Doctoral Thesis

HISTORIC FREESTANDING FAÇADE COMPONENTS UNDER EARTHQUAKE EXCITATION

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of Doctor of Science in Civil Engineering of the Vienna University of Technology, Faculty of Civil Engineering

---

Dissertation

HISTORISCHE FREISTEHENDE ZIERELEMENTE UNTER ERDBEBENBEANSPRUCHUNG

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines Doktors der technischen Wissenschaft eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen von

Dipl.-Ing. Andreas Rudisch, BSc
Matrikelnummer 00825169
Eslarngasse 16/28, 1030 Wien

Betreuer: Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Kolbitsch
TU Wien, Institut für Hochbau und Technologie
Karlsplatz 13/206-04, 1040 Wien, Österreich

Gutachter: Univ.Prof. Dr. Dr.h.c. Hans Irschik
Johannes Kepler Universität Linz, Institut für Technische Mechanik
Altenberger Straße 69, 4040 Linz, Österreich

Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Wolfram Jäger
TU Dresden, Fakultät für Architektur, Lehrstuhl für Tragwerksplanung
Zellescher Weg 17, 01069 Dresden, Deutschland

Wien, August 2018

Danksagung

In erster Linie gilt mein großer Dank Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. *Andreas Kolbitsch*, der mir das Verfassen der vorliegenden Dissertation am Institut für Hochbau und Technologie, Forschungsbereich Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung, ermöglicht hat. Durch meine Anstellung als Universitätsassistent hat er mir neben der Mitwirkung im Lehrbetrieb auch die Möglichkeit geboten, mich stets umfassend weiterzubilden und meine fachlichen sowie auch sozialen Kompetenzen zu vertiefen. Seine mich fast täglich begleitenden projektspezifischen Exkurse zu allen aktuellen sowie zukünftigen Herausforderungen des Hochbaus verdienen meine besondere Wertschätzung.

An dieser Stelle danke ich auch allen meinen InstituskollegInnen für die schöne, ereignis- und lehrreiche Zeit am Institut. Speziell hervorzuheben sind Dipl.-Ing. Dr.techn. *Viktor Dunjic* und Mag.^{a} *Barbara Bucher*, die einen wesentlichen Beitrag bei der Erstellung dieser Arbeit geleistet haben. Für ihre konstruktive Kritik und ihre motivierenden Gespräche möchte ich mich sehr bedanken.

Außerdem möchte ich die *Hochschuljubiläumsstiftung der Stadt Wien* für ihre finanzielle Unterstützung sowie die *Dynardo Austria GmbH* für die Bereitstellung einer *multiPlas* Marketing-Lizenz dankend erwähnen.

Eine besondere Freude bereitete mir auch die Auszeichnung meiner Forschungsarbeit mit dem *Theodor Körner Förderpreis 2018* zur Förderung von Wissenschaft und Kunst. Dem Kuratorium sowie dem wissenschaftlichen Beirat erweise ich meinen speziellen Dank.

Ferner gilt mein aufrichtigster Dank meiner Lebensgefährtin Mag.^{a} Dr.^{in} *Julia Köppl*, die mir immer mit guten Ratschlägen zur Seite gestanden ist. Zu guter Letzt ist hier auch meiner Familie für deren Unterstützung und Rückhalt zu danken.

Kurzfassung

Erdbeben mit vergleichsweise niedrigen Magnituden können an historischen Gebäuden Schäden mit schwerwiegenden Folgen für Menschen und Sachgüter verursachen. Bei vergangenen Beben wurde beobachtet, dass dabei eine besondere Gefahr von nichttragenden Bauteilen – wie historischen Zierelementen – ausgeht. Dazu zählen zum Beispiel freistehende Attikafiguren, -vasen und Balustraden. Vor allem in hochfrequentierten historischen Stadtzentren ist durch diese Bauteile ein erhöhtes Schadensrisiko gegeben.

Da die Bemessung der seismischen Standfestigkeit freistehender Zierelemente gemäß den derzeit geltenden Standards mit Unsicherheiten verbunden ist, sollen in der vorliegenden Forschungsarbeit spezifische Parameter bestimmt werden, die künftig eine fachgemäße seismische Beurteilung ermöglichen. Darauf basierend soll bei Sanierungsmaßnahmen der Fokus auf eine akzeptable Balance zwischen Vulnerabilität und Intervention gelegt werden, um das repräsentative kulturelle Erbe nicht unverhältnismäßig zu verändern.

Anhand einer umfassenden Betrachtung analytischer Bemessungsansätze wurde die Anwendbarkeit von State-of-the-Art-Methoden erläutert und diskutiert. Um den aufgezeigten Unsicherheiten in der Bestimmung seismischer Einwirkungen zu begegnen, wurden probabilistische Zeitverlaufsberechnungen durchgeführt. Durch die Implementierung eines homogenisierten Mauerwerks-Materialmodells wurden induzierte Nichtlinearitäten und deren Auswirkungen auf die horizontale Stockwerksbeschleunigungsantwort in der Finite Elemente Analyse berücksichtigt. Resultate der Simulationen wurden abschließend für experimentelle Shake-Table Versuche herangezogen, um den seismischen Widerstand von freistehenden Attikafiguren unter spezifischen Beschleunigungsantworten zu bestimmen.

Neben der Entwicklung einer normbasierenden Erdbebenkapazitätsbemessung für freistehende Zierelemente wurden Chancen zur detaillierten Bestimmung der seismischen Einwirkung anhand typischer Tragstrukturen demonstriert. Unter Einbeziehung möglicher Erdbebenszenarien mit synthetisch generierten Erdbebenzeitverläufen wurde das Über- und Unterschätzungspotential von geltenden Standards aufgezeigt. Durch die Kopplung der Simulationen mit experimentellen Shake-Table Versuchen wurden abschließend wesentliche Parameter zur seismischen Beurteilung der Widerstandsfähigkeit gefunden.

Die vorliegende Forschungsarbeit erweitert wissenschaftliche Ergebnisse zu nichttragenden Bauteilen im historischen Baubestand und ermöglicht die Formulierung einer adäquaten Einschätzung des Gefährdungspotentials historischer Zierelemente. Weiterer Forschungsbedarf liegt noch in der Untersuchung von Auswirkungen durch Exzentrizitäten der primären als auch sekundären Bauteile. Zusätzlich sollten auch Effekte vertikaler Stockwerksbeschleunigungen betrachtet werden.

Abstract

Earthquakes with comparatively low magnitudes can cause serious damage to historic buildings. Past earthquakes showed that especially freestanding historic nonstructural façade components, such as statues, balustrades and ornamental vases are highly at risk. Large numbers of these historic nonstructural components are present in highly frequented historic city centers and pose a significant danger to people and property in case of overturning during an earthquake.

Since the seismic assessment of nonstructural components using simplified methods according to valid standards is influenced by uncertanties, specific seismic parameters for historic building constructions were investigated. The objective of my research is to find suitable design methods, focusing on an acceptable balance between vulnerability and intervention that reduces the risk of damage without negatively impacting cultural heritage.

In the first part, the applicability of different state of the art design methods was investigated and discussed. In order to counteract uncertanties of these design methods, an extensive probabilistic case study was conducted in the second part to investigate horizontal floor accelerations with time-history calculations. To take specific failure mechanisms of old masonry into account, a homogenized elasto-plastic macro-model was implemented. Thus nonlinear effects were accounted for with finite element analysis to determine horizontal floor accelerations. In the final part, results of the simulations were used for experimental shake-table tests assessing overturning resistance of freestanding rooftop statue-pedestal systems.

In addition to the development of a specific simplified design method for freestanding historic nonstructural façade components, a method for predicting detailed seismic demands was introduced. A set of synthetically generated ground motions was used as input to representative old masonry structure models. My results indicate that there is significant over- and underestimation in the abolute distribution of the horizontal floor accelerations. By coupling the numeric simulations with experimental shake-table experiments, specific parameters to assess overturning resistance were determined.

My research extends prior findings on nonstructural components especially for historic building constructions. The chosen methodology offers chances for proper seismic hazard assessment for freestanding historic nonstructural façade components. Further research is still required to investigate effects of eccentricities of primary and secondary components and effects of vertical floor accelerations.

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung und Grundlagen 1
1.1 Problemstellung . . . 2
1.2 Forschungsziele . . . 3
1.3 Motivation und Hintergrund . . . 4
1.3.1 Geschichtlicher Rückblick . . . 4
1.3.2 Freistehende Zierelemente . . . 6
1.3.3 Erdbebengefährdung in Wien . . . 7
1.4 Methoden . . . 8
1.4.1 Modellierung von historischem Mauerwerk . . . 9
1.4.2 Schwingende Starrkörper . . . 11
1.5 Zusammenfassung der Publikationen und Resultate . . . 15
1.6 Schlussfolgerung und Ausblick . . . 21

2 Historische Zierelemente unter Erdbebenbeanspruchung – State of the Art 23
2.1 Zusammenfassung . . . 24
2.2 Motivation . . . 24
2.3 Historische Zierelemente . . . 26
2.4 Nachweisformate und Methodik . . . 27
2.5 Gegenüberstellung . . . 33
2.5.1 Übertragung der Bodenbeschleunigung . . . 34
2.5.2 Resonanzfunktionen . . . 35
2.5.3 Einfluss der Torsion . . . 35
2.5.4 Nichtlineares Verhalten . . . 37
2.6 Vereinfachte Bewertung . . . 38
2.7 Schlussfolgerung . . . 42

3 Horizontale Stockwerksbeschleunigungen historischer Mauerwerksbauten 43
3.1 Zusammenfassung . . . 44
3.2 Einleitung . . . 44
3.3 Systembetrachtung . . . 45
3.3.1 Repräsentative Schubwände . . . 45
3.4 Nichtlineares Materialmodell . . . 46
3.4.1 Kalibrierung des Materialmodells . . . 47
3.5 Seismische Einwirkungsgruppen . . . 49
3.6 Resultate und Diskussion . . . 53
3.7 Schlussfolgerung . . . 57

4 Shake Table Tests to Assess Overturning Resistance of Freestanding Rooftop Statue-Pedestal Systems 58
4.1 Abstract . . . 59
4.2 Introduction . . . 59
4.2.1 State of the art review . . . 59
4.2.2 Objectives and outline of paper . . . 61
4.3 Problem description . . . 61
4.3.1 Two-rigid block system . . . 61
4.3.2 Rocking patterns . . . 62
4.4 Shake table test program . . . 63
4.4.1 Design and construction of experimental test specimen . . . 63
4.4.2 Block interconnection design . . . 64
4.4.3 Experimental setup . . . 65
4.4.4 Instrumentation . . . 66
4.4.5 Selected ground excitation . . . 67
4.4.6 Rooftop floor acceleration of the structure models . . . 67
4.4.7 Repeatability and testing process . . . 68
4.5 Results and interpretation . . . 70
4.5.1 Influence of pedestal geometry . . . 70
4.5.2 Overturning assessment of two-rigid block structures . . . 72
4.6 Conclusion . . . 74

A Anhang 76
Publikationsliste . . . 77
Abbildungsverzeichnis . . . 79
Tabellenverzeichnis . . . 81
Literaturverzeichnis . . . 82

1

Einleitung und Grundlagen

1.1 Problemstellung

Die seismische Beurteilung historischer Bauwerke stellt eine besondere Herausforderung des Bauingenieurwesens dar. Diese Bestandsgebäude sind in mitteleuropäischen Städten wie Wien in einer großen Anzahl vorhanden und bilden einen unverzichtbaren Teil unseres kulturellen Erbes. Hierbei weist die Stadt Wien nach Kirchmayer et al. (2016) den höchsten Bestand an Gründerzeithäusern in Europa auf. Zur Schaffung von neuem attraktiven Wohnraum bietet sich in innerstädtischen Gebieten der Um- und Ausbau von Bestandsgebäuden an. Der Wiener Dachgeschoßausbau erlebte in den letzten Jahrzehnten einen regelrechten Boom, welcher zu einem deutlichen Aufwertungsprozess der urbanen Zonen führte.

Der Ausbau von Rohdachböden stellt dabei eine der komplexesten Planungs- und Ausführungsaufgaben dar. Eine Beurteilung der bestehenden Tragstrukturen aufgrund struktureller Adaptierungen ist dabei meist unumgänglich (Rudisch et al., 2016). Die bauspezifischen Standards für Bestandsgebäude (Bauordnung, OIB-Richtlinien, Eurocodes, ÖNORMEN, ON-Regeln, etc.) wurden im Zuge dieser Entwicklung wesentlich erweitert und erneuert. Dabei hat die Auslegung der seismischen Standfestigkeit eine zunehmend bedeutende Rolle eingenommen. Durch die Einführung des risikobasierten Bemessungskonzeptes nach ÖNORM B 1998-3:2018 sowie ÖNORM B 4008-1:2018 begegnete man der seismischen Gefährdung bestehender Objekte mit einem ausgeprägten Bewusstsein für eine nachträgliche erdbebensichere Auslegung. Jedoch werden meist historische Zierelemente im Rahmen einer Erdbebenkapazitätsanalyse nicht berücksichtigt (Kolbitsch, 2012).

Obwohl in Österreich im Vergleich zu den bekannten Erdbebengebieten eine geringe bis moderate Seismizität herrscht, können auch Beben mit kleinen Magnituden bei historischen Gebäuden schwerwiegende Schäden verursachen. Insbesondere hat sich bei vergangenen Erdbeben gezeigt, dass eine besondere Gefahr von historischen nichttragenden Bauteilen ausgeht. Dazu zählen beispielsweise Attikafiguren, Balustraden und Ziervasen. Im Allgemeinen weist die seismische Auslegung nichttragender Bauteile derzeit einen hohen Forschungsbedarf auf, worauf in aktuellen Evaluierungsdokumenten des Eurocode 8 ausdrücklich hingewiesen wird (Lu et al., 2016). Die Problematik liegt einerseits in der detaillierten Berücksichtigung seismischer Einwirkungen auf nichttragende Bauteile und andererseits in der Bestimmung des seismischen Widerstandes freistehender Starrkörper. Zu den genannten Disziplinen werden in den geltenden Standards derzeit nur sehr beschränkte Lösungsmethoden angeboten. Um zukünftig Schäden an historischen Zierelementen zufolge Erdbebeneinwirkungen zu vermeiden, bedarf es einer differenzierten Betrachtung. Theoretisch sind umfassende Untersuchungen durchführbar, jedoch in der praktischen Umsetzung mit einem unverhältnismäßigen Aufwand verbunden.

1.2 Forschungsziele

Im Rahmen der vorliegenden Forschungsarbeit wurde ein innovativer Beitrag zur Formulierung einer adäquaten seismischen Beurteilung freistehender Zierelemente angestrebt. Dabei stand eine ausgewogene Balance zwischen Vulnerabilität und Intervention zur Reduzierung der Risiken stets im Vordergrund, sodass der historische Charakter des gebauten Erbes nicht verloren geht. Die in geltenden Standards nur beschränkt angebotenen Methoden zur seismischen Beurteilung und Stabilisierung historischer Zierelemente sind mit einigen Herausforderungen verbunden. Das Hauptaugenmerk des Forschungsbedarfs lag primär in der Ermittlung exakter Erdbebeneinwirkungen und in der Bestimmung des Erdbebenwiderstandes. Im Wesentlichen lassen sich die zu betrachtenden Forschungsziele mit folgenden drei Aufgabenstellungen formulieren: Erhebung des *State of the Art*, *Erdbebeneinwirkung* auf freistehende Zierelemente und *Erdbebenwiderstand* freistehender Zierelemente.

Abb. 1.1: Definition der Forschungsziele und Lösungsstrategien

Um den Anforderungen der definierten Forschungsziele gerecht zu werden, wurde eine Reihe an geeigneten Strategien ausgewählt. Ein gedanklicher Überblick der Forschungsziele sowie Lösungsstrategien ist in Abbildung 1.1 dargestellt. Beginnend mit einer umfassenden Erhebung des internationalen State of the Art sollen vereinfachte Bemessungsansätze zur Beurteilung der seismischen Standfestigkeit historischer Zierelemente verglichen und adaptiert werden. Zur Ermittlung der seismischen Erdbebeneinwirkung ist speziell der Einfluss von werkstoffabhängigen nichtlinearen Effekten zu untersuchen. Diese haben generell einen erheblichen Einfluss auf die maßgebenden Bemessungslasten. Abschließend soll anhand experimenteller Untersuchungen der seismische Widerstand mithilfe von idealisierten Probekörpern bestimmt werden. Durch die gewonnenen Resultate soll künftig ein Beitrag zur fachgerechten Einschätzung des Gefährdungspotentials möglich sein, um die Evaluierung von flankierenden Maßnahmen fachgemäß durchführen zu können.

1.3 Motivation und Hintergrund

1.3.1 Geschichtlicher Rückblick

Im Zeitraum von 1850 bis 1900 orientierte sich die Gestaltung von Fassaden an historischen Formen der Architektur aller Stilrichtungen. Dazu zählen griechische, römische, frühchristlich-byzantinische, romanische und gotische Baustile sowie architektonische Formen aus der Renaissance und Spätrenaissance. Die angewendeten Ausdrucksformen werden in der Kunstwissenschaft unter dem Begriff Historismus zusammengefasst. In Wien sind die Prunkbauten der Ringstraße die bekanntesten Beispiele. Dieses Erbe der Baugeschichte ist wesentlich durch die dekorative Ausführung der Gebäude gekennzeichnet. An der Ringstraße befinden sich beispielsweise das Kunst- und Naturhistorische Museum Wien (siehe Abbildung 1.2), welche zu den bedeutensten historistischen Großgebäuden zählen, die Votivkirche im Stil der französischen Gotik, das Parlament mit Elementen der griechischen Klassik und zahlreiche andere Gebäude im Stil der italienischen oder französischen Renaissance sowie des österreichischen Barocks.

Abb. 1.2: Frontalansicht – Naturhistorisches Museum Wien (Autor, 2017)

Die Grundprinzipien der historistischen Architektur nach (Hueber, 2005) sind wesentlich durch die Gestaltung griechischer Tempel geprägt. Ursprünglich konnten diese in drei Formen auftreten: als dorischer, ionischer oder korinthischer Tempel. Bei der architektonischen Gestaltung wurde generell die Funktion des Tragens abgebildet. Auf einem Stufen- oder Sockelbau (Krepis) stehen tragende Säulen auf, welche am oberen und unteren Ende mit einer Basis und einem Kapitell ausgestattet sind. Diese Säulen tragen das dreilagige Gebälk, das sich aus Architrave, Fries und Gesimse (Geison) zusammensetzt. Über den Traufseiten befindet sich die Traufleiste (Sima) und an den Giebelseiten wurde das Gesimse zweifach ausgebildet. Als Abschluss des Gebälks und als schrägverlaufendes Gesims. Im aufgespannten dreieckigen Feld dazwischen liegt das Giebelfeld (Tympanon). Nach oben

hin wurden die Gebäude mit einer Attika abgeschlossen. In den durch die Säulen vorgegebenen Achsen wurde die Attika mit freistehenden Attikafiguren oder -vasen verziert. Bei der Gestaltung historistischer mehrgeschoßiger Gebäude wurden die zuvor beschriebenen Grundprinzipien kombiniert und abgewandelt (Hueber, 2005).

Im Gegensatz zu den strengen Vorgaben der Fassadengliederung stand nach (Hueber, 2005) im Historismus bei der Materialauswahl lediglich die äußere Erscheinung im Vordergrund. Für Zierelemente, die anfangs noch aus Naturstein bestanden, wurden später auch aus wirtschaftlichen Aspekten Fertigteile aus Terrakotta verwendet. Auch Konstruktionen aus Metall kamen beispielsweise für weit auskragende Elemente zum Einsatz, um die abzutragenden Lasten zu reduzieren. Die oft unterschiedlichen Materialien wurden nach dem Versetzen der Elemente mit Farbe überzogen, um nach außen hin die Integrität der historischen Tragstrukturen zu bewahren.

Als Anfang des 20. Jahrhunderts die Monarchie zerfiel, kam es zu einer bewussten Abwendung des Historismus, welcher durch neue Ausdrucksformen wie Jugendbewegungen und nationalen Bestrebungen ersetzt wurde. Nach dem Ende des Ersten Weltkrieges stand die Notwendigkeit von akzeptablem Wohnraum im Vordergrund, durch welche das vormals vorranginge Streben nach Repräsentation verdrängt wurde. Der neue Wohnraum wurde nunmehr durch Funktionalität, mit welcher Schlichtheit einherging, geprägt. Durch den Einfluss der Architektur des neuen, sozialen Wohnbaus kam es zu einer Umgestaltung historistischer Fassaden. Dabei wurden Zierelemente und Dekor entfernt, um eine glatte Erscheinung der Fassade herzustellen. Äußerlich konnten damalige Neubauten und umgestaltete Gründerzeithäuser durch ihre Fenster und Geschoßhöhen voneinander unterschieden werden. Erst um 1970 wurde der Wert des gebauten Erbes aus dem Historismus wiedererkannt, welcher sich in der Rekonstruktion historistischer Fassaden niederschlug.

Abb. 1.3: Attikafiguren auf dem Naturhistorischen Museum Wien – Blickrichtung Wiener Rathaus (Autor, 2017)

1.3.2 Freistehende Zierelemente

Freistehende Zierelemente wie Attikafiguren und -vasen bilden in der historistischen Architektur meist den dekorativen oberen Abschluss eines Tragsystems. Dafür kamen nach (Titscher, 1927) Steinbildhauerarbeiten und Steinmetzarbeiten aus Zementguss oder Kunststein zum Einsatz. In Abbildung 1.3 werden freistehende Attikafiguren gezeigt, die vorwiegend aus Kalkstein bestehen (Rudisch et al., 2018). Nach dem zweiten Weltkrieg wurden zerstörte Figuren durch Kunststeinfiguren ersetzt. Zur Herstellung von solchen Steinbildhauerarbeiten wurde zuerst ein Modell aus Ton angefertigt. Anhand dieses Modells stellte man einen Gipsabguss her, welcher schließlich punktiert wurde. Das heißt es wurden Anhaltspunkte erzeugt, die zum Ausmeißeln der gewünschten Form aus dem zu bearbeitenden Steinblock dienten. Aus wirtschaftlichen Gründen wurde damals auch auf Zementguss oder Kunststein zurückgegriffen. Zur Herstellung von Zementguss wurde Zement ohne oder mit geringem Zusatz von Sand, für größere Werkstücke auch Schotter, vermischt. Im letzten Fall spricht man auch von Betonkörpern. Um Erzeugnisse aus Kunststein zu erlangen, wurden statt des Sandes pulverisierte Steintrümmer beigemengt. Als Schalung dienten entsprechende Formkästen. Im Falle von feingliedrigen Modellen kamen Formen aus einer elastischen Leimmasse zum Einsatz, welche in den Formkästen eingelegt wurden.

Bauseits wurden die fertigen Figuren beim Versetzen mit einem Metalldorn oder einem quaderförmigen Steinzapfen (siehe Abbildung 1.4) gesichert. Im Allgemeinen wurden nach (Titscher, 1927) die verbleibenden Hohlräume der Dübellöcher mit flüssigem Blei, Zementmörtel oder hydraulischem Kalkmörtel ausgegossen. Auch spezielle Steinkittarten wurden zum Vergießen verwendet. Beispielsweise kam in Wien *Lavaoid* der Firma *Hirschl & Comp* zum Einsatz (Titscher, 1927). Dieser Kitt bestand aus Schwefel, Eisen, Kieselerde und einem geringen Anteil Tonerde.

Abb. 1.4: (links) Demontierte Attikafiguren des Hauses der Ingenieure; (rechts) Sockeldetail der abgesägten Figur samt abgesägtem Steinzapfen (Autor, 2017)

1.3.3 Erdbebengefährdung in Wien

Erdbeben treten in Österreich vergleichsweise selten auf, im Durchschnitt ist dennoch von 20 bis 40 solcher Ereignisse pro Jahr auszugehen (Flesch et al., 2005). Das südliche Wiener Becken gehört zu den seismisch aktiveren Gebieten Österreichs. Größere Erdbeben sind im Wiener Gebiet historisch sowie messtechnisch vom Erdbebendienst der Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik (ZAMG) dokumentiert. Ein Teil dieser Erdbeben ereignet sich auch in Bereichen, bei denen Gebäudeschäden zu erwarten sind. Diese sogenannten Schadenbeben treten in sehr unregelmäßigen Abständen auf. Gemäß der Europäischen Makroseismischen Skala (EMS) entstehen Gebäudeschäden ab einer Epizentralintensität I_0 von 6°. In Österreich tritt alle zwei bis drei Jahre ein Schadenbeben von mindestens 6° (leichte Gebäudeschäden), alle 15 Jahre von mindestens 7° (Gebäudeschäden) und alle 75 Jahre ein Erdbeben der Intensität 8° (schwere Gebäudeschäden) auf. Allein in den letzten 50 Jahren traten im Raum Wien und Niederösterreich sieben Schadenbeben auf. Für eine detaillierte Zusammenstellung wird auf Tabelle 2.1 des nächsten Kapitels verwiesen.

Abb. 1.5: Herabgefallene Teile der Balustrade des Hauptgebäudes der Universität Wien am 16.04.1972 (W. Eppensteiner, 1972; ZAMG, 1972)

Als Beispiel für ein Erdbeben der Intensität 7° kann hier das „Seebenstein Erdbeben“ von 1972 angeführt werden, bei welchem die Feuerwehr zu rund 800 Einsätzen gerufen wurde. Dabei wurden Schäden an Zierelementen und Schornsteinen verzeichnet, die auch teilweise herabfielen. Eines der bekanntesten Schadensbilder wird in Abbildung 1.5 gezeigt, wo das Ausmaß anhand der herabgefallenen Ballustradenteile der Universität Wien zu erkennen ist. Ähnliche Schadensbilder wurden bei etlichen anderen Erdbeben dokumentiert, wie beispielsweise in Alaska 1964 (Kolbitsch, 2012) oder beim Christchurch-Erdbeben in Neuseeland 2011 (Dhakal et al., 2016), durch welche der Forschungsbedarf des Erdbebeningenieurwesens vermehrt auf die Untersuchung nichttragender Bauteile gerichtet wurde.

1.4 Methoden

Zur fachgemäßen Beurteilung des seismischen Widerstandes freistehender Zierelemente müssen sowohl auf der *Einwirkungsseite* als auch auf der *Widerstandsseite* zuverlässige Aussagen getroffen werden können. Nach ÖNORM B 1998-3:2018 kann der Widerstand eines freistehenden Zierelements durch den Erdbebenerfüllungsfaktor α bestimmt werden. Dabei werden Erdbebeneinwirkung sowie Erdbebenwiderstand durch Grenzwerte der auftretenden bzw. aufnehmbaren Beschleunigungen nach Gleichung (1.1) ausgedrückt.

$$\alpha = \frac{R_\mathrm{d}}{E_\mathrm{d}} = \frac{a_\mathrm{Rd}}{a_\mathrm{Ed}} \tag{1.1}$$

Mit:

- α Erdbebenerfüllungsfaktor des Bauteils
- R_d Bemessungswiderstand des Bauteils
- E_d Bemessungs-Erdbebeneinwirkung
- a_Rd Bemessungswiderstand ausgedrückt durch Beschleunigungen
- a_Ed Bemessungs-Erdbebeneinwirkung ausgedrückt durch Beschleunigungen

Zur Bestimmung der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung, welche in Gleichung (1.1) durch die Bemessungs-Erdbebeneinwirkung a_Ed ausgedrückt wird, wurden in der vorliegenden Forschungsarbeit Stockwerksbeschleunigungen eines repräsentativen Bestandsgebäudes näher betrachtet (vgl. Abbildung 1.6). Dazu wurden probabilistische nichtlineare Zeitverlaufsberechnungen mit der FE-Software *ANSYS* durchgeführt und unterschiedliche Gefährdungslevels betrachtet. Um robuste Ergebnisse zu erzielen, wurden synthetische Beschleunigungszeitverläufe generiert. Induzierte Nichtlinearitäten des Haupttragwerks wurden durch die Kalibrierung und Implementierung eines elastoplastischen Materialmodells berücksichtigt.

Anschließend wurde der Bemessungswiderstand von typischen freistehenden Zierelementen, welcher in Gleichung (1.1) durch a_Rd definiert wird, untersucht. Dazu wurden Shake-Table Experimente mit idealisierten Probekörpern durchgeführt. Für das Design der Probekörper wurde die Modellierung typischer Statuen-Podest Konstruktionen angestrebt, um umfassende Schlüsse aus den Versuchsresultaten ziehen zu können. Hier wurden neben vier realen Erdbebenzeitverläufen auch Stockwerksbeschleunigungszeitverläufe in Dachhöhe eines 3- und 5-stöckigen Mauerwerksgebäudes im Versuchsprogramm berücksichtigt.

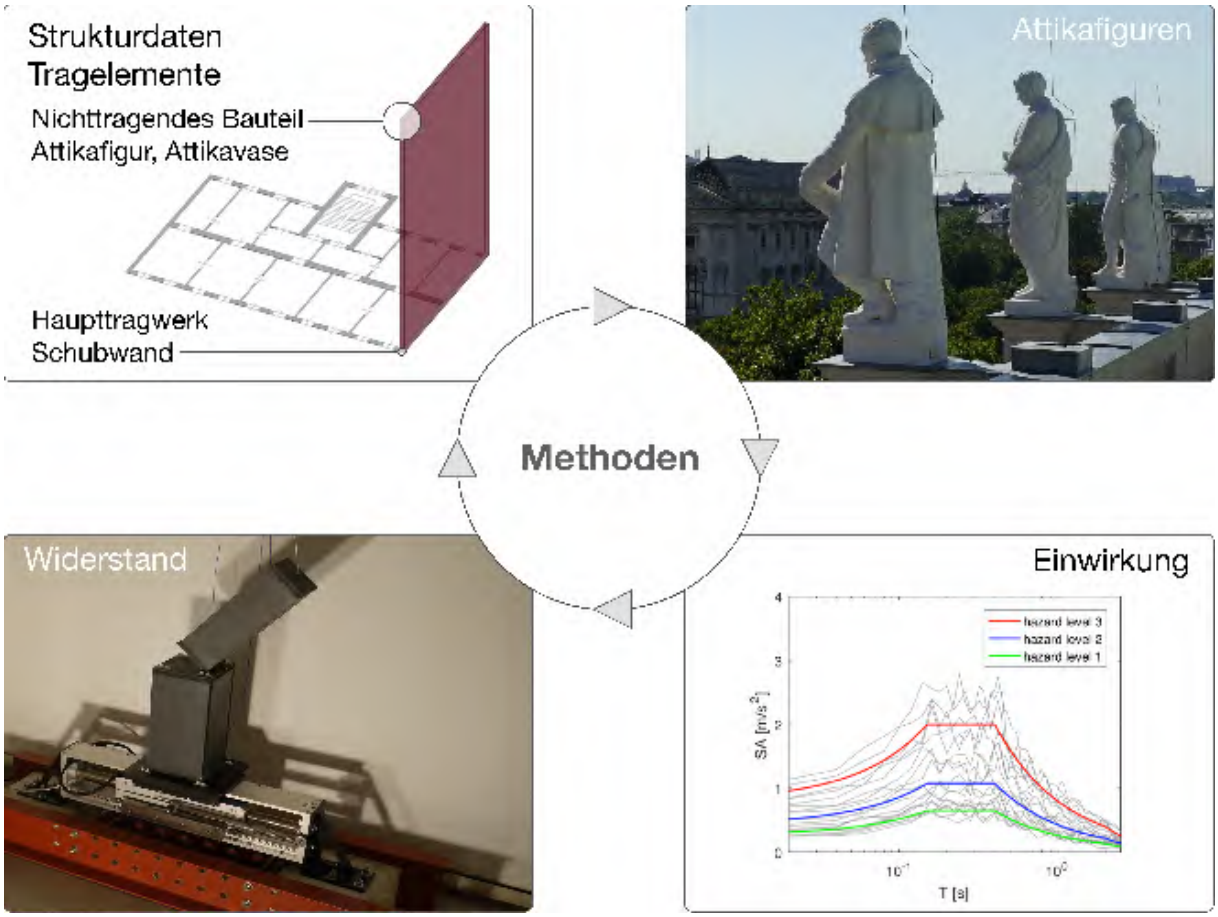


Abb. 1.6: Schematischer Überblick der angewendeten Methoden

1.4.1 Modellierung von historischem Mauerwerk

Um materialspezifische nichtlineare Versagensmechanismen in den probabilistischen Zeitverlaufsberechnungen einzubeziehen, wurde ein homogenisiertes Materialmodell mit der Materialdatenbank *multiPlas* für die verwendete Software *ANSYS* kalibriert und angewendet. Zahlreiche Forschungsarbeiten haben gezeigt, dass nichtlineares Materialverhalten von seismisch angeregten Tragstrukturen einen wesentlichen Einfluss auf die Systemantwort hat (z. B. Irschik und Ziegler, 1985; Adam und Fotiu, 2000; Igusa, 1990; Singh et al., 1993). Numerische Modelle für Mauerwerk basieren generell nach (Jäger und Bakeer, 2009) auf zwei Methoden. Einerseits kann Mauerwerk mesoskopisch mit getrennten Beschreibungen der Komponenten erfasst werden und andererseits können für ganzheitlich strukturelle Berechnungen makroskopische Methoden angewendet werden, bei denen das Verhalten der Komponenten homogenisiert wird. Diese zwei prinzipiellen Strategien der Modellierungstiefe entsprechen den drei verschiedenen Skalen der Komplexität, die von Lourenço (1996) und Rots (1991) identifiziert wurden. Zur Berechnung größerer Strukturen sind jedoch makroskopische Methoden zielführender. Zwar werden bei diesen Methoden Versagensmodi über Ziegel und Mörtel hinweg verschmiert, jedoch kann dadurch der Rechenaufwand

deutlich reduziert werden. Aus diesem Grund wurde in der vorliegenden Forschungsarbeit für die numerische Modellierung aussteifender Wandscheiben auf eine makroskopische Methode zurückgegriffen. Neben dem elastoplastischen Materialverhalten wurden auch bruchmechanische Kennwerte mit *multiPlas* berücksichtigt. Im Allgemeinen zeichnet sich das verwendete Materialmodell dadurch aus, dass beim Überschreiten des elastischen Bereichs eine irreversible Plastizität eintritt. Die Dehnung ε wird nach Gleichung (1.2) durch einen elastischen und plastischen Anteil beschrieben.

$$\varepsilon = \varepsilon^{el} + \varepsilon^{pl} \tag{1.2}$$

Mit:

ε	Dehnung
ε^{el}	Elastischer Anteil der Dehnung
ε^{pl}	Plastischer Anteil der Dehnung

Befindet man sich im elastischen Bereich, können Spannungen und Dehnungen mithilfe des Hookeschen Gesetzes verknüpft werden. Die differentielle Spannungs-Dehnungs-Beziehung ergibt sich gemäß Gleichung (1.3).

$$d\sigma = D d\varepsilon^{el} = D\left(d\varepsilon - d\varepsilon^{pl}\right) \tag{1.3}$$

Mit:

σ	Spannung
D	Elastizitätsmatrix
ε	Dehnung
ε^{el}	Elastischer Anteil der Dehnung
ε^{pl}	Plastischer Anteil der Dehnung

In Gleichung (1.3) wird mit D die Elastizitätsmatrix beschrieben. Der Übergang zwischen elastischem und plastischem Materialverhalten wird durch ein Fließkriterium F definiert, welches vom Spannungszustand σ und einem Verfestigungsparameter κ abhängt. Um mehrere Fließkriterien im Spannungsraum zu berücksichtigen, ist ein mehrflächiges Plastizitätsmodell erforderlich. Zur Beschreibung der orthotropen Mauerwerksfestigkeit wurden die von Ganz (1985) definierten Versagenskriterien in *multiPlas* implementiert und für den räumlichen Beanspruchungszustand erweitert.

Materialschädigungen bzw. Rissbildungen werden durch eine Reduzierung der Anfangsfestigkeiten nach dem Versagen infolge Schub- oder Zugbeanspruchung erfasst. Schubkräfte können demnach bei einsetzender Rissbildung nur in begrenztem Maße durch Reibung übertragen werden. Um das spröde Materialverhalten zu simulieren wird die aufnehmbare Zugfestigkeit auf Null reduziert. Das Öffnen der Mörtelfuge senkrecht zur Fugenebene wird durch die Definition eines Dilatanzwinkels gesteuert (Schlegel, 2004). In Abbildung 1.7 wird ein digitaler Probekörper mit den Abmessungen $b \cdot h \cdot t = 90 \cdot 45 \cdot 30$ *cm* unter kombinierter Beanspruchung gezeigt. Darin sind die typischen treppenförmigen Risse sowie das Zugversagen in der Lagerfuge ersichtlich.

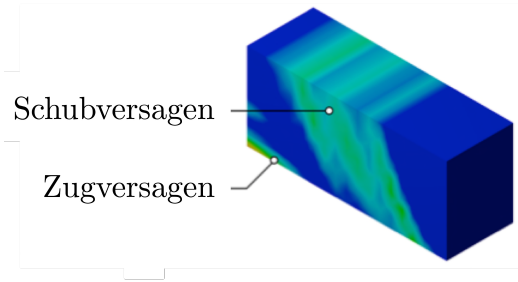


Abb. 1.7: Digitaler Probekörper ($b \cdot h \cdot t = 90 \cdot 45 \cdot 30$ cm) unter kombinierter Beanspruchung – multiPlas Materialmodell

Zur Kalibrierung des *multiPlas*-Materialmodells wurden multiple Skalen betrachtet. Die Anfangsscherfestigkeit zwischen historischem Mauerstein und Mauermörtel parallel zu den Lagerfugen wurde an Drei-Stein-Prüfkörpern ermittelt (Dunjic und Kolbitsch, 2017). Die Kalibrierung des Schubversagens unter kombinierter Beanspruchung erfolgte anhand von sehr gut dokumentierten in situ Schubversuchen (Dunjic et al., 2016a), die an Schubwänden in einem Wiener Gründerzeithaus durchgeführt wurden. Vor allem bei Bestandsmauerwerk erscheint eine versuchsgestützte Bestimmung des Versagens unter kombinierter Beanspruchung sinnvoll, da wesentliche Materialkennwerte in den meisten Fällen unbekannt sind (Dunjic und Kolbitsch, 2017). Darüber hinaus wurden auch Kennwerte aus der Literatur herangezogen (Furtmüller und Adam, 2011; Schubert, 2010; Zimmermann und Strauss, 2012).

1.4.2 Schwingende Starrkörper

Am Beispiel antiker Bauwerke wie alter Tempelanlagen, die heute noch existieren, wurde demonstriert, dass die damals angewandten Bauweisen eine hohe Kapazität gegenüber seismischen Einwirkungen aufweisen (Minafò et al., 2016). Eine große Anzahl solcher antiker Bauwerke befindet sich in seismisch aktiven Regionen wie Italien, Griechenland und Teilen Kleinasiens. Bei diesen Bauwerken wurde aus heutiger Sicht mit vergleichbar einfachen

Konstruktionen eine hohe Standfestigkeit gegenüber Erdbeben geschaffen. Vereinfacht können diese Bauwerke als gestapelte Starrkörper idealisiert werden, die unter horizontaler Beanspruchung auch zum Schwingen (en: rocking) angeregt werden können.

Nicht nur antike Tempel sondern auch Zierelemente, Grabsteine, Anlagenkomponenten, Stützmauern und Flüssigkeitstanks können als schwingende Starrkörper betrachtet werden. Die Vorhersage des Umkippens von einem schlanken schwingenden Starrkörper bei bestimmten Bodenbeschleunigungen war die Motivation für zahlreiche Studien in den letzten Jahrzehnten (Milne, 1885; Housner, 1963; Yim et al., 1980; Spanos und Koh, 1984; Hogan, 1989; Shenton, 1996; Makris und Roussos, 2000; Zhang und Makris, 2001; u.a.).

Fundamentale Grundlagen für das Schwingen von Starrkörpern, die auf einem sich horizontal bewegenden starren Untergrund gelagert sind, wurden von Housner (1963) ausgearbeitet. Die einwirkende Beschleunigung wurde in seiner Studie durch einen Rechteck- oder Halbsinusimpuls beschrieben. Für diese Einwirkungen wurde die minimale Beschleunigungsamplitude hergeleitet, die zum Umkippen des Blocks erforderlich ist. Obwohl Housners Annahmen der einwirkenden Impulse physikalisch nicht realisierbar sind (endliche Bodengeschwindigkeit am Pulsauslauf) und seine Lösung für die minimale Beschleunigungsamplitude nach (Makris und Roussos, 2000) nicht auf der konservativen Seite liegt, präsentierte er zwei fundamentale Gesetzmäßigkeiten:

- Der größere von zwei geometrisch ähnlichen Körpern kann Beschleunigungsamplituden widerstehen, die den kleineren Körper zum Umkippen bringen (size-frequency scale effect).
- Bei Bodenbeschleunigungsschrieben mit gleicher Beschleunigungsamplitude ist für das Umkippen eines starren Körpers jener maßgebend, der die größere Periodendauer aufweist.

Housners Forschungsarbeit war Grundlage für zahlreiche weitere Forschungsarbeiten (Aslam et al., 1980; Yim et al., 1980; Tso und Wong, 1989; Psycharis und Jennings, 1983; u.a.) in denen gezeigt wurde, dass das Schwingen von schlanken Starrkörpern einen erheblichen Einfluss auf den seismischen Widerstand hat.

Einmassenschwinger versus schwingender Starrkörper

Das dynamische Gleichgewicht eines Einmassenschwingers mit der Masse m, der Steifigkeit k und der Dämpfung c wird durch Gleichung (1.4) beschrieben.

$$\ddot{u}(t) + 2\zeta\omega_0\dot{u}(t) + \omega_0^2 u(t) = -\ddot{u}_g(t) \tag{1.4}$$

Mit:

- u Horizontale Verschiebung des Einmassenschwingers
- ζ Viskose Dämpfung
- ω_0 Eigenkreisfrequenz
- $\ddot{u}_g$ Horizontale Bodenbeschleunigung

Darin beschreibt $\zeta = c/2m\omega_0$ die viskose Dämpfung mit der ungedämpften Eigenkreisfrequenz $\omega_0 = \sqrt{k/m}$ und $\ddot{u}_g$ die horizontale Bodenbeschleunigung (siehe Abbildung 1.8 links).

Abb. 1.8: (links) Einmassenschwinger versus (rechts) schwingender Starrkörper

Betrachtet man im Gegensatz dazu den schwingenden Starrkörper (siehe Abbildung 1.8 rechts), kann sich der Körper im Schwingzustand zwischen den zwei Drehpunkten O und O' bewegen. Abhängig von horizontalen Beschleunigungsanregungen kann der Starrkörper schwingen, gleiten oder schwingen und gleiten (Shenton, 1996). Unter der Annahme, dass die vorhandene Reibung sehr groß ist, kann das Gleiten des Starrkörpers ausgeschlossen werden und die Bewegung nach Gleichung (1.5) beschrieben werden.

$$\ddot{\theta}(t) = -p^2 \left\{ \sin\left[\alpha \,\mathrm{sign}(\theta(t)) - \theta(t)\right] + \frac{\ddot{u}_g}{g} \cos\left[\alpha \,\mathrm{sign}(\theta(t)) - \theta(t)\right] \right\} \tag{1.5}$$

Mit:

- θ Rotation des Starrkörpers
- p Frequenzparameter des Starrkörpers
- α Schlankheit des Starrkörpers
- $\ddot{u}_g$ Horizontale Bodenbeschleunigung

In Gleichung (1.5) ist θ die Rotation des Starrkörpers, α die Schlankheit und p der Frequenzparameter. Der Frequenzparameter p ist durch Gleichung (1.6) gemäß Housner (1963) gegeