die den Ingenieuren heute zur Verfügung stehenden Computerprogramme ermöglichen die qualifizierte Bearbeitung komplexer Problemstellungen der Strukturmechanik, wie beispielsweise in [1] diskutiert wurde. Gleichzeitig erfordern sowohl die Bedienung dieser Programme als auch die Beurteilung der damit ermittelten Ergebnisse ein solides Verständnis der zugrundeliegenden Theorien und Modelle. Entsprechend wäre zu erwarten, dass die Studierenden des Bauingenieurwesens auf diese, sich wandelnden Anforderungen in ihrem Berufsleben an den Universitäten und Hochschulen vorbereitet werden. Der Frage, ob das so ist, haben sich zwei Hochschullehrer im Vorfeld der 4. VDI-Fachtagung Baudynamik 2012 [2] angenommen. Die Autoren haben einerseits den Bedarf sowie die Anforderungen an Bauingenieure, die sich in Forschung und Baupraxis mit Fragestellungen der Baudynamik befas-



Studierende führen Schwingungsversuche an einer historischen Fußgängerbrücke durch.

sen, aus ihrer Sicht formuliert und andererseits recherchiert, welche Angebote den Studierenden an Universitäten in Deutschland zur Verfügung stehen, um sich auf diese Herausforderungen in ihrem Berufsleben vorzubereiten. Die Studie reflektiert eine sehr heterogene Struktur der Lehrangebote. Meist sind es Lehrveranstaltungen im Masterstudium sowie im Vertiefungsstudium von Diplomstudiengängen, die von den Studierenden als Wahl- oder Wahlpflichtveranstaltungen besucht werden können. In kaum einer Universität ist die Strukturmechanik in einem entsprechenden Umfang in Pflichtveranstaltungen verankert.

Der Tagungsbeitrag [2] sollte eine Diskussion über die Frage der Ausbildung in der Baudynamik an Universitäten und Hochschulen in Deutschland anregen. Diese Diskussion wurde auf der VDI-Fachtagung Baudynamik 2012 auch geführt. Das aus den Gesprächen abzulesende Meinungsbild war ebenso heterogen wie die Ergebnisse der im Vorfeld beschriebenen Recherchen. So war es auch nicht möglich, zu diesem Zeitpunkt eine Einigung darüber zu erzielen, ob es sinnvoll wäre, beispielsweise Mindeststandards zu formulieren, die im Studium des Bauingenieurwesens in der ersten beziehungsweise zweiten Studienstufe auf dem Gebiet der Dynamik verankert sein sollten.

Seit der Baudynamik-Tagung 2012 ist einiges geschehen. So liegen jetzt die VDI-Richtlinien 2038 [3], [4], [5] vor und finden in der Praxis Anwendung. Außerdem ist im Fachkollegium der Austausch über den Stellenwert der Strukturmechanik im Studium des Bauingenieurwesens fortgesetzt worden. Die Studienprogramme an den Universitäten und Hochschulen haben sich weiterentwickelt. Dennoch fehlt auch heute ein Überblick darüber, wie die Themen der Baudynamik und des Erdbebeningenieurwesens gegenwärtig in die Lehre an Universitäten und Hochschulen in Deutschland, Österreich und in der Schweiz eingebunden sind. Mit welchen Voraussetzungen können Arbeitgeber rechnen, wenn sie Absolventen einstellen und welche Erwartungen hinsichtlich der Kenntnisse in diesen Disziplinen haben Arbeitgeber aus Ingenieurbüros und der Industrie an Absolventen? Ist die derzeitige Situation zufriedenstellend oder besteht ein Bedarf an Veränderungen?

Die Autoren dieses Beitrags möchten die Gelegenheit nutzen, die vor vier Jahren begonnene Diskussion fortzusetzen und Kolleginnen und Kollegen aus Lehre, Forschung und Praxis dazu ermuntern, sich auf der D-A-CH-Tagung 2017 mit Beiträgen im Rahmen einer thematischen Sitzung „Strukturmechanik und Erdbebeningenieurwesen im Studium – Erfahrungen und Erwartungen“ zu beteiligen. Tagungsbeiträge können mit einer Kurzfassung innerhalb der regulären Frist an die Veranstalter oder über die Autoren dieses Beitrags angemeldet werden. Eine Zielsetzung könnte es sein, im Nachgang der D-A-CH-Tagung eine Empfehlung der DGEB, der OGE und der SGEB zu Studienangeboten auf den Gebieten der Strukturmechanik und des Erdbebeningenieurwesens an Universitäten und Hochschulen in den Heimatländern der drei Gesellschaften zu erarbeiten.

Literatur

- [1] Cantieni, R.; Bajrić, A.; Brincker, R.: Experimentelle Bestimmung der Dämpfung eines Bauwerkes am Beispiel einer Fußgängerbrücke – Worauf man achten sollte. In: Bauingenieur 91 (2016), Heft 4, S. 52-59.
- [2] Petryna, Y.; Heiland, D.: Ausbildung der Bauingenieure aus der Sicht der Baudynamik – Eine Bedarfs- und Bestandsanalyse. VDI-Berichte Nr. 2160 – Tagungsband der 4. VDI-Fachtagung Baudynamik. Kassel, 2012, S. 29-38.
- [3] Richtlinie VDI-2038-1: Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken bei dynamischen Einwirkungen – Untersuchungsmethoden und Beurteilungs-

verfahren der Baudynamik, Blatt 1: Grundlagen – Methoden, Vorgehensweisen und Einwirkungen, 2012.

- [4] Richtlinie VDI-2038-2: Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken bei dynamischen Einwirkungen – Untersuchungsmethoden und Beurteilungsverfahren der Baudynamik, Blatt 2: Schwingungen und Erschütterungen – Prognose, Messung, Beurteilung und Minderung, 2013.
- [5] Richtlinie VDI-2038-3: Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken bei dynamischen Einwirkungen – Untersuchungsmethoden und Beurteilungsverfahren der Baudynamik, Blatt 3: Sekundärer Luftschall – Grundlagen, Prognose, Messung, Beurteilung und Minderung, 2013.

Einfluss räumlich variabler Standortbedingungen auf die nicht-lineare dynamische Antwort von Brückenbauwerken unter Erdbebenanregung

I.-K. Fontara, F. Wuttke, P. Dineva, St. Savidis

Zusammenfassung Die vorliegende Publikation zeigt die Möglichkeiten einer neu entwickelten 2D-Randelementemethode in der Analyse des Einflusses der räumlich variablen Standortbedingungen auf die dynamische Antwort einer bewehrten Betonbrücke unter Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion. Übliche geologische Standortprofile weisen eine hohe Komplexität hinsichtlich der Oberflächentopographie, der heterogenen Schichtung und der tiefenabhängig, unregelmäßig zunehmenden Bodensteifigkeit auf. Diese Einflüsse werden in der vorliegenden Publikation mit einer neuartigen Randelementemethodik analysiert. Die Kopplung des Brückenbauwerkes mit dem vorhandenen heterogenen geologischen Untergrund und der Oberflächentopographie erfolgt durch äquivalent dynamische Impedanzfunktionen, als komplexe Federgrößen, ermittelt mithilfe der Randelementesimulation. In einer FE-Modellierung erfolgte die Simulation des Brückenbauwerkes, gekoppelt zu den Impedanzfunktionen. Die numerischen Analysen zeigen deutlich die räumlichen Einflüsse der Oberflächentopographie, der unregelmäßigen Verstärkung und Wellenfeldänderungen infolge der heterogenen und geschichteten Untergrundmodellierung als auch der seismischen Quellausbildung auf das dynamische Verhalten der Boden-Bauwerk-Interaktion und auf die nichtlineare Strukturantwort der Brückenbauwerke.

1 Einführung

Die sich während Erdbeben ausbreitenden seismischen Wellen, propagieren von der Verwerfung ausgehend durch den geologischen Untergrund zum Ingenieurbauwerk. Durch das Durchlaufen von Festgestein und Lockersediment

wird das Wellenfeld signifikant geändert und nahe zur Oberfläche können große Verstärkungseffekte sowie räumliche Unterschiede in Frequenzgehalt, Amplitude und Phase, im Wellenfeld entlang des Wellenlaufweges, auftreten. Diese Effekte sind für ausgedehnte Infrastrukturen, wie Brücken, Energie- oder Kommunikationstrassen, von größter Bedeutung, da die Lagerung dieser Strukturen räumlich variabler seismischer Anregungen ausgesetzt sind. Durch diese unterschiedlich seismische Belastung verschiedener Strukturbereiche, wird die Strukturantwort räumlich abhängig ausgelöst und sich somit deutlich von einer räumlich, gleichförmigen Anregung unterscheiden. Durch die Tatsache, dass die Bodeninteraktion der Brückenpfeiler stark frequenzabhängig ist, wird es wesentlich, dass die lokale Anregung entlang langgestreckter Ingenieurbauwerke berücksichtigt werden muss. Dieser Fakt wird allerdings bislang in seismischen Vorschriften und Empfehlungen nur unzureichend berücksichtigt. Dies kommt dadurch zum Ausdruck, als dass bisher nur wenige explizite Verfahren zur Berücksichtigung der räumlichen Variabilität der Standort- und Interaktionseffekte vorgeben sind. Beispiele dafür sind die Vorgaben nach Eurocode 8 [1] – Part 2 zur Erzeugung von asynchronen Bodenstörungen und andere sehr allgemeine Empfehlungen, welche im Anhang des Eurocodes angegeben sind. Unterschiedliche Studien verdeutlichen die Bedeutung dieser komplexen Problematik für seismisch beanspruchte Brücken. Entsprechend Sextos et al. [2], [3], wurde eine allgemeine Methodik zum Ableiten geeigneter modifizierter Anregungszeitverläufe zur Berücksichtigung der räumlichen Variabilität, unterschiedlicher Standort- und Bodeninteraktionseffekte entwickelt. Anhand durchgeführter Parameterstudien wurden sowohl die auftretenden Effekte und Auswirkungen auf die seismische Eingangsbewegung als auch die resultierende dynamische Brückenantwort demonstriert. Jeremic et al. [4] hat eine numerische Methodik zur Untersuchung der Boden-Bauwerk-Interaktionseinflüsse bei nicht homogenen Untergrund vorgeschlagen. Bi et al [5] studierte die gemeinsamen Effekte von Boden-Struktur-Interaktion und räumlicher Variation der Bodenbewegung auf ein Brückenbauwerk. Solyluk und Sicacik [6] analysierten die unterschiedlichen Interaktionseffekte einer Brückenfundierung innerhalb der seismischen Analyse einer Schrägseilbrücke. Alle vorhergehenden Studien basieren jedoch auf der Analyse eines Wellenfeldes, abgebildet durch eindimensionale lokale Untergrundbedingungen. Nur sehr wenige Veröffentlichungen zum Studium einer dynamischen Brückenantwort basieren auf der Analyse einer zweidimensionalen Modellierung. Esquivel und Sanchez-Sesma [7] untersuchten den Einfluss eines halbrunden, zylindrischen Tals auf die dynamische Boden-Brücken-Interaktion bei einfallende harmonische horizontal polarisierten Scherwellen (SH-Wellen). In der Studie wurden überlagerte analytische Lösungen von gestreuten Wellenfeldern und der Freifeldlö-

Dr.-Ing. Ioanna-Kleoniki Fontara

Technische Universität Berlin
Fakultät VI Planen Bauen Umwelt
Institut für Bauingenieurwesen
Gustav-Meyer-Allee 24, 13355 Berlin

Dr.-Ing. habil. Frank Wuttke

Christian-Albrechts-Universität zu Kiel
Mathematisch-Naturwissenschaftliche Fakultät
Professur für Geomechanik und Geotechnik
Ludewig-Meyn-Straße 10, 24118 Kiel

Prof. Dr. Petia Dineva

Christian-Albrechts-Universität zu Kiel
Mathematisch-Naturwissenschaftliche Fakultät
Professur für Geomechanik und Geotechnik
Ludewig-Meyn-Straße 10, 24118 Kiel

Prof. Dr.-Ing. Stavros Savidis

Technische Universität Berlin
Fakultät VI Planen Bauen Umwelt
Institut für Bauingenieurwesen
Gustav-Meyer-Allee 24, 13355 Berlin

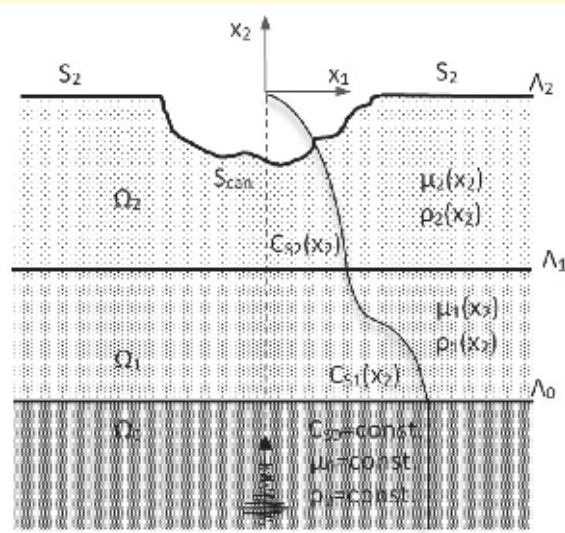


Bild 1. Betrachtetes Bodenprofil in der BEM Simulation: Mehrfach Schichtung, kontinuierlich inhomogenes geologisches Medium mit Oberflächen-Topographie.

sung genutzt, um die Impedanzsteifigkeiten und die dynamische Belastungen zu bestimmen. Die Brückenstruktur wurde vereinfacht als Scherbalken modelliert und analytisch berechnet. Zhou et al. [8] untersuchte die Effekte einer talförmigen Topographie auf Rahmenbrücken unter einfallenden vertikalen orientierten Scherwellen (SV-Wellen). Die Topographie der Talform wurde dabei mithilfe der FE-Methode und die Brücke als der Punktmassen-Modell abgebildet. Es ist erkennbar, dass die Verteilung der Bodenbewegung stark abhängig von der Topographie und dem Einfallswinkel der Wellen ist.

Das Hauptziel der vorliegenden Analyse ist die Untersuchung von Effekten zu a) der räumlichen Variabilität der Bodenbewegung, b) der lokalen Standortbedingung und c) der dynamischen Boden-Brücke-Interaktion. Die numerische Simulation des Untergrundes wurde durch eine zwei-dimensionale Randelementemethode (BEM) unter Nutzung nicht-konventioneller Lösungen zur Berücksichtigung der Oberflächentopographie, einer Bodenschichtung und eines mit der Tiefe zunehmenden Steifigkeitsgradienten durchgeführt. In der numerischen Analyse wurden folgende Annahmen getroffen:

- 1) Die seismischen Zeitverläufe werden als sogenannte ‚hard rock motion‘ Anregung angesetzt.
- 2) Die standortabhängige Bodenbewegung zur Bestimmung der Bodenfedern wurde mit der BEM bestimmt.
- 3) Die Bewegungen der Halbraumoberfläche dienen anschließend als Eingangsanregung für das 3D Brückenmodell.
- 4) Das Brückenmodell wurde als FE-Modell erstellt, wobei die ortsabhängige Erdbebenanregung in der Boden-Brücken-Interaktion berücksichtigt wurde.

2 Seismische Anregungsfunktion via numerische BEM Simulation

Für die Simulation seismischer Wellenfelder in komplizierten und großräumigen 2D oder auch 3D geologischen Profilen existiert ein prinzipieller Mangel an geeigneten Berechnungsprogrammen. Grundsätzlich stellt die Methode der Randelemente ein effektives numerisches Werkzeug für die

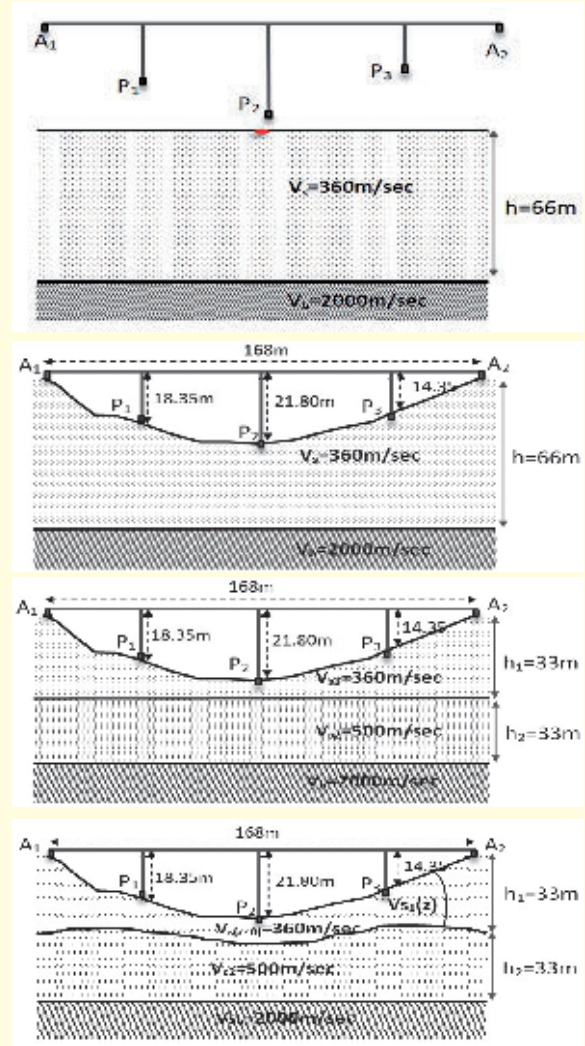


Bild 2. Standortmodelle, 1– 4, auf welchen die Brückenmodelle positioniert sind.

Modellierung von Wellenausbreitungsvorgängen zur Verfügung, welches oftmals geeigneter und genauer als eine FE-Modellierung, speziell für die in großen Skalen mit unbegrenzt propagierenden Wellenfeldern, ist.

In der vorliegenden Studie wurde eine BE-Modellierung nach [9] mit nicht-konventionellen Lösungen zur Simulation einer seismischen Wellenausbreitung genutzt. Die Methodik beinhaltet eine 2D-Modellierung in einem isotropen, visko-elastischen und inhomogenen Halbraum von N parallelen oder nicht-parallelen inhomogenen Schichten Ω_n ($n = 0, 1, 2, \dots, N$). Weitere Randbedingungen sind eine spannungsfreie Oberfläche und vorhandene Oberflächentopographie. Die seismische Quelle wird entweder durch ein einfallendes ebenes SH-Wellenfeld oder eine eingebettete seismische Dipol-Linienquelle simuliert, Bild 1. Unter Nutzung von speziellen Fundamentallösungen zur Abbildung kontinuierlicher Steifigkeitsgradienten über die Tiefe, [10], [11], erfolgt die numerische Lösung. Der modellinhärente Inhomogenitätsparameter in vertikaler Richtung ist definiert durch das Verhältnis der Wellengeschwindigkeit an der Unter- und Obergrenze der jeweiligen Schicht, $c_n = C_{bot}^{(n-1)} / C_{top}^{(n)}$. Durch die Abbildung einer vertikalen Inhomogenität, eines viskoelastischen Materialverhaltens als auch einer lateral variablen Diskretisierung der Bodenschichtgrenzen und Oberflächentopographie, ergeben sich

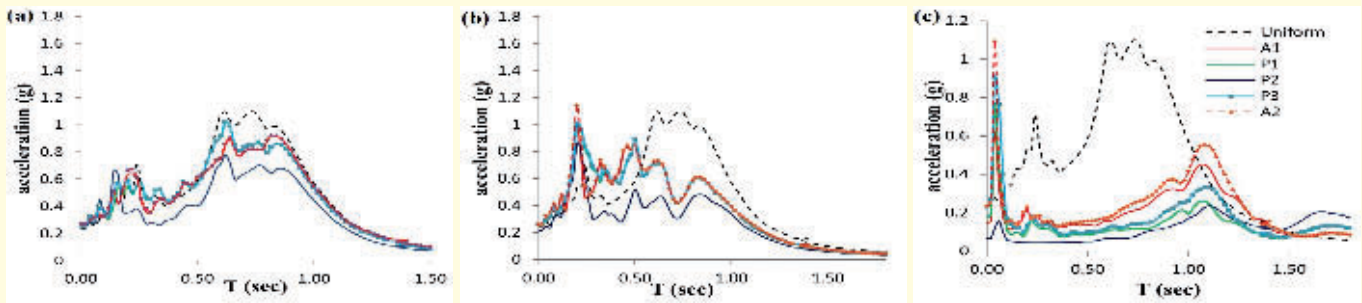


Bild 3. Beschleunigungs-Antwortspektren der Northridge Bodenbewegung aufgezeichnet auf der freien Oberfläche (a) Modell 2, (b) Modell 3 und (c) Modell 4 vs. Einheitliche Anregung (Modell 1).

spezifischen Dispersions- und Wellenüberlagerungsphänomene im Wellenfeld entlang des Ausbreitungspfades. Für die Formulierung der Randintegralgleichung, als Kern des numerischen Modells, wird folgende übliche Formulierung (1) nach [12] angesetzt:

$$c\mathbf{u}_3^{(i)}(\mathbf{x}, \omega) = \int_{\Gamma} \mathbf{U}_3^{*(i)}(\mathbf{x}, \mathbf{y}, \omega) \mathbf{t}_3^{(i)}(\mathbf{y}, \omega) d\Gamma - \int_{\Gamma} \mathbf{P}_3^{*(i)}(\mathbf{x}, \mathbf{y}, \omega) \mathbf{u}_3^{(i)}(\mathbf{y}, \omega) d\Gamma$$

$$\mathbf{x} \in \Gamma = \Omega_i \cup \mathcal{S}_{can} \cup \mathcal{S}_{cav} \quad (1)$$

Die in Gleichung (1) vorhandenen Variablen, \mathbf{x} , \mathbf{y} sind die Quell- und Feldpunkte, c ist der Sprungterm, $\mathbf{U}_3^{*(i)}(\mathbf{x}, \mathbf{y}, \omega)$ und $\mathbf{P}_3^{*(i)}(\mathbf{x}, \mathbf{y}, \omega)$ die entsprechende Fundamentallösung der Verschiebung und der Spannung, wobei $i = 1, 2, \dots, N$ die Laufvariable über die Schichten darstellt. Gleichung (1) wurde in Termen des totalen Wellenfeldes für einfallende SH Wellen ausgedrückt. Die so genutzte Formulierung mit den Fundamentallösungen nach [10] und [11] bedingt eine Diskretisierung der Halbraumoberfläche und der jeweiligen Schichtgrenzen. Nach Diskretisierung, hier unter Nutzung konstanter Randelemente, kann das Matrix-Gleichungssystem zu folgender Gleichung zusammengefasst werden:

$$[\mathbf{G}]\{\mathbf{t}\} - [\mathbf{H}]\{\mathbf{u}\} = \{\mathbf{0}\} \quad (2)$$

Die Systemmatrizen \mathbf{G} und \mathbf{H} ergeben sich aus der numerischen Integration aller Oberflächenintegrale, welche die Produkte der Fundamentallösung und den Interpolationsfunktionen als repräsentative Feldvariablen enthalten. Die Matrizen sind vollbesetzt, der Größe $N \times N$, wobei N die Anzahl der Diskretisierungsknoten und \mathbf{u} und \mathbf{t} die Vektoren mit Knotenwerten der Verschiebungen und Spannungen entlang aller Oberflächen und Zwischenschichtgrenzen sind. Durch inverse Fourier-Transformation der harmonischen Verschiebungsergebnisse, ist das zeitabhängige Signal bestimmt.

3 Analytierte Standortprofile und resultierende standortabhängige Erdbebenanregung

Die in den Kapiteln vorab beschriebene Methodik, wurde auf vier unterschiedliche, synthetische Standortprofile mit zunehmender Komplexität und vorhanden Brückenstrukturen, angewendet, Bild 2. Dabei wurden folgende Einflussparameter untersucht: Topographie, Schichtung und Materialgradient. Die Standorte sind dabei durch folgende Charakteristik repräsentiert:

Tabelle 1. Materialeigenschaften der Bodenstrukturen

	Vs (m/s)	μ (Pa)	ρ (N/m ²)
Schicht 1	360	$233,28 \cdot 10^6$	1.800
Schicht 2	500	$450 \cdot 10^6$	1.800
Felsuntergrund	2.000	$800 \cdot 10^7$	2.000

1. Modell) homogene Oberflächenschicht,
2. Modell) homogene Schicht mit einem Tal, in welchem die Brücke positioniert ist,
3. Modell) Zweischichten-Modell inkl. Dämpfung mit Tal/Brücke an der Oberfläche,
4. Modell) Zweischichten-Modell mit Tal/Brücke und einer kontinuierlich zunehmenden Steifigkeit über die Tiefe der ersten Schicht.

Die zweite Schicht ist immer homogen, wobei die Schichtgrenze zwischen erster und zweiter Bodenschichtung irregular und nicht eben sein kann. Die Schichten ruhen auf einem überlagerten Halbraum.

Für alle Schichten und Modelle sind die Materialeigenschaften in Tabelle 1 und Bild 2 aufgeführt. Für die Streuung der Erdbebenanregung, wurde eine Folge von sieben unterschiedlichen, am Felshorizont aufgezeichneten Erdbebenzeitverläufen (entsprechend Klasse A / FEMA Klassifikation, siehe PEER [13] „strong motion database“), als Grundlage für die Analysen angesetzt.

Ausgehend von den benannten Modellen erfolgte die Analyse der Standorteffekte. Das erste Modell mit homogener, ebener Schicht erzeugt eine gleichmäßige Anregungsform, welche nachfolgend als Vergleichsergebnis genutzt wird. In Bild 3 sind die Beschleunigungs-Antwortspektren an der Oberfläche der Modelle 1 bis 4 am Brückenaufleger für ei-

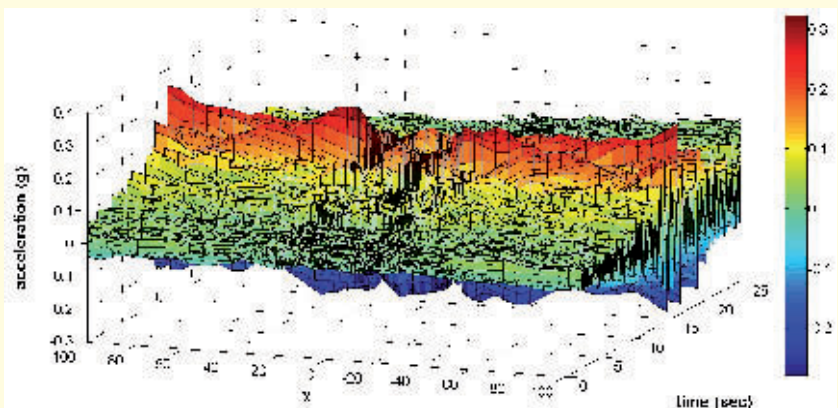


Bild 4. 3D Abbildung der Beschleunigungszeitverläufe, aufgezeichnet auf freier Oberfläche Modell 2 mit Topographie.

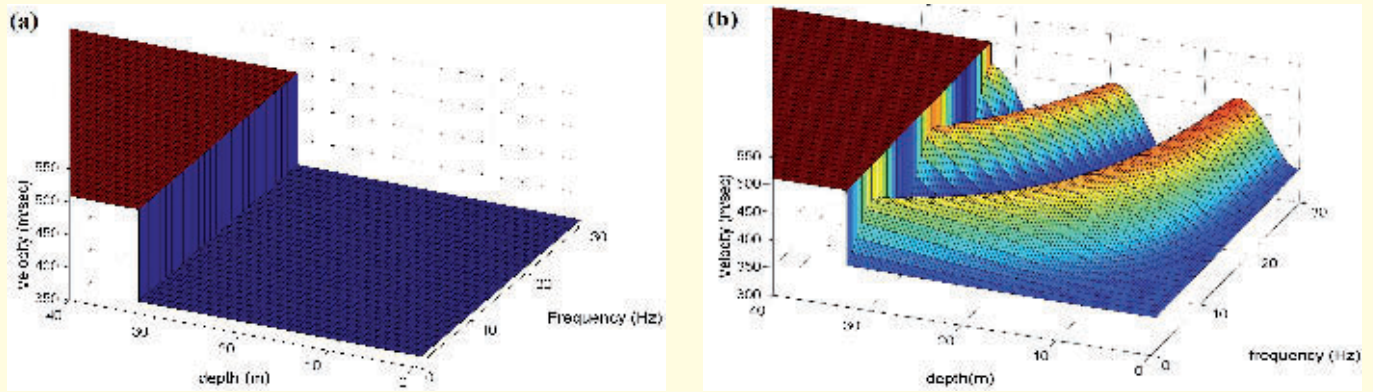


Bild 5. Geschwindigkeitsverteilung im Untergrund: (a) Modell 3 und (b) Modell 4.

nes der 7 unterschiedlichen Erdbebenzeitverläufe abgebildet. Wie erkennbar ist, wird die Form des simulierten seismischen Signals mit zunehmender Modellkomplexität ebenfalls komplexer. Die spektralen Werte am Brückenaufleger variieren und unterscheiden sich deutlich in der Periode vom Referenzwert. In Bild 4 wird erkennbar, wie stark die simulierten Zeitverläufe bei Verwendung des zweiten Modells von der Oberflächentopographie abhängen und entsprechend verändert sind. Die Form der Antwortspektren ist ebenfalls modifiziert und eine Verschiebung des Spektrums zu längeren Perioden infolge der Bodenschichtungen ist ebenfalls vorhanden, Bild 3b. In Bild 3c sind die Einflüsse der Topographie (Tal), der Schichtung und des Materialgradienten auf die simulierten Erdbebenbewegung deutlich. Zur Reduzierung großer Geschwindigkeitskontraste zwischen der ersten und zweiten Schichtung, wurde eine kontinuierliche Änderung der Wellengeschwindigkeit über die Schichttiefe der ersten Schicht angesetzt, Bild 5. An der Schichtgrenze zwischen der ersten und zweiten Schicht wurden zusätzlich laterale Irregularitäten angesetzt. Entsprechend Bild 3c ist deutlich ersichtlich, dass die Standortheterogenität die Ausbildung der seismischen Bodenbewegung signifikant beeinflusst. Durch die Anwesenheit des Materialgradienten nimmt die Schichtsteifigkeit zu und die spektralen Beschleunigungswerte werden über den Periodenbereich verringert.

4 Brückenmodellierung und dynamische Antwort

Das betrachtete Brückenmodell entspricht im Design den Vorgaben zu existierenden Brücken im Norden Griechenlands [14], entsprechend OSE. Demnach wurden zwei unterschiedliche Brückenkonfigurationen analysiert: seismische Isolation und monolithischer Verbund zwischen der Pfeiler und Platte. In beiden Fällen haben die Brücken einen geradlinigen Verlauf, besitzen erdbebenwiderstandsfähige Streben und sind 168 m lang, Bild 6. Die Brücke wurde vereinfacht mit SAP2000 modelliert [15]. Die Lager wurden durch nicht-lineare (bilineare) Verbindungselemente abgebildet, um die Translations- und Rotationssteifigkeiten simu-

lieren zu können. Pfeiler und Platte sind Rahmenelemente, mit entsprechenden „Gap“-Elementen für die Bewegungsfugen. Im Fall der monolithischen Brückenkonstruktion entsteht die nicht-lineare Brückenantwort ausschließlich infolge der geometrischen Nichtlinearitäten der „Gap“-Elemente, wogegen die Pfeiler und die Platte als elastisch unter dem Entwurfserdbeben modelliert wurden. Für den Fall des seismisch isolierten Brückenmodells resultiert die nicht-lineare Brückenantwort aus den geometrischen Nichtlinearitäten der „Gap“-Elemente und der Dämpfer. Die Fundament/Pfeiler – Boden – Interaktion wurde durch sechs Freiheitsgrade mit entsprechenden Federelementen an den Kontaktpunkten realisiert. Für jedes Fundament der Brücken und den vier unterschiedlichen Standortmodellen, wurden die entsprechenden Federkonstanten basierend auf analytischen Funktionen und unter Berücksichtigung von einfallenden und interagierenden Wellen bestimmt [16], [17], [18]. Es wurde entsprechend [19] angenommen, dass die dynamischen Impedanzfunktionen für die Boden-Struktur-Interaktion auf der vorherrschenden Anregungsfrequenz basieren. Für die angenommenen Modelle ergibt sich somit ein entsprechender Bereich von vorherrschenden und geglätteten spektralen Perioden in der Untersuchung.

Dynamische Antwort des seismisch isolierten Brückenmodells

Ausgehend von den benannten „hard-rock“ Zeitverläufen und unterschiedlichen Standortmodellen erfolgte die Simulation der standort- und modellabhängigen, seismische Anregung des Brückenfundaments. Im Fall der seismisch iso-

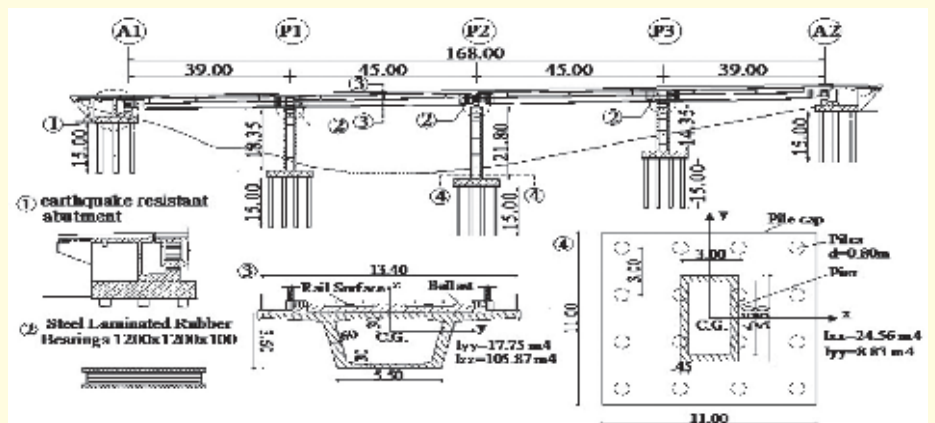


Bild 6. Querschnitt der Brücke mit Details.

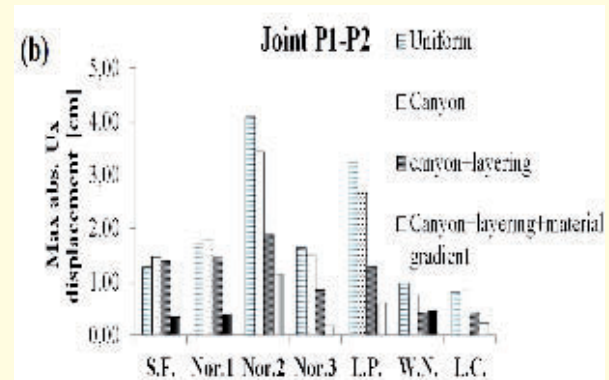
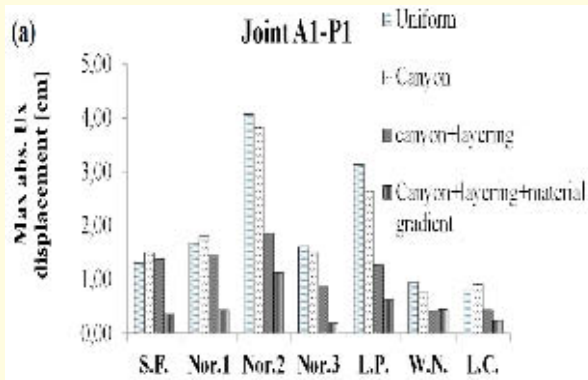
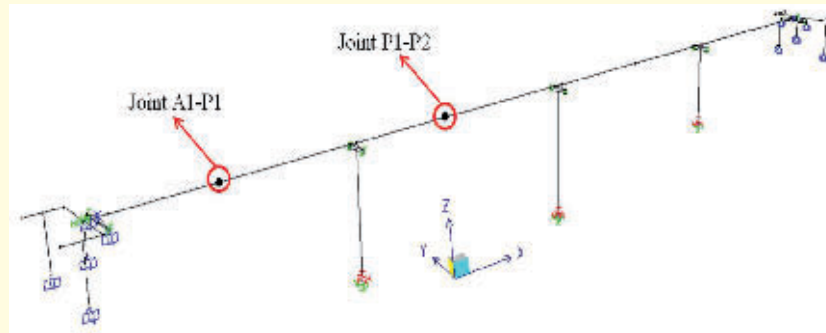


Bild 7. Maximale Verschiebungsbeträge Brückendeck an den Punkten (a) A1-P1; (b) P1-P2, infolge der Bodenbewegung an der Oberfläche der Modelle 1–4.

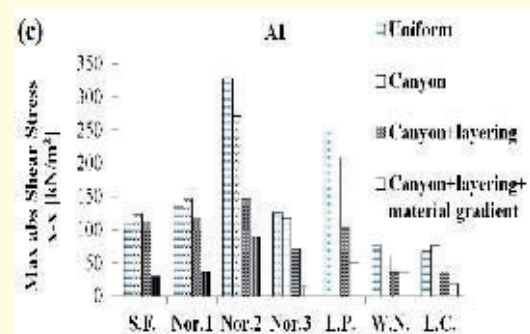
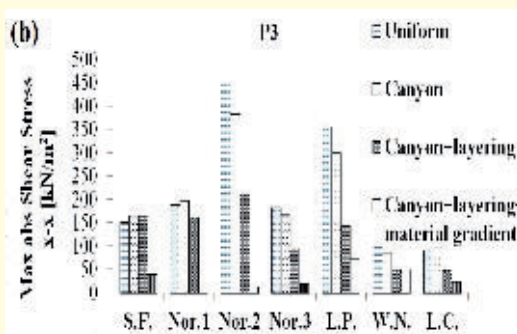
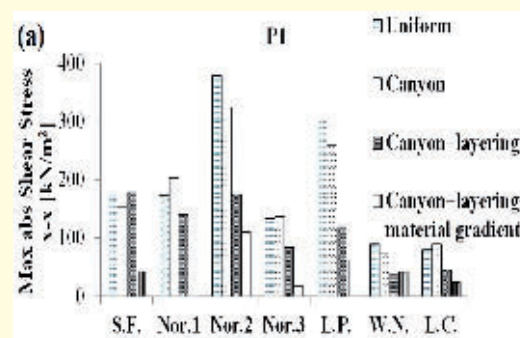


Bild 8. Maximale Lager-Scherspannungen an den Punkten (a) P1; (b) P3; (c) A1, infolge der Bodenbewegung an der Oberfläche der Modelle 1–4.

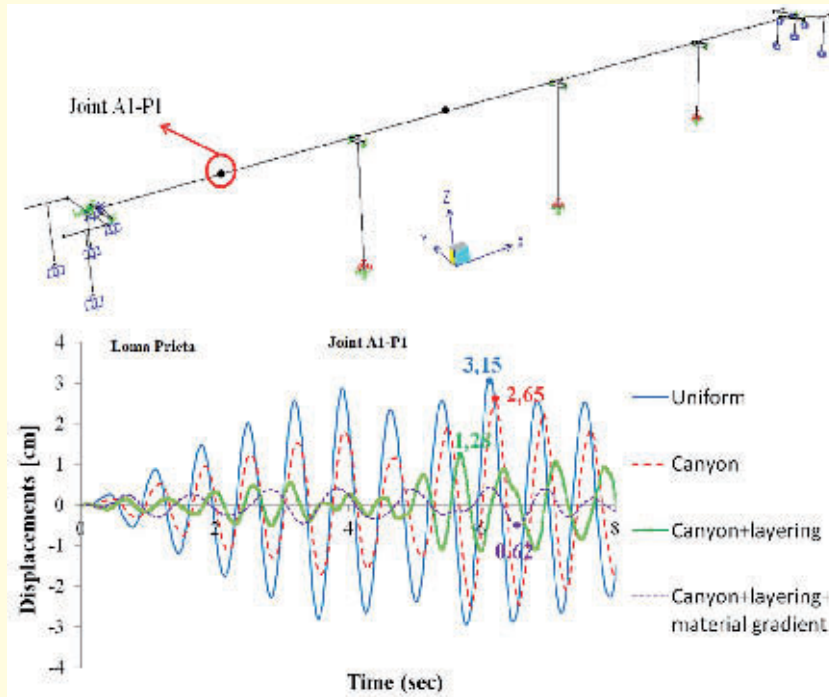


Bild 9. Verschiebungszeitverläufe an den Punkten A1-P1 am Brückendeck infolge der Bodenbewegung an der Oberfläche der Modelle 1-4.

lierten Brücke wurden keine Interaktionseffekte berücksichtigt. Die vorhandenen Fundamentalperioden in Brückenlängsrichtung und quer dazu sind $T_x = 1,45$ s und $T_y = 0,71$ s.

Der Einfluss der Standorteffekte auf die Strukturantwort ist in Bild 7, Bild 8 und Bild 9, unter Berücksichtigung der Erregungsänderung durch die Modelle 1 bis 4, wiedergege-

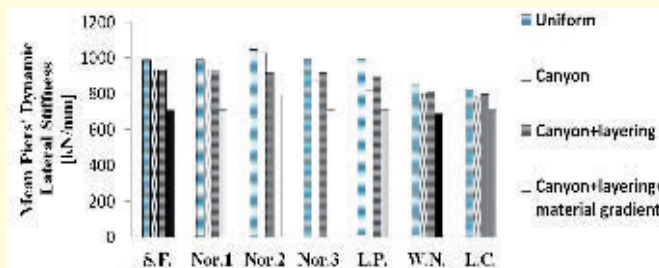


Bild 10. Mittelwert der Pfeiler dynamischen, lateralen Stiffness infolge der Bodenbewegung an der Oberfläche der Modelle 1-4.

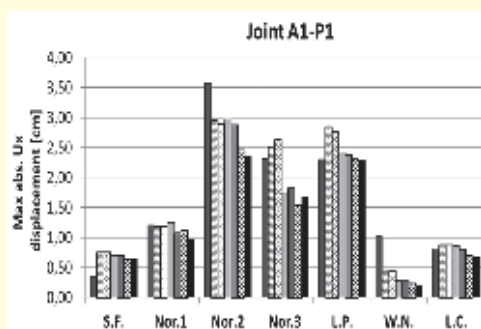


Bild 11. Maximale Verschiebungsbeträge Brückendeck an den Punkten A1-P1; (b) P1-P2, infolge der Bodenbewegung an der Oberfläche der Modelle 1-4 und für (i) gleiche Federwerte und (ii) unterschiedliche Federwerte.

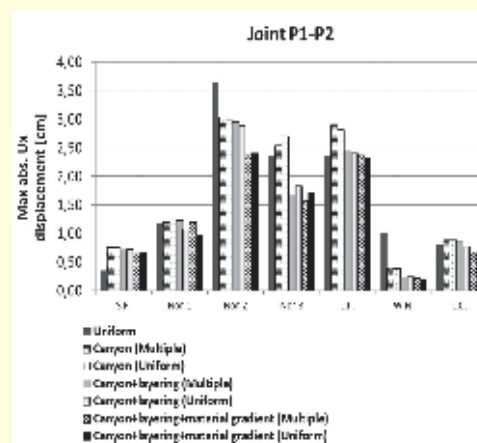
ben. Die maximale Verschiebung des Brückendecks ist in Bild 7 ersichtlich. In allen Fällen spielt die standortabhängige Bodenbewegung eine wesentliche Rolle für die Änderung der kinematischen Brückenantwort. Die entstehenden Spannungsfelder in den Brücken sind in Bild 8 wiedergegeben. Es kann beobachtet werden, dass für einige seismische Anregungen, die lokalen Standortbedingungen einen erheblichen Effekt bezüglich der Lagerantwort besitzen. Das abgebildete Tal bewirkt im Zusammenhang mit einigen Zeitverläufe eine deutliche Überspannung in den Lagern. Die Analysen ergeben, dass unter Berücksichtigung des im Modell abgebildeten Tals eine bis 15%-ige Zunahme in der Lagerspannung sowie -antwort ergibt. Weiterhin kann beobachtet werden, dass sich durch die Topographie in Abhängigkeit vom Modell und vom Zeitverlauf eine Verstärkung und Reduktion der Antwort des Brückendecks ergibt, Bild 9. Unter Berücksichtigung der Kopplung der Topographie mit einer Bodenschichtung ergeben sich deutliche Verringerungen in den Antworten des Brückendecks infolge der Bodenversteifung. Im Fall des Bodenmodells 4 werden die Resonanzfrequenzen und Verstärkungen des Brückendecks modifiziert.

Dynamische Antwort einer monolithischen Brücke

Für die betrachtete monolithische Brücke werden die Federn entsprechend den Modellen 1 bis 4 bestimmt. Zur Bestimmung des Einflusses der Topographie und der Brückenlagerung wurden zwei Fälle analysiert:

- 1) einheitliche Federwerte für alle Pfeiler,
- 2) unterschiedliche Federwerte für jeden Pfeiler basierend auf der 2D-Simulation des Untergrunds.

In Bild 10 sind die Mittelwerte der dynamischen, lateralen Pfeilersteifigkeit infolge der Bodenbewegung der 4 Modelle dargestellt. Anhand der dynamischen Impedanzmatrix ist ersichtlich, dass die lokalen Bodeneigenschaften einen maßgeblichen Einfluss auf die Steifigkeit des Fundaments für alle ausgewählten Erdbebenzeitverläufe haben. Dieser Einfluss der Standorteffekte, der räumlichen Variabilität



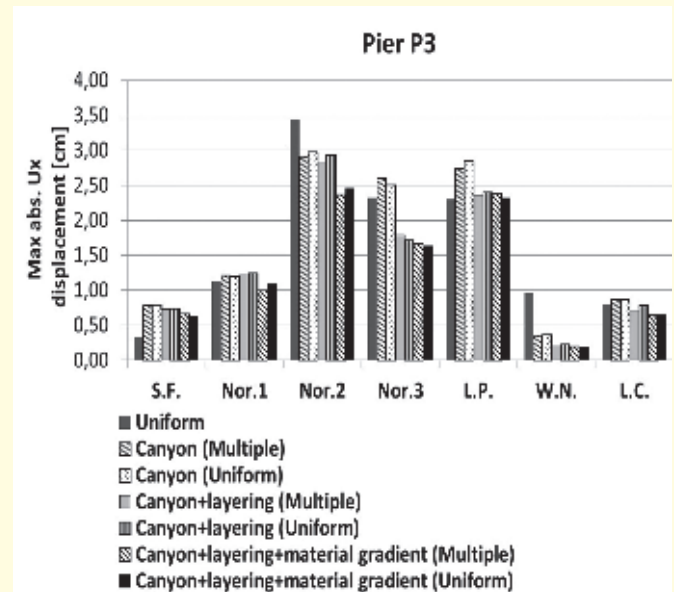
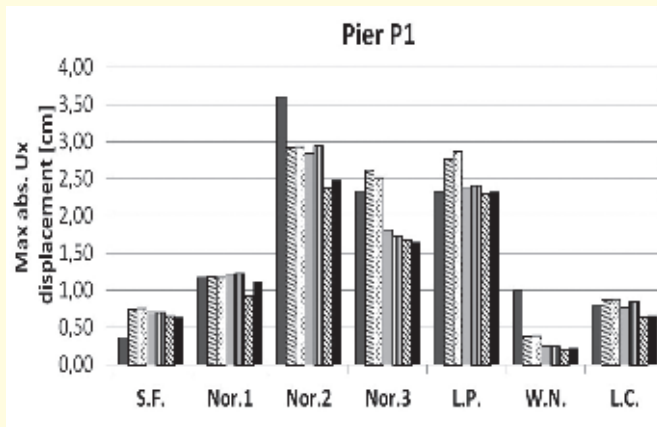


Bild 12. Maximale Verschiebungsbeträge Brückendeck an den Punkten (a) P1; (b) P3, infolge der Bodenbewegung an der Oberfläche der Modelle 1–4 und für (i) gleiche Federwerte und (ii) unterschiedliche Federwerte.

und der Boden-Struktur-Interaktion ist in Bild 11, Bild 12 und Bild 15, ersichtlich. Bild 11 zeigt, dass die kinematische Antwort maßgeblich von den lokalen Bodenbedingungen ist. Diese Beobachtungen decken sich mit den zuvor betrachteten Ergebnissen des Brückendecks. Die Anwesenheit eines komplexen Untergrunds, ändert die dynamischen Charakteristika der Brücke in der Grundperiode und der Verstärkung. Es ist weiterhin ersichtlich, dass die Verwendung unterschiedlicher Federgrößen durch die Berücksichtigung lokaler Standorteigenschaften im Vergleich zu homogenen Standortbedingungen einen Unterschied von bis zu 50 % hervorruft. Analog zu den vorab betrachteten Brückenmodellen wirkt sich die Berücksichtigung der Topographie, Schichtung und der tiefenabhängigen, kontinuierlichen Steifigkeitszunahme auf den Betrag der Verstärkung und die Lage der fundamentalen Periode aus.

5 Zusammenfassung

Die vorliegende 2D-Analyse der seismischen Wellenausbreitung durch ein heterogenes Medium im Hinblick auf die dynamische Antwort einer Brückenstruktur soll den Einfluss von lokalen Standorteigenschaften, räumlicher Variabilität der Bodenbewegung und der Boden-Struktur-Interaktion verdeutlichen. Zur numerischen Simulation wurde die BEM mit nicht-konventionellen Lösungen verwendet. Darin werden entsprechende Oberflächentopographien und tiefenabhängige Steifigkeitsgradienten in den Fundamentallösungen bereitgestellt sowie Schichtungen mit lateral variablen Schichtgrenzen entsprechend diskretisiert. Innerhalb der Studie wurden zwei unterschiedliche

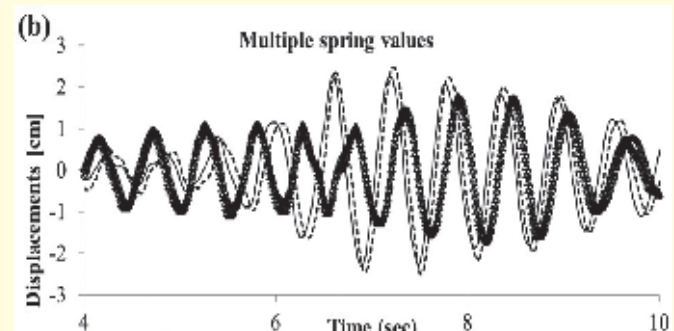
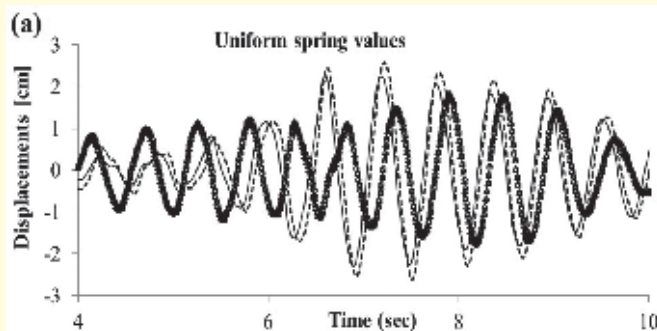
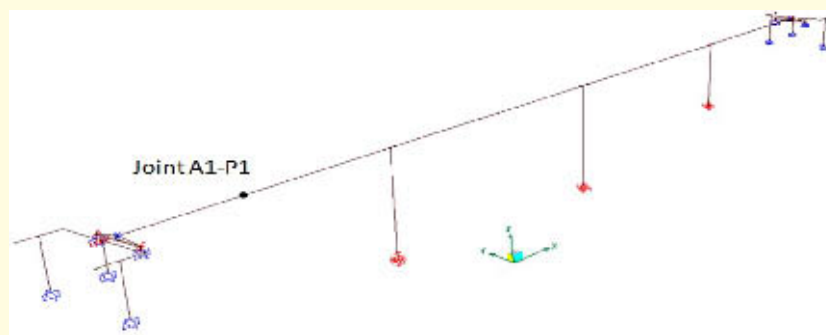


Bild 13. Verschiebungszeitverläufe an den Punkten A1-P1 auf dem Brückendeck infolge der Bodenbewegung an der Oberfläche der Modelle 1–4 und für (i) gleiche Federwerte und (ii) unterschiedliche Federwerte.

Brückensysteme als auch vier in der Komplexität zunehmende Untergrundmodelle analysiert.

Aus den numerischen Studien wird ersichtlich, dass die Kombination von lokalen Standortbedingungen, räumlicher Variabilität und der Boden-Struktur-Interaktion einen hohen Einfluss auf die nicht-lineare Antwort von ausgedehnten Infrastrukturen besitzt. Diese Effekte können nicht vernachlässigt werden. Sie sind sorgfältig zu modellieren und

zu analysieren. Bei Vernachlässigung können Überbeanspruchung und Schäden auftreten, wie die Studien zeigen. Die Vernachlässigung von räumlich unterschiedlich, lokalen Standorteigenschaften, wie in den 2D-Analysen analysiert, kann einen Fehler in der kinematischen Antwort von bis zu 70 % für die monolithische Brücke und von bis zu 50 % bei seismisch isolierten Brücken erzeugen.

Literatur

- [1] Eurocode 8 (2003) Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, Part 2: Bridges, European Committee for Standardization, Brussels.
- [2] Sextos, A.; Pitilakis, K.; Kappos, A.: Inelastic dynamic analysis of RC bridges accounting for spatial variability of ground motion, site effects and soil-structure interaction phenomena. Part 1: Methodology and analytical tools. *In: Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 32 (2003), Iss. 4, pp.607–627.
- [3] Sextos, A.; Pitilakis, K.; Kappos, A.: Inelastic dynamic analysis of RC bridges accounting for spatial variability of ground motion, site effects and soil-structure interaction phenomena. Part 2: Parametric study. *In: Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol 32 (2003), Iss. 4, pp. 629–652.
- [4] Jeremic, B.; Jie, G.; Preisig, M.; Tafazzoli, N.: Time domain simulation of soil-foundation-structure interaction in non-uniform soils. *In: Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 38 (2009), Iss. 5, pp. 699–718.
- [5] Bi, K.; Hao, H.; Chouw, N.: Influence of ground motion spatial variation, site condition and SSI on the required separation distances of bridge structures to avoid seismic pounding. *In: Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 40 (2001), Iss. 9, pp. 1027–1043.
- [6] Soyuluk, K.; Sicacik, E. A.: Soil-structure interaction analysis of cable-stayed bridges for multiple-support excitations. 8th International Conference on Structural Dynamics, EUROODYN, Leuven, Belgium, 4–6 July, MS03–499, pp. 547–554, 2011.
- [7] Esquivel, J. A.; Sanchez-Sesma, F. J.: Effects of canyon topography on dynamic soil-bridge interaction for incident plane SH waves. Proceedings 7th World Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, Turkey, pp. 153–160, 1980.
- [8] Zhou, G.; Li, X.; Qi, X.: Seismic response analysis of continuous rigid frame bridge considering canyon topography effects under incident SV waves. *In: Earthquake Science*, Vol. 23 (2010), Iss. 1, pp. 53–61.
- [9] Fontara, I.-K.: Simulation of seismic wave fields in inhomogeneous half-plane by non-conventional BEM. Kiel, Christian Albrechts Universität, PhD thesis, 2015.
- [10] Manolis, G. D.; Shaw, R.: Harmonic wave propagation through viscoelastic heterogeneous media exhibiting mild stochasticity-I. Fundamental solutions. *In: Soil Dynamic and Earthquake Engineering*, Vol. 15 (1996), Iss. 2, pp. 119–127.
- [11] Manolis, G. D.; Shaw R.: Harmonic wave propagation through viscoelastic heterogeneous media exhibiting mild stochasticity-II. Applications. *In: Soil Dynamic and Earthquake Engineering* Vol. 15 (1996), Iss. 2, pp. 129–139.
- [12] Dominguez, J.: Boundary Elements in Dynamics. Computational Mechanics Publications, Southampton, 1993.
- [13] PEER. Pacific Earthquake Engineering Research Center, Strong Motion Database, available at <http://peer.berkeley.edu/smcat/>, 2003.
- [14] Mitoulis, S. A.; Titirla, M. D.; Tegos, I. A.: Design of bridges utilizing a novel earthquake resistant abutment with high capacity wing walls. *In: Engineering Structures*, Vol. 66 (2014), pp. 35–44.
- [15] SAP 2000 Nonlinear Version 14, User's Reference Manual, Computer and Structures Inc., Berkeley, California, 2007.
- [16] Pender, M. J.: Aseismic pile foundation design analysis. *In: Bulletin of the New Zealand National Society on Earthquake Engineering*, Vol. 26 (1993), Iss. 1, pp. 49–161.
- [17] Kavadas, M.; Gazetas, G.: Kinematic seismic response and bending of free-head piles in layered soil. *In: Geotechnique*, Vol. 43 (1993), pp. 207–222.
- [18] Gazetas, G.; Fan, K.; Kaynia, A.; Kausel, E.: Dynamic interaction factors for floating pile groups, vol. 1, NCEER-90-0021. National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, 1990.
- [19] Makris, N.; Gazetas, G.: Dynamic pile-soil-pile interaction. Part II: lateral and seismic response. *In: Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 21 (1992), Iss. 2, pp. 145–162.

Historische Zierelemente unter Erdbebenbeanspruchung – State of the Art

A. Rudisch, V. Dunjic, A. Kolbitsch

Zusammenfassung Das gebaute Erbe unterliegt einem ständigen Wandel. In Wien sowie in zahlreichen anderen mitteleuropäischen Städten sind mehr als 25 % aller Bestandsobjekte älter als hundert Jahre. Als Voraussetzung für strukturelle Änderungen an diesen Objekten ist in vielen Fällen eine Nachbemessung der bestehenden Tragstruktur unumgänglich. Durch das risikobasierte Bemessungskonzept der ÖNORM B 1998–3 für bestehende Gebäude wurde in Österreich ein ausgeprägtes Bewusstsein für eine nachträgliche erdbebensichere Auslegung von Gründerzeithäusern geschaffen. Die gesonderte Betrachtung sekundärer Strukturen, wie beispielsweise historische Zierelemente, unter seismischer Einwirkung wird jedoch meist außer Acht gelassen. Bei geschichtsträchtigen Erdbeben hat sich allerdings gezeigt, dass solche sekundären Strukturen einen wesentlichen Anteil der Gebäudeschäden ausmachen und im Versagensfall eine signifikante Gefährdung von Personen darstellen. Da eingehende Untersuchungen sekundärer Elemente (z. B. mithilfe von Zeitverlaufsberechnungen) in der praktischen Umsetzung mit einem unverhältnismäßigen Aufwand verbunden sind, wird im ersten Schritt des vorliegenden Beitrags der State of the Art von einfach anzuwendenden quasistatischen Verfahren vorgestellt. Im Anschluss werden länderspezifische Bemessungsansätze analytisch gegenübergestellt und die Anwendbarkeit solcher Ansätze für historische Bestandsgebäude diskutiert. Abschließend wird eine praxistaugliche Methode zur vereinfachten Bewertung der für zentraleuropäische Städte typischen und das Stadtbild prägenden Zierelemente vorgestellt.

1 Motivation

Historische Erdbeben haben gezeigt, dass die Erdbebengefährdung von Wien keinesfalls zu vernachlässigen ist. Das Wiener Becken und besonders der südliche Bereich davon zählen neben dem Gebiet des oberen Mürztals zu den seismisch aktivsten Regionen von Österreich [1]. Dabei sind im Raum Wien und Niederösterreich in den letzten fünfzig

Tabelle 1. Erdbeben, die in Wien und Niederösterreich seit 1972 Schäden an Gebäuden verursachten (ZAMG)

Datum	M	I_0	Epizentrum
05.01.1972	4,1	6,0°	Wr. Neustadt, NÖ
16.04.1972	5,3	7-8°	Seebenstein, NÖ
16.04.1972	4,0	6-7°	Seebenstein, NÖ
15.04.1984	4,9	6-7°	Maria Schutz, NÖ
24.05.1984	4,6	6,0°	Gloggnitz, NÖ
09.01.1996	4,1	6,0°	Baden, NÖ
11.07.2000	4,8	6,0°	Ebreichsdorf, NÖ

Jahren rund sieben Beben aufgetreten, die Schäden an Gebäuden verursachten (Tabelle 1).

Beispielsweise waren die Folgen des Seebeinstein Erdbebens 1972 bis Wien, wo die Feuerwehr zu über 800 Einsätzen gerufen wurde, deutlich spürbar. Damals wurden zahlreiche Schäden an herabgefallenen Zierelementen wie zum Beispiel Balustraden, Gesimsen und Vasen sowie Schornsteinen gemeldet. Ein bekanntes Beispiel sind die herabgefallenen Zierelemente des Hauptgebäudes der Universität Wien.

Ähnliche Beobachtungen wurden bei etlichen anderen Erdbeben dokumentiert, wie etwa in Alaska 1964 [2] oder bei dem erst nahe zurückliegenden Christchurch-Erdbeben in Neuseeland [3], durch welche die Aufmerksamkeit der Forschung vermehrt auf die Untersuchung von sekundären Strukturen gerichtet wurde.

In Österreich ist das Auftreten von Schadenbeben in sehr unregelmäßigen Abständen zu beobachten. Leichte Schä-

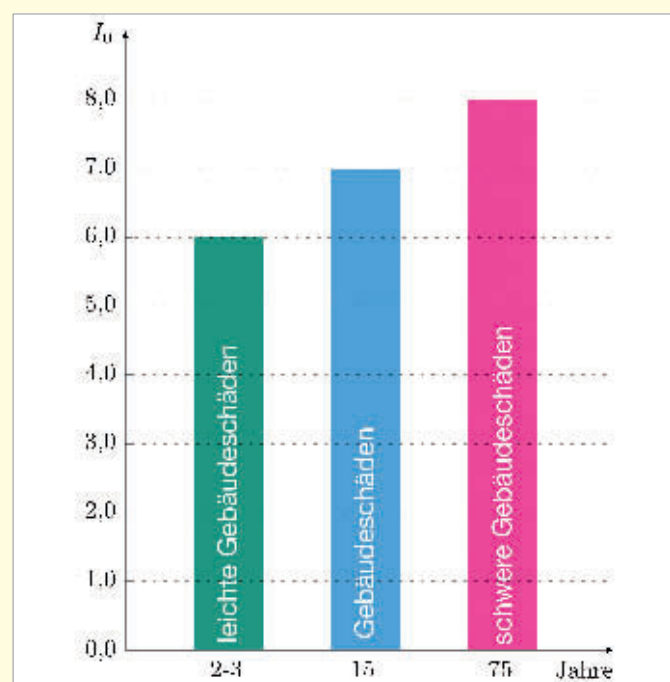


Bild 1. Auftreten von Schadenbeben in Österreich (ZAMG)

Univ.Ass. Dipl.-Ing. Andreas Rudisch, BSc

Technische Universität Wien
Institut für Hochbau und Technologie
Karlsplatz 13, 1040 Wien
andreas.rudisch@tuwien.ac.at

Univ.Ass. Dipl.-Ing. Viktor Dunjic

Technische Universität Wien
Institut für Hochbau und Technologie
Karlsplatz 13, 1040 Wien
viktor.dunjic@tuwien.ac.at

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

Technische Universität Wien
Institut für Hochbau und Technologie
Karlsplatz 13, 1040 Wien
andreas.kolbitsch@tuwien.ac.at

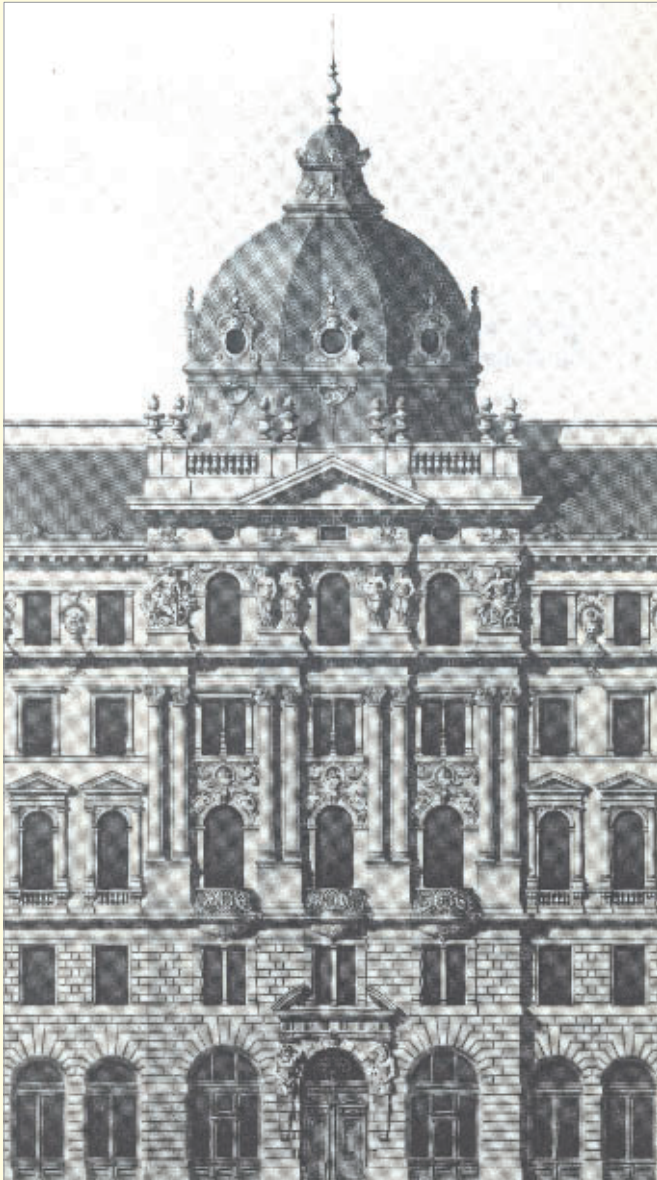


Bild 2. Frontalansicht des Maria-Theresien-Hofs, erbaut 1884/1885 (Währingerstraße Nr. 2–4, 1090 Wien), nach einem zeitgenössischen Stich [7]

den an Gebäuden treten gemäß der Europäischen Makroseismischen Skala (EMS) ab einer Epizentralintensität I_0 von $6,0^\circ$ auf. Im statistischen Mittel ereignet sich in Österreich alle zwei bis drei Jahre ein Erdbeben mit einer Epizentralintensität von mindestens 6° , alle 15 Jahre von mindestens 7° und alle 75 Jahre ein Erdbeben des Intensitätsgrades 8° (Bild 1). Jedoch besteht in Österreich durch das relativ seltene Auftreten von Erdbeben kein ausgeprägtes Risikobewusstsein [4].

Bereits 1988 wurde das Standortrisiko von Wien detailliert im Zuge des Projektes „Seismische Mikrozonierung des Stadtgebietes von Wien“ betrachtet [1]. Allerdings wurde bis vor wenigen Jahren dem Thema der Erdbebengefährdung von historischen Bestandsobjekten wenig Aufmerksamkeit geschenkt. Erst durch das Inkrafttreten der EN 1998 (EC 8) inklusive der zugehörigen nationalen Anwendungsdokumente wurde die Erdbebenbemessung in Österreich verschärft [5]. Dadurch wurde die Risikoeinschätzung hinsichtlich der Erdbebengefährdung von Bestandsobjekten in Österreich grundlegend verändert.

Um in Zukunft Schäden an Zierelementen von denen eine erhebliche Gefährdung ausgeht zu vermeiden, bedarf es einer differenzierten Betrachtung. Im Rahmen des vorliegenden Beitrags werden einfach anzuwendende quasistatische Berechnungsansätze vorgestellt, analytisch verglichen und ihre Anwendbarkeit auf gemauerte Bestandsobjekte und deren Zierelemente diskutiert.

2 Historische Zierelemente

Bis um 1900 war die Fassadengestaltung einer einheitlichen Bauformenkunde unterworfen, die – gesellschaftlich sowie weltanschaulich bedingt – zu unterschiedlichen Epochen verschiedenartig ausgeprägt war [6]. Dabei wurden mitteleuropäische Städte unverkennbar vom Historismus geprägt. Eines der bekanntesten Ensembles bildet die Wiener Ringstraße mit ihren öffentlichen und privaten Prunkbauten. Diese kunsthistorische Stilrichtung hinterließ über mehrere Jahrzehnte ein lebendiges Erbe in der Baugeschichte, das sich durch eine dekorative Ausführung der Gebäude auszeichnet.

Zu den typischen Zierelementen, die in der Gründerzeit verwendet wurden, gehören unter anderem Attikavasen, Attikawappen, Palmette, Balustraden, Gesimse, Friese, Medallions, Architraven und Säulen. Ein ausgewähltes Beispiel einer mit solchen sekundären Elementen gestalteten Fassade ist in Bild 2 [7] dargestellt.

Bei nachträglichen Untersuchungen erweist sich die Bestimmung der damals verwendeten Materialien als durchaus schwierig, da dem Historismus das Streben nach Materialgerechtigkeit fremd war [6]. Neben den klassischen Steinmetzarbeiten aus Naturstein kamen später auch als Ersatz preiswerte Dekorationselemente aus Terrakotta zum Einsatz, die serienmäßig in Fabriken produziert wurden. Unter Terrakotten verstand man Zierstücke aus einem Gemenge von plastischen, verschiedenfarbigen Tonen und reinem weißem Flusssand, welche nach dem Brennen meistens engobiert wurden [8].

Hochbeanspruchte Strukturen wurden aus Naturstein gefertigt und additive feingliedrige Zierelemente aus Terrakotta oder hydraulischem Kalk. Nach dem Versetzen wurden alle Elemente mit Farbe überzogen, um durch ein natursteinartiges Aussehen dem Anschein nach ein integrierter Bestandteil des Tragwerks zu sein. Typische Kennwerte für die damals verwendeten Materialien können exemplarisch Tabelle 2 entnommen werden.

Tabelle 2. Druckfestigkeiten für typische Materialien aus dem 19. Jahrhundert [2]

Typ	Druckfestigkeit f_b [N/mm ²]
Herkömmlicher Ziegel	6,0 - 12,0
Handschlagziegel	14,0 - 25,0
Maschinziegel	20,5 - 23,0
Klinkerziegel	30,0 - 90,0
Sandstein	49,0 - 80,0
Kalkstein	80,0 - 120,0
Granit	160,0

3 Nachweisformate und Methodik

Zur erdbebensicheren Auslegung von Bestandsobjekten werden in Österreich die Normen ÖNORM B 1998–3 [9] und ONR 24009 [10] angewendet, die spezifische Anforderungen an den Erdbebennachweis stellen. Allerdings wird bei der praktischen Umsetzung die Untersuchung von sekundären Strukturen wie Zierelemente meist vernachlässigt [2]. Im Allgemeinen stellen jedoch sekundäre Strukturen (z. B. Brüstungen, Geländer, Giebel, Anlagenkomponenten, nichttragende Trennwände, Antennen etc.) im Versagensfall eine signifikante Gefahr für Personen dar. Auch die Gefährdung und Beeinträchtigung der primären Tragstruktur durch das Versagen solcher Strukturen darf bei der Planung nicht außer Acht gelassen werden. Gemäß EC8–1 4.3.5.2 sind nichttragende Bauteile sowie ihre Verbindungen, Anschlüsse und Verankerungen für den Erdbebenfall nachzuweisen. Für historische Zierelemente bringt aber die normative Bemessung einige Unsicherheiten mit sich, auf die in diesem Beitrag eingegangen wird.

Seit einigen Jahrzehnten werden auf internationaler Ebene experimentelle und theoretische Untersuchungen angestellt, um das dynamische Verhalten von sekundären Strukturen im Erdbebenfall zu verbessern und die Bemessung von nichttragenden Bauteilen normativ zu verankern [11]. Dabei wurde besonders die seismische Auslegung von Atomkraftwerken [12] und Industrieanlagen betrachtet.

Ziel der bisherigen Forschung war es, mit möglichst einfach anzuwendenden Formeln, horizontale statische Ersatzlasten für den Tragfähigkeitsnachweis zu ermitteln. Im Raum Deutschland, Österreich und der Schweiz (D-A-CH) werden länderspezifisch unterschiedliche vereinfachte Bemessungsansätze angeboten. Ausgehend vom Ansatz der American Society of Civil Engineers werden im nachfolgenden Abschnitt die durchaus bekannten Bemessungsformeln für nichttragende Bauteile für den D-A-CH-Raum vorgestellt. Dabei wird speziell auf folgende Regelwerke eingegangen:

- ASCE 7–10 [13]
- Eurocode EN 1998–1 [14]
- ÖNORM B 1998–1 (NA) [15]
- ÖNORM B 1998–3 (NA) [9]
- DIN EN 1998–1 (NA) [16]
- SIA 261:2003 [17]
- SIA 261:2014 [18]

Festzuhalten ist, dass die länderspezifischen Formelzeichen der angeführten Regelwerke im vorliegenden Beitrag beibehalten werden. Eine Zuordnung identischer Parameter ist mithilfe der an den EC8 angeglichenen Formelbeschreibungen möglich.

ASCE 7–10

In den Vereinigten Staaten wurde 1977 nach den schweren Erdbeben in Alaska 1964 und San Fernando 1971 das Programm National Earthquake Hazard Reduction Program (NEHRP) ins Leben gerufen. Zu diesem Programm gehört unter anderem die bundesstaatliche Behörde Federal Emergency Management Agency (FEMA). Nach einigen Veröffentlichungen zur erdbebensicheren Auslegung von sekundären Elementen wurde im Jahr 2003 in den NEHRP Empfehlungen FEMA 450 ein analytischer Berechnungsansatz für die Bemessung angeboten, der anschließend auch in der heute gültigen amerikanischen Norm ASCE 7–10 ver-

ankert wurde. Demnach ergibt sich die horizontale Ersatzlast F_p , die auf das betrachtete Element zufolge des Erdbebens wirkt, nach **Gleichung (1)**.

$$F_p = \frac{0,4 \cdot S_{DS} \cdot a_p \cdot W_p}{R_p / I_p} \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{z}{H}\right) \quad (1)$$

Dabei muss **Gleichung (2)** erfüllt sein:

$$0,5 \cdot S_{DS} \cdot I_p \cdot W_p \leq F_p \leq 1,6 \cdot S_{DS} \cdot I_p \cdot W_p \quad (2)$$

Mit:

- F_p als horizontale Erdbebenkraft, die im Massenmittelpunkt des nichttragenden Bauteils in ungünstigster Richtung wirkt
- S_{DS} als Plateauwert des elastischen Antwortspektrums bei 5 % Dämpfung [g]
- a_p als dynamischer Vergrößerungsfaktor ($1,0 \leq a_p \leq 2,5$)
- W_p als Gewicht des Bauteils
- I_p als Bedeutungsbeiwert des Bauteils ($1,0 \leq I_p \leq 1,5$)
- R_p als Verhaltensbeiwert des Bauteils ($1,0 \leq R_p \leq 5,0$)
- z als Höhenlage des nichttragenden Bauteils über der Angriffsebene der Erdbebeneinwirkung
- H als Höhe des Hochbaus, ab Fundamentoberkante oder ab Oberkante eines starren Kellergeschosses

Im Gegensatz zu den bisherigen Ansätzen in den Vereinigten Staaten kam erstmals nicht mehr eine konstante, sondern eine über die Bauwerkshöhe lineare trapezförmige Verteilung der resultierenden Kräfte zum Einsatz. Durch den dynamischen Vergrößerungsfaktor a_p werden mögliche Resonanzeffekte zwischen Sekundär- und Primärstruktur in Abhängigkeit des Periodenverhältnisses T_p/T_1 berücksichtigt. Dabei ist T_p die Grundperiode des Elements und T_1 die Grundperiode der primären Tragstruktur. Die größte dynamische Verstärkung ($a_p = 2,5$) tritt demnach im Resonanzfall mit der ersten Eigenfrequenz der Primärstruktur ($T_p/T_1 = 1,0$) auf.

Eurocode EN 1998–1 (EC8–1)

Die Bemessung von nichttragenden Bauteilen wird gemäß EC8–1 im Abschnitt 4.3.5 geregelt. Darin wird für Hochbauten zur Bemessung solcher Elemente eine vereinfachte Berechnungsmethode angeführt, um die einwirkenden Kräfte auf das betrachtete Element zu ermitteln. Für sehr bedeutende nichttragende Bauteile oder solcher von besonderer Gefährlichkeit muss nach EC8–1 4.3.5.1 die Erdbebenberechnung auf einem realistischen Modell der entsprechenden Tragwerksteile und geeigneten Antwortspektren basieren, die aus der Antwort der unterstützenden tragenden Bauteile des primären Tragsystems hergeleitet wurden. In allen anderen Fällen sind fachgemäß begründete Vereinfachungen zulässig.

Die horizontale Ersatzlast F_a , die zufolge der Erdbebeneinwirkung auf das betrachtete Element resultiert, kann nach **Gleichung (3)** ermittelt werden.

$$F_a = (S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a) / q_a \quad (3)$$

Mit:

- F_a als horizontale Erdbebenkraft, die im Massenmittelpunkt des nichttragenden Bauteils in ungünstigster Richtung wirkt
- S_a als der Erdbebenbeiwert für nichttragende Bauteile
- W_a als Gewicht des Bauteils
- γ_a als Bedeutungsbeiwert des Bauteils; EC8–1 4.3.5.3

q_a als Verhaltensbeiwert des Bauteils; EC8–1 4.3.5.4 Tabelle 4.4: Für auskragende Brüstungen oder Verzierungen $q_a = 1,0$

Der Erdbebenbeiwert S_a ergibt sich nach Gleichung (4).

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \quad (4)$$

Zusätzlich muss Gleichung (5) gelten (Mindestwert).

$$S_a \geq \alpha \cdot S \quad (5)$$

Folgende Parameter gehen in Gleichung (4) ein:

- α als Verhältnis der Bemessungs-Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A, a_g , zur Erdbeschleunigung g
- S als Bodenparameter
- z als Höhenlage des nichttragenden Bauteils über der Angriffsebene der Erdbebeneinwirkung
- H als Höhe des Hochbaus, ab Fundamentoberkante oder ab Oberkante eines starren Kellergeschosses
- T_a als Grundperiode des nichttragenden Bauteils
- T_1 als Grundperiode des Bauwerks in der jeweiligen Richtung

Wie auch schon im Ansatz der ASCE 7–10 nehmen die anzusetzenden Beschleunigungen linear mit der Bauwerkshöhe zu. Die Abhängigkeit der Höhe wird in Gleichung (3) mit dem Erdbebenbeiwert S_a berücksichtigt. Dieser umfasst auch eine direkte Einbeziehung des Periodenverhältnisses T_a/T_1 zur Berücksichtigung von Resonanzeffekten zwischen dem sekundären Element und der primären Tragstruktur. Als bauteilspezifische Parameter werden neben dem Gewicht W_a des Elements, auch der Verhaltensbeiwert q_a nach EC8–1 4.3.5.4 (Tabelle 4.4) sowie der Bedeutungsbeiwert γ_a einbezogen. Der Bedeutungsbeiwert γ_a darf nach EC8–1 4.3.5.3 für nichttragende Bauteile wie Verankerungen von Maschinen und Geräten, die für Systeme zur Lebensrettung benötigt werden oder Tankbauwerke und Behälter, die toxische oder explosive Substanzen enthalten, die als gefährlich für die Öffentlichkeit gelten, nicht kleiner als $\gamma_a \geq 1,5$ sein. In allen andern Fällen kann der Bedeutungsbeiwert mit $\gamma_a = 1,0$ angenommen werden.

ÖNORM B 1998–1

Im nationalen Anwendungsdokument ÖNORM B 1998–1 werden keine gesonderten Regeln zur Bemessung von nichttragenden Bauteilen getroffen. Nach Abschnitt 8.2.1 haben grundsätzlich alle Bauteile, somit auch nichttragende Elemente, durch ihre Massen und Steifigkeiten einen Einfluss auf das Schwingungsverhalten. Eine Berücksichtigung der Massen ist unbedingt erforderlich. Die Steifigkeiten müssen so berücksichtigt werden, dass bei der Modellbildung ein realistischer Ausgangszustand für die Erdbebeneinwirkung dargestellt wird. Bei Starkbebenphasen ist damit zu rechnen, dass nichttragende Bauteile beschädigt werden.

Weiterführend ist zu beachten, dass in vielen Fällen eine Modellierung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ohne nichttragende Bauteile realistischer sein kann. Jedoch ist bei Bauwerken, die auch während und nach einem Erdbeben funktionstüchtig bleiben müssen, sicherzustellen, dass durch Schäden an sekundären Strukturen weder Personen gefährdet noch die Funktionstüchtigkeit eingeschränkt wird.

ÖNORM B 1998–3

Hinsichtlich der Auslegung von nichttragenden Bauteilen im Erdbebenfall folgt die ÖNORM B 1998–3 inhaltlich der ÖNORM EN 1998–3 [19] ohne zusätzliche Angaben. Darin wird festgelegt, dass Entscheidungen bezüglich der Sanierung oder Verstärkung nichttragender Bauteile ebenfalls getroffen werden müssen, wann immer zusätzlich zu den Funktionsanforderungen das seismische Verhalten dieser Bauteile das Leben von Bewohnern gefährden oder den Wert der im Gebäude gelagerten Güter beeinflussen könnten.

In solchen Fällen sollte das völlige oder teilweise Versagen dieser Bauteile vermieden werden. Dazu können einerseits geeignete sichernde und verstärkende Verbindungen zu tragenden Bauteilen geschaffen werden oder andererseits die Tragfähigkeit von solchen Elementen selbst erhöht werden. Auch das mögliche Herausfallen von Teilen dieser Bauteile sollte durch Verankerungsmaßnahmen verhindert werden.

DIN EN 1998–1/NA

Im deutschen nationalen Anwendungsdokument DIN EN 1998–1/NA wird ein modifizierter Bemessungsansatz zur Ermittlung der horizontalen Ersatzlast F_a nach Gleichung (6) angegeben, der den Ansatz nach EC8–1 Gleichung (3) deutlich vereinfacht:

$$F_a = 4 \cdot S \cdot a_{gR} \cdot m_a \cdot \gamma_a \quad (6)$$

Mit:

- F_a als horizontale Erdbebenkraft, die im Massenmittelpunkt des nichttragenden Bauteils in ungünstigster Richtung wirkt
- S als Bodenparameter
- a_{gR} als Referenz-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A
- m_a als Masse des Bauteils
- γ_a als Bedeutungsbeiwert des Bauteils, EC8–1 4.3.5.3

SIA 261

In der Schweiz wurde mit der Norm SIA 261:2014 der Bemessungsansatz für nichttragende Bauteile des EC8–1 im Jahr 2014 übernommen. Im Gegensatz zum EC8–1 wird jedoch für Verzierungen der Verhaltensbeiwert mit $q_a = 1,5$ angegeben (EC8–1: $q_a = 1,0$).

Bis dahin wurde im Vorgängerdokument SIA 261:2003 ein länderspezifischer Ansatz zur Ermittlung der horizontalen Ersatzlast F_a nach Gleichung (7) angeboten.

$$F_a = \frac{2 \cdot \gamma_f \cdot a_{gd} \cdot S \cdot G_a \cdot (1 + z_a/h)}{g \cdot q_a \cdot (1 + (1 - T_a/T_1)^2)} \quad (7)$$

Wie auch die Bemessungsmethode nach EC8–1, basierte die zurückgezogene Methode nach Gleichung (7) auf dem Prinzip der Stockwerksantwortspektren [20]. Das bedeutet, dass einerseits die dynamische Vergrößerung über die Gebäudehöhe sowie andererseits der Resonanzfall zwischen Sekundär- und Primärstruktur berücksichtigt wurde.

4 Gegenüberstellung

Im Wesentlichen setzen sich die vorgestellten Bemessungsansätze zur seismischen Auslegung nichttragender Bauteile aus einer Höhen- und Resonanzfunktion sowie seismischen

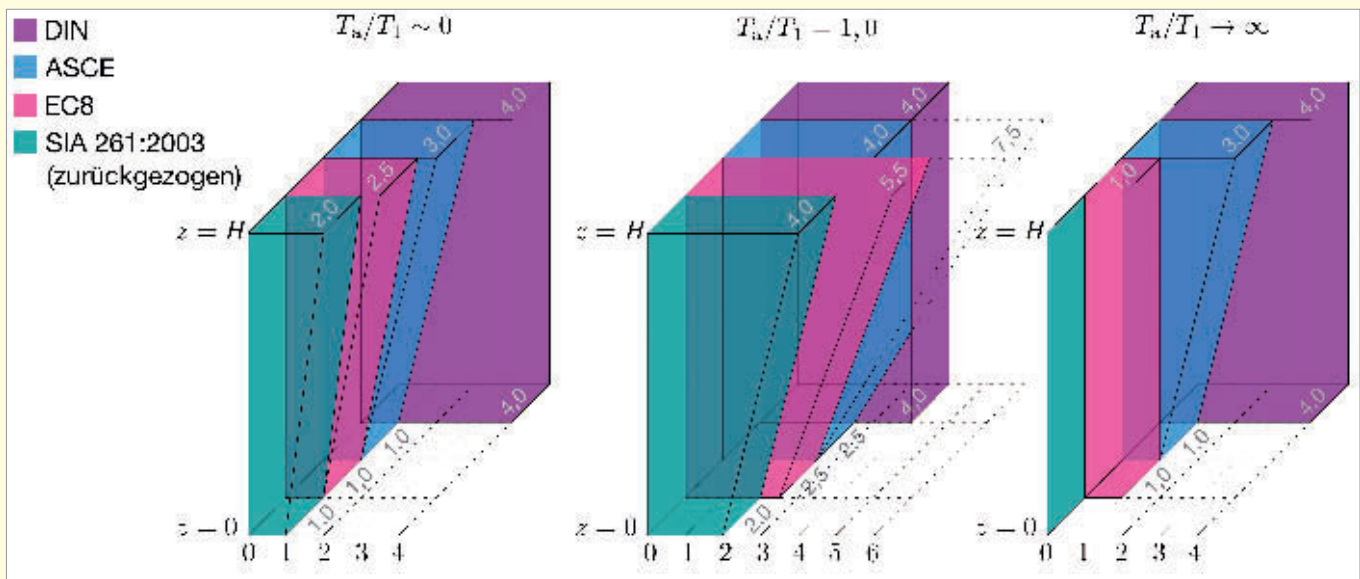


Bild 3. Übertragungsfaktoren der einwirkenden Bodenbeschleunigung in Bodennähe $z = 0$ und Dachhöhe $z = H$ für die Periodenverhältnisse $T_a/T_1 \sim 0$, $T_a/T_1 = 1,0$ und $T_a/T_1 \rightarrow \infty$

Parametern zur Übertragung der Bodenbeschleunigung zusammen. Dadurch kann eine im Schwerpunkt des Elements resultierende horizontale Ersatzlast zufolge der Erdbebeneinwirkung ermittelt werden. Ein Vergleich der Ansätze zeigt, dass die gewählten Ansätze der Höhen- und Resonanzfunktionen (Tabelle 3) im Grunde sehr ähnlich sind.

4.1 Übertragung der Bodenbeschleunigung

In Tabelle 3 ist ersichtlich, dass die anzusetzenden Ersatzlasten mit zunehmender Höhe linear anwachsen. Durch den linearen Ansatz zur Übertragung der Bodenbeschleunigung, wird die erste Eigenform der primären Tragstruktur approximiert. Unsicherheiten ergeben sich bei diesen Methoden jedoch bei weichen Strukturen [11]. Hier sind generell Ansätze zweckmäßiger, die das tatsächliche Schwingungsverhalten abbilden können. Ausführliche Untersuchungen dazu sind in [21] zu finden.

Eine Ausnahme stellt der vereinfachende Bemessungsansatz nach DIN EN 1998-1/NA dar, bei welchem ein über die Höhe konstanter Kräfteverlauf in Rechnung gestellt wird. Das bedeutet, dass in Bodennähe ($z = 0$) und in Dachhöhe ($z = H$) dieselbe horizontale Ersatzlast wirkt.

Aufgrund der unterschiedlich gewählten Höhen- und Resonanzfunktionen resultieren je nach Norm verschiedene Grenzwerte und Übertragungsfaktoren in Bodennähe sowie in Dachhöhe. Setzt man die seismischen Beiwerte sowie die einwirkende Beschleunigung gleich 1,0, so kann man nach Tabelle 3 die Übertragung der einwirkenden Bodenbeschleunigung über die normierte Bauwerkshöhe mithilfe von Übertragungsfaktoren für die drei Fälle $T_a/T_1 \sim 0$, $T_a/T_1 = 1,0$ und $T_a/T_1 \rightarrow \infty$ darstellen (Bild 3). Diese Darstellung erlaubt einen direkten Vergleich der vorgestellten Normen.

In Bild 3 ist ersichtlich, dass der Ansatz nach dem mittlerweile zurückgezogenen Dokument SIA 261:2003 die unteren Grenzwerte der drei betrachteten Fälle bildet. Durch die Angleichung der Bemessung für sekundäre Bauteile des Nachfolgedokuments SIA 261:2014 an den EC8-1 wurden die anzusetzenden Bemessungslasten erhöht.

Vergleicht man den Resonanzfall $T_a/T_1 = 1,0$, so ist zu erkennen, dass EC8-1 den obersten Grenzwert mit dem 5,5-fachen Wert der Bodenbeschleunigung bildet. ASCE, SIA 261:2003 und DIN legen den Maximalwert mit 4,0 fest, der in Variantenuntersuchungen für die Auslegung von Industrieanlagen bestätigt wurde [11]. Demnach werden in Österreich sekundäre Strukturen im Resonanzfall konservativer ausgelegt als in Deutschland oder als in den vereinigten Staaten.

4.2 Resonanzfunktionen

Bei den vorgestellten Berechnungsansätzen werden Resonanzeffekte über das Verhältnis zwischen der Grundperiode des primären Tragwerks und der Grundperiode des sekundären Elements berücksichtigt (T_a/T_1). Im EC8-1 geht dieses Verhältnis direkt in die Bemessungsformel ein. In der ASCE 7-10 werden Resonanzeffekte mithilfe des tabellierten Vergrößerungsfaktors a_p in Rechnung gestellt, dessen Bestimmung ebenfalls mithilfe des Periodenverhältnisses T_a/T_1 erfolgt.

Die länderspezifische Bewertung der Resonanzeffekte ist in Bild 4 zu sehen. Die Problematik bei der Bewertung liegt darin, dass die gezeigten Ansätze nur die erste Eigenfrequenz des Tragwerks berücksichtigen. Treten Resonanzeffekte des sekundären Bauteils mit der zweiten Eigenfrequenz auf, wird keine dynamische Vergrößerung in Rech-

Tabelle 3. Gegenüberstellung der Höhen- und Resonanzfunktionen

Code	Höhenfunktion	Resonanzfunktion
ASCE	$\left(1 + 2 \cdot \frac{z}{H}\right)$	$a_p: 1,0 - 2,5$
EC 8 / SIA 261:2014	$\left(1 + \frac{z}{H}\right)$	$\frac{3}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5$
DIN		4,0
SIA 261:2003	$\left(1 + \frac{z}{H}\right)$	$\frac{2}{1 + (1 - T_a/T_1)^2}$

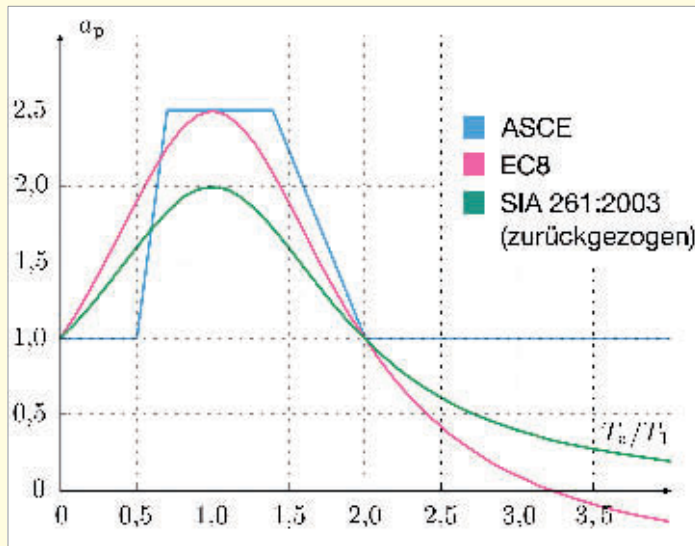


Bild 4. Resonanzfunktionen mit den jeweiligen Vergrößerungen α_p in Abhängigkeit des Periodenverhältnisses T_a/T_1 [22]

nung gestellt. In solchen Fällen kommt es zu einer Unterschätzung der horizontalen Ersatzlast.

Eine weitere Herausforderung ergibt sich bei historischen Bestandsobjekten generell bei der genauen Bestimmung der Grundperioden T_1 und T_a . Diese können im Regelfall nur abgeschätzt werden, da eingehende Modellierungen oder sogar experimentelle Untersuchungen wiederum mit einem hohen Aufwand verknüpft sind. Demzufolge ist die normative Bestimmung des Vergrößerungsfaktors mit abschätzenden Formeln, vor allem für sehr kleine Periodenverhältnisse [22], mit großen Unsicherheiten verbunden. Für eine praxistaugliche Bemessung kann durch eine vereinfachende Modifizierung der Resonanzfunktion Abhilfe geschaffen werden. Dabei sollte aufgrund der Unsicherheiten im Bereich kleiner Periodenverhältnisse der Vergrößerungsfaktor mit dem maximalen Wert angenommen werden [22].

Eine detaillierte Betrachtung und Bestimmung des maßgebenden Vergrößerungsfaktors sollte erst bei Kenntnis des tatsächlichen Schwingungsverhaltens mit Berücksichtigung aller beteiligten Modes durchgeführt werden.

4.5 Einfluss der Torsion

Eine weitere Unsicherheit bei der Anwendung der linearen Bemessungsformeln für historische Objekte stellt die Beschleunigungskomponente zufolge Torsionswirkung dar. Ob der vereinfachte Bemessungsansatz auch für unregelmäßige Querschnitte (z.B. typische gründerzeitliche Eckhäuser) angewendet werden kann, lässt der EC8-1 offen. Die ASCE 7-10 begegnet dem Einfluss der Torsion mit einer alternativen Bemessungsformel. Um Torsionseffekte pra-

xistauglich zu berücksichtigen, kann demnach folgender Ansatz nach Gleichung (8) verwendet werden:

$$F_p = \frac{a_i \cdot a_p \cdot W_p}{R_p/I_p} \cdot A_x \quad (8)$$

Dabei sind die Stockwerksbeschleunigungen a_i mithilfe einer dreidimensionalen Analyse mit dem multimodalen Antwortspektrenverfahren zu bestimmen. Werden nur zweidimensionale Modelle bei der Analyse verwendet, so können Torsionseffekte mit dem Faktor A_x berücksichtigt werden. Dieser ergibt sich nach Gleichung (9):

$$A_x = \left(\frac{\delta_{\max}}{1,2 \cdot \delta_{\text{avg}}} \right)^2 \quad (9)$$

Darin ist δ_{\max} die maximale Verschiebung in der jeweils betrachteten Richtung und δ_{avg} der Durchschnitt zwischen der maximalen und der minimalen Verschiebung. Der maximale Wert von A_x ist mit 3,0 festgelegt. Die Übertragung der Bodenbeschleunigung wird auch hier mit dem Faktor 4,0 begrenzt, das heißt mit demselben Maximalwert wie Gleichung (1).

4.4 Nichtlineares Verhalten

Bei den vereinfachten Bemessungsansätzen handelt es sich um lineare Methoden und demnach können solche Ansätze nur für elastische Strukturen angewendet werden. Da bei bestehenden Mauerwerksbauten allerdings ein nichtlineares Materialverhalten vorliegt, können im Allgemeinen die gezeigten Ansätze lediglich als konservative Abschätzung verwendet werden. In [25] wurde anhand von Modellversuchen gezeigt, dass die Energiedissipation einen erheblichen Einfluss auf die Beschleunigungsantwort hat. Empfohlen wird hierbei, dass wie auch beim vereinfachten Antwortspektrenverfahren die Dissipation der primären Tragstruktur mithilfe von Verhaltensbeiwerten q berücksichtigt wird. Dadurch wird die einwirkende horizontale Ersatzlast auf ein betrachtetes Element abgemindert.

Eine ausführliche Untersuchung und Darstellung von Verhaltensbeiwerten speziell für gründerzeitliches Mauerwerk ist in [24] zu finden. Im Rahmen dieses Forschungsprojektes wurde unter anderem die Verschiebungsduktilität von aussteifenden Erdgeschosswänden im Zusammenhang mit verschiedenen Rissbreiten w_k untersucht. In Tabelle 4 sind die wesentlichen Ergebnisse zusammengefasst.

Mittelt man die Verschiebungsduktilität bei einer maximal auftretenden Rissbreite von $w_k = 0,1$, erhält man für die Duktilität des Erdgeschosses den Wert $\mu_{\text{EG}} \approx 2,80$. Dadurch kann man mithilfe von Gleichung (10) nach [25] die Duktilität für das gesamte Gebäude μ_{TW} bestimmen.

$$\mu_{\text{TW}} = \frac{\mu_{\text{EG}} - 1}{k \cdot n} + 1 \quad (10)$$

Dabei ist in Gleichung (10) n die Anzahl der Geschosse mit den Faktoren $k = 1$ für $n \leq 2$ und $k = 2/3$ für $n > 2$. Setzt man für typische Wiener Gründerzeithäuser $n = 4$ ein, erhält man die Duktilität des Gebäudes mit $\mu_{\text{TW}} = 1,68$. Demnach ergibt sich der Formänderungsarbeit nach Gleichung (11) zu:

$$q = \sqrt{2 \cdot \mu_{\text{TW}} - 1} = 1,53 \quad (11)$$

Der Ansatz der gleichen Formänderungsarbeit kann hier angewendet werden, weil die Eigenperiode T_1 für Wiener

Tabelle 4. Verschiebungsduktilität μ_e bei Rissöffnung von 0,1 mm bis 0,4 mm – Tastversuch 1 bis 4 (V1 – V4)

μ_e	$w = 0,1$	$w = 0,2$	$w = 0,3$	$w = 0,4$
V ₁	2,32	2,12	2,00	1,99
V ₂	2,37	2,13	2,01	1,98
V ₃	3,02	2,76	2,60	2,50
V ₄	3,33	3,06	2,84	2,65

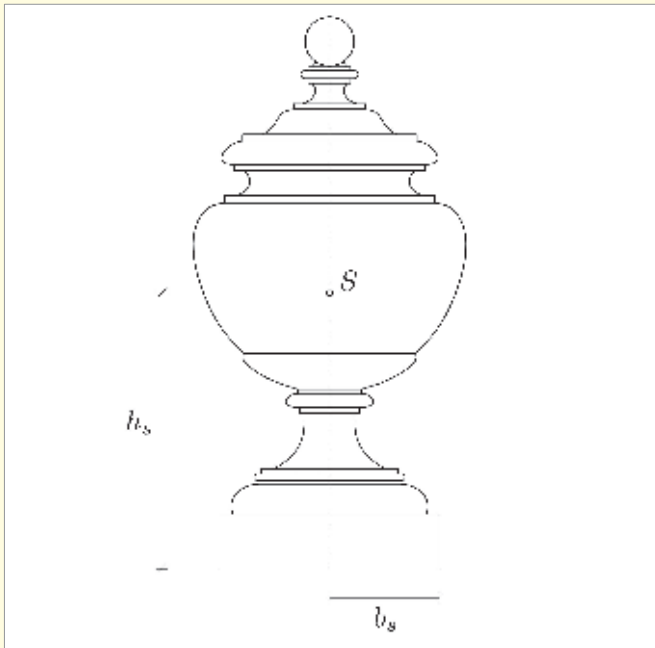


Bild 5. Beispiel einer typischen Ziervase [31]: $\lambda = h_s/b_s = 47,88/19 = 2,52$

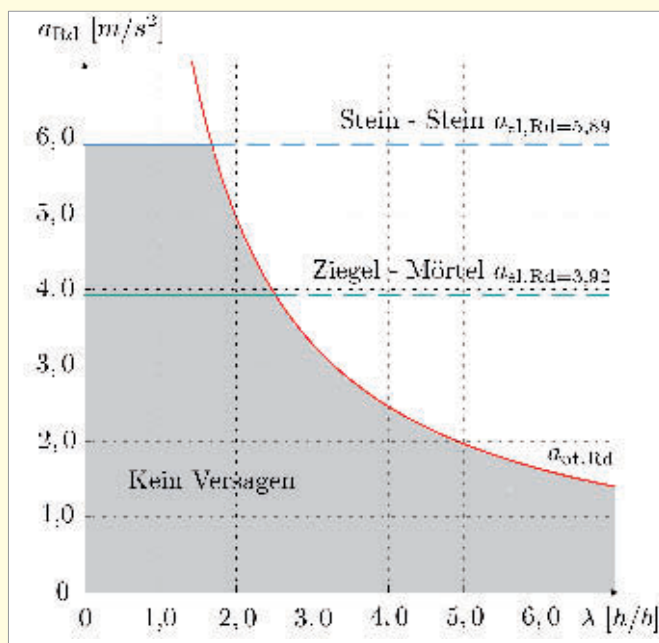


Bild 6. Versagenseinhüllende: Begrenzt durch die maximalen Beschleunigungskapazitäten zufolge Kippen $a_{ot,Rd}$ und Gleiten $a_{sl,Rd}$

Gründerzeithäuser gemäß [26] im Bereich von 0,1 bis 0,4 s liegt [27], [28]. Somit kann gezeigt werden, dass der Verhaltensbeiwert $q = 1,5$ gemäß EC8 auch für gründerzeitliches Mauerwerk gilt.

Für die Bemessung historischer Zierelemente wird empfohlen, den Verhaltensbeiwert q direkt in die Bemessungsformel einfließen zu lassen, um auf diese Weise die horizontal einwirkende Ersatzlast nicht zu konservativ anzusetzen. Methoden dazu sind in [29] zu finden.

5 Vereinfachte Bewertung

Aufgrund der im vorangegangenen Abschnitt beschriebenen Erläuterungen über die Anwendung der vereinfachten linearen Bemessungsansätze für historische Zierelemente

und den damit verbundenen Unsicherheiten, kann alternativ ein adaptiertes Bemessungskonzept eingesetzt werden. Dazu werden die zwei wesentlichen Versagensfälle Kippen und Gleiten nach ÖNORM B 1998-3 mithilfe von Beschleunigungskapazitäten formuliert. Dadurch wird das Versagen rein auf Basis von geometrischen Bedingungen der sekundären Elemente bestimmt. Dies ist insofern von Vorteil, da die historische Fassadengestaltung im Allgemeinen einer einheitlichen geometrischen Bauformenkunde zugrundeliegt und die nach Gleichung (3) zu berücksichtigende Masse meist unbekannt ist. Voraussetzung für die Anwendung dieser Methode ist, dass das zu untersuchende Element als Starrkörper betrachtet wird. Lokale Versagensmechanismen können dadurch nicht erfasst werden.

Kippwiderstand

Um den Widerstand hinsichtlich Kippen zu bestimmen, kann für unterschiedliche Elemente mithilfe von charakteristischen Schlankheiten ($\lambda = h_s/b_s$, Bild 5) das Versagen über einen unteren Grenzwert der einwirkenden Beschleunigung definiert werden. Die maximal aufnehmbare Beschleunigung a_{max} , bei der noch ein voller Kontakt mit der Aufstandsfläche besteht, lässt sich auf der sicheren Seite liegend mithilfe des Kippmoments nach Gleichung (12) ermitteln.

$$m \cdot a_{max} \cdot h_s = m \cdot g \cdot b_s \quad (12)$$

Durch Gleichung (15) kann somit die maximale Beschleunigung hinsichtlich Kippen (overturning) $a_{ot,Rd}$ festgelegt werden [30]:

$$a_{max} = a_{ot,Rd} = g \cdot \frac{b}{h} = g \cdot \frac{1}{\lambda} \quad (15)$$

Betrachtet man beispielsweise eine typische Ziervase, so ergibt sich das geometrische Verhältnis λ nach Bild 5. Somit kann nach Gleichung (15) oder mithilfe der in Bild 6 dargestellten Versagenskurve die maximale Beschleunigungskapazität für den Fall Kippen ermittelt werden.

Gleitwiderstand

Da die Verbundeigenschaften zwischen Zierelement und Tragstruktur im Vorhinein meist nicht bekannt sind, kann die maximale Beschleunigungskapazität hinsichtlich Gleiten (sliding) $a_{sl,Rd}$ mithilfe des Mohr-Coulomb'schen Versagenskriteriums nach Gleichung (14) ausgedrückt werden, um das Reibungsversagen in der Montagefuge zu erfassen.

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan(\varphi) \quad (14)$$

Formuliert man Gleichung (14) nicht mithilfe von Spannungen sondern anhand von Beschleunigungen und nimmt die Kohäsion auf der sicheren Seite liegend mit $c = 0$ an, so erhält man eine massen- und flächenunabhängige Versagensbedingung nach Gleichung (15).

$$a_{max} = a_{sl,Rd} = g \cdot \tan\varphi \quad (15)$$

Demnach hängt die maximale Beschleunigungskapazität $a_{sl,Rd}$ nur vom Reibungswinkel φ ab. Der Reibungswinkel ergibt sich für Mauerwerk nach EC6-1-1 3.6.2 [52] mit $\varphi = \arctan(0,4) = 21,8^\circ$. Für Stein-Stein Fugen kann ein Reibungswinkel von $\varphi = 30,9^\circ$ angenommen werden [53]. Die entsprechenden Beschleunigungskapazitäten können Bild 6 entnommen werden.

Nachweisführung

Gemäß ÖNORM B 1998–3 kann der Widerstand eines sekundären Elements durch den Erdbebenerfüllungsfaktor α_{ist} bestimmt werden. Dabei wird der Erdbebenwiderstand sowie die Erdbebeneinwirkung durch Beschleunigungen nach Gleichung (16) ausgedrückt.

$$\alpha_{\text{ist}} = \frac{R_d}{E_d} = \frac{a_{Rd}}{a_{Ed}} \quad (16)$$

Der maßgebende Erdbebenwiderstand ergibt sich anhand der in Bild 6 dargestellten Versagenskurve, die sich aus den Versagensfällen Kippen und Gleiten zusammensetzt. Die einwirkende horizontale Beschleunigung a_{Ed} kann mithilfe des vereinfachten linearen Bemessungsansatzes nach EC8 bestimmt werden. Durch Umformen der Gleichung 3 ergibt sich die einwirkende Beschleunigung nach Gleichung (17) zu:

$$a_{Ed} = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \cdot \frac{\gamma_a}{q_a} \quad (17)$$

Betrachtet man speziell die in Bild 5 gezeigte Ziervase, so erhält man nach Gleichung 15 oder Bild 6 den maßgebenden Erdbebenwiderstand mit $a_{ot,Rd} = 3,89 \text{ m/s}^2$. Im nächsten Schritt wird die Erdbebeneinwirkung nach Gleichung (17) für ein typisches Gründerzeithaus im südwestlichen Teil von Wien ermittelt mit einem Referenz-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung von $a_{gR} = 0,8 \text{ m/s}^2$. Der Bedeutungsbeiwert γ_a sowie der Verhaltensbeiwert q_a werden mit 1,0 nach EC8–1 in Rechnung gestellt. Des Weiteren wird die Baugrundklasse B mit dem Bodenparameter $S = 1,2$ gewählt.

Die Schwierigkeit beim Lösen von Gleichung 17 besteht darin, das Periodenverhältnis T_a/T_1 zu bestimmen. Die Grundperiode des primären Tragwerks kann mit der allgemeinen Formel nach EC8–1 $T_1 = C_1 \cdot H^{5/4}$ abgeschätzt werden. Für typische Gründerzeithäuser mit einer Höhe von $H = 19,2 \text{ m}$ erhält man auf diesem Weg $T_1 = 0,46 \text{ s}$. Bei in-situ Untersuchungen [28] wurde eine Grundperiode von $T_1 = 0,38 \text{ s}$ für ein typisches Gründerzeithaus bestimmt. Aufgrund der sich ergebenden Unsicherheiten bei der Bestimmung der Grundperioden wird das ungünstigste Periodenverhältnis $T_a/T_1 = 1,0$ gewählt. Anschließend kann mithilfe der Übertragungsfaktoren nach Bild 3 die einwirkende Beschleunigung auf das Element in Dachhöhe ($z = H$) direkt ermittelt werden.

Demnach ergibt sich für die betrachtete Ziervase mit dem Übertragungsfaktor 5,5 nach EC8–1 eine einwirkende Beschleunigung von $a_{Ed} = 5,28 \text{ m/s}^2$. Nach Gleichung (16) erhält man somit den Erdbebenerfüllungsfaktor $\alpha_{\text{ist}} = 0,74$. Vergleicht man abschließend die Berechnungsansätze nach ASCE und DIN mit einem maximalen Übertragungsfaktor von 4,0 in Dachhöhe, ergibt sich in diesem Fall ein Erdbebenerfüllungsfaktor von $\alpha_{\text{ist}} = 1,01$.

An diesem Beispiel zeigt sich deutlich, dass die Einstufung der Gefährdung von historischen Zierelementen maßgeblich vom gewählten Berechnungsansatz sowie einer fachgemäßen Identifikation der anzusetzenden Parameter abhängt.

6 Schlussfolgerung

Die Herausforderung bei der seismischen Stabilisierung von historischen Zierelementen liegt darin, eine akzeptable Balance zwischen Vulnerabilität und Intervention zur Reduzierung der Risiken zu finden, ohne das gebaute Erbe unverhältnismäßig zu verändern. Eine dauerhafte seismische Verstärkung ist technisch durchaus machbar, jedoch meist mit einem hohen Aufwand und nicht zuletzt mit einem Verlust des historischen Charakters verbunden. Demnach gilt es bei der Planung und Umsetzung einen adäquaten „Level of retrofit“ zu definieren.

Die Auswahl geeigneter flankierender Maßnahmen zieht oft die Evaluierung verschiedener Lösungsansätze mit sich. Dabei spielen Schlüsselfaktoren wie die Kenntnis der Duktilität, die Begrenzung der Verformungen sowie die Einstufung einer angemessenen Verstärkung der betrachteten Elemente eine bedeutende Rolle.

Zur Bewertung des Erdbebenwiderstands werden im vorliegenden Beitrag normativ verankerte Bemessungsansätze gegenübergestellt und ihre Anwendung speziell für historische Zierelemente diskutiert. Abschließend wird mithilfe eines adaptierten Bemessungsansatzes das Versagen solcher Elemente abgeschätzt, mit dem Ergebnis, dass die Bemessung und Beurteilung deutlich von der Qualität der Parameteridentifikation abhängt. Zukünftige Forschungsvorhaben sollten einerseits die Übertragung der einwirkenden Bodenbeschleunigung ausreichend genau abbilden und andererseits die Zierelemente selbst hinsichtlich dynamischer Kennwerte sowie dem Grenzzustand der Tragfähigkeit (USL) untersuchen.

Literatur

- [1] Duma, G.: Seismische Mikrozonierung des Stadtgebietes von Wien. Projekt des Bundesministeriums für Wissenschaft und Forschung und der Stadt Wien, Endbericht, 1988.
- [2] Kolbitsch, A.: Assessment and retrofitting of facade elements of 19th century buildings. 15 WCEE Lisboa, 2012.
- [3] Dhakal, R. P. et al.: Seismic performance of non-structural components and contents in buildings: an overview of NZ research. In: Earthquake Engineering and Engineering Vibration Vol.15 (2016), Iss. 1, pp. 1-17.
- [4] Flesch, R.; Lenhardt, W.: Schadenbeben in Österreich – Beurteilung bestehender Bauwerke. In: Bautechnik 82 (2005), Heft 8, S. 533-538.
- [5] Kopf, F.; Adam, C.: Baudynamische Untersuchungen an Wiener Gründerzeithäusern. In: Österreichische Ingenieur- und Architekten Zeitschrift, 159 (2014), Heft 1–12, S. 131-140.
- [6] Hueber, F.: Farbgestaltung historischer Fassaden in Wien. Studie für Magistratsabteilung 19 der Stadt Wien, 2005.
- [7] Koller Glück, E; Zdrzil, H.: Baudekor des Historismus in Wien. Edition Tusch, Wien, 1983.
- [8] Daub, H.: Hochbau. 1. Band. Franz Deuticke, Leipzig und Wien, 1922.
- [9] ÖNORM B 1998–3: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998–3 und nationale Erläuterungen. ON, 2016.
- [10] ONR 24009: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Hochbauten. ON, 2013.

- [11] *Holtschoppen, B.*: Beitrag zur Auslegung von Industrieanlagen auf seismische Belastungen. Aachen, RWTH-Aachen, Dissertation, 2009.
- [12] KTA 2201.4: Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen Teil 4: Anlagenteile. Der Kerntechnische Ausschuss, 2012.
- [13] ASCE 7–10: Minimum Design Loads for Buildings and other Structures. American Society of Civil Engineers, 2010.
- [14] ÖNORM EN 1998–1: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten (konsolidierte Fassung). ON, 2013.
- [15] ÖNORM B 1998–1: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998–1 und nationale Erläuterungen. ON, 2011.
- [16] DIN EN 1998–1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbau. Deutsches Normungsinstitut, 2011.
- [17] SIA 261: Einwirkungen auf Tragwerke. Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, 2003.
- [18] SIA 261: Einwirkungen auf Tragwerke. Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, 2014.
- [19] ÖNORM EN 1998–3: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden. ON, 2013.
- [20] *Wenk, T.*: Bauwerksklasse III, nicht tragende Bauteile und Anlagen. D-A-CH Tagung, 2003.
- [21] *Singh, M. P.; Moreschi, L. M.*: Simplified methods for calculating seismic forces for nonstructural components. Proceeding of Seminar on Seismic Design, Retrofit, and Performance of Nonstructural Components (ATC-29–1), 1998.
- [22] *Meskouris, K.; Hinzen, K. G.; Butenweg, C.*: Bauwerke und Erdbeben. Vieweg+Teubner, Heidelberg, 2011.
- [23] *Adam, C.; Heuer, R.*: Experimentelle Untersuchungen von erdbebenerregtem elasto-plastischen Tragwerksmodellen mit Sekundärkonstruktionen. Vortragsband der Dreiländertagung D-A-CH, 1999.
- [24] *Dunjić, V.; Rudisch, A.; Kolbitsch, A.*: Zweischubfeldversuch. Ein in-situ Prüfverfahren zur Bestimmung der Schubtragfähigkeitseigenschaften von Bestandsmauerwerk. Wissenschaftlicher Bericht für BuFAS, 2016.
- [25] *Ötes, A.; Löring, S.*: Zum Tragverhalten von Mauerwerksbauten unter Erbebenbelastung. In: Bautechnik 83 (2006), Heft 2, S. 125–138.
- [26] *Bachmann, H.*: Erdbebensicherung von Bauwerken. Birkhäuser, Basel, 1995.
- [27] *Achs, G.; Wenzel, H.; Adam, C.*: Seismische Systemidentifikation urbaner Gründerzeithäuser auf Basis messtechnischer Untersuchungen. D-A-CH Tagung der OGE, 2007.
- [28] *Kopf, F.*: Dynamische Messung in Gründerzeithäusern – Methoden Analysen und Anwendung. Erdbeben im Wiener Becken 357 – 383, 2011.
- [29] AFPS: Guide méthodologique por la conception, l'installation et le diagnostic des équipements en zone sismique. 2011.
- [30] *Calió, I.; Marletta, M.*: Passive control of the seismic rocking response of art objects. Engineering Structures, Vol. 25 (2003), Iss. 8, pp. 1009–1018.
- [31] *Brausewetter, A.*: Das Bauformenbuch – Teil 1. E. A. Seemann, Leipzig, 1895.
- [32] ÖNORM EN 1996–1–1: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1–1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. 2013.
- [33] *Swain, G. F.; Mehmel, A.*: Festigkeitslehre. Springer, Berlin, 1928.

DGEB-Förderpreis Promotion 2016

Die Deutsche Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (DGEB) e. V. verleiht in zweijährigem Rhythmus einen Preis in Höhe von 2.000,- Euro für innovative Dissertationen in Deutschland aus den Gebieten des Erdbebeningenieurwesens, der Ingenieurseismologie und der Baudynamik. Mit diesem Preis sollen vor allem junge Wissenschaftlerinnen und Wissenschaftler ausgezeichnet werden, die mit ihrer Arbeit einen wesentlichen Beitrag zu den oben umrissenen Forschungsgebieten leisten. Bewerbungen und Vorschläge für Arbeiten aus den Jahren 2015 und 2016 sind bis zum 31. Januar 2017 mit Kurzlebenslauf, einem Exemplar der Arbeit und einem Empfehlungsschreiben in elektronischer Form (alle Dokumente im pdf-Format) an den Vorstand der DGEB (kontakt@dgeb.org) zu richten.

DGEB-Förderpreis Master/Diplom 2016

Die Deutsche Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (DGEB) e. V. verleiht in zweijährigem Rhythmus zwei Preise in Höhe von jeweils 500,- Euro für hervorragende Studienabschlussarbeiten (Diplom/Master) aus den Gebieten des Erdbebeningenieurwesens, der Ingenieurseismologie und der Baudynamik. Mit diesem Preis sollen Absolventinnen und Absolventen ausgezeichnet werden, die mit ihren Studienabschlussarbeiten einen wesentlichen Beitrag zu den oben umrissenen Forschungsgebieten leisten. Bewerbungen und Vorschläge für Arbeiten aus den Jahren 2015 und 2016 sind bis zum 31. Januar 2017 mit Kurzlebenslauf, einem Exemplar der Arbeit und einem Empfehlungsschreiben in elektronischer Form (alle Dokumente im pdf-Format) an den Vorstand der DGEB (kontakt@dgeb.org) zu richten.

D-A-CH-Tagung Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik 2017

S 23

Die Beanspruchung von Bauwerken durch Erdbeben und vielfältige weitere dynamische Einwirkungen gewinnt zunehmend an Bedeutung. Das betrifft sowohl die Standsicherheit, Lebensdauer und Gebrauchstauglichkeit der Bauwerke als auch die Funktionsfähigkeit und Sicherheit technischer Anlagen. Um den technischen Herausforderungen in geeigneter Weise zu begegnen, sind Kenntnisse und qualifizierte Methoden hinsichtlich der Beschreibung der Einwirkungen, des dynamischen Verhaltens der Strukturen und entsprechender Folgeerscheinungen notwendig.

Die von den Gesellschaften für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik in Deutschland, Österreich und der Schweiz, DGEb, OGE und SGEb, in zweijähriger Folge veranstalteten D-A-CH-Tagungen dienen dem fachlichen Austausch zwischen Seismologen und Ingenieuren sowie der Vermittlung von aktuellen wissenschaftlichen Erkenntnissen und Erfahrungen aus praktischen Anwendungen. Die Tagung bietet Unternehmen, die auf den Gebieten der Ingenieurseismologie und der Baudynamik tätig sind, sowie Herstellern von entsprechenden technischen Systemen, die Möglichkeit, sich mit einem Ausstellungsstand der Fachöffentlichkeit zu präsentieren.

Termin und Ort

21. bis 22. September 2017 an der Bauhaus-Universität Weimar

Thematische Schwerpunkte

- Erfassung und Beschreibung von seismischen Gefährdungen,
- Schadensanalyse und Abschätzung von Risiken aus seismischen Einwirkungen,
- induzierte Seismizität bei industriellen Prozessen im Untergrund – Entstehung, Auswirkungen, Erfahrungen und Risiken,
- numerische Modellierung und Simulation,
- experimentelle Untersuchungen, Monitoring und Datenanalyse,
- Maßnahmen zur Reduzierung von Bauwerksschwingungen,
- Anwendungen aus den Gebieten der Baudynamik und des Erdbebeningenieurwesens,
- aktuelle Entwicklungen von Normen und Richtlinien,
- Strukturmechanik und Erdbebeningenieurwesen im Studium des Bauingenieurwesens.

Programmausschuss

- Dr.-Ing. Robert Borsutzky, HOCHTIEF Engineering GmbH,
- Prof. Dr. Manfred Joswig, Universität Stuttgart,

- Dr.-Ing. Michael Mistler, Baudynamik Heiland & Mistler GmbH,
- Dr. Thomas Spies, Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe,
- Dr. Silvio Tschudi, Allianz SE – Reinsurance,
- Prof. Dr.-Ing. habil. Frank Wuttke, Christian-Albrechts-Universität Kiel,
- Dr.-Ing. Volkmar Zabel, Bauhaus-Universität Weimar.

Fachausstellung und Unterstützung

Vor und während der Veranstaltung haben Unternehmen die Möglichkeit, ihre Produkte und Dienstleistungen dem Fachpublikum zu präsentieren und mit potenziellen Kunden ins Gespräch zu kommen. Über Möglichkeiten der Ausstellung sowie individuelles Sponsoring der Veranstaltung informiert die DGEb (Email: tagung@dgeb.org).

Einreichung von Tagungsbeiträgen

Bis zum 10. Januar 2017 besteht die Möglichkeit, Tagungsbeiträge einzureichen. Hierzu sollen Kurzfassungen in deutscher oder englischer Sprache als pdf-Datei im Umfang von maximal einer DIN A4-Seite per E-Mail an tagung@dgeb.org eingehen. Die Kurzfassung sollte folgende Informationen enthalten:

- Titel des Beitrags (maximal zehn Wörter),
- Vornamen, Namen der Vortragenden und Co-Autoren, Institution und E-Mail-Adressen,
- drei bis fünf Schlagwörter,
- Zuordnung zu einem thematischen Schwerpunkt,
- Inhalt des Beitrags mit Hinweis auf die Innovation.

Termine

- Einsendung der Kurzfassungen bis zum 10. Januar 2017,
- Benachrichtigung der Autoren über die Annahme der Beiträge bis zum 03. März 2017,
- Abgabe der endgültigen Manuskripte bis zum 19. Mai 2017.

Teilnahmegebühren

Regulär	375,00 €
Regulär (Anmeldung bis 31. Mai 2017)	325,00 €
Mitglieder der DGEb, OGE, SGEb	275,00 €
Mitglieder der DGEb, OGE, SGEb (Anmeldung bis 31. Mai 2017)	225,00 €
Studentische Mitglieder* der DGEb, OGE, SGEb (ohne Abendveranstaltung)	35,00 €

* eingeschrieben in einem Bachelor-, Master- oder Diplomstudiengang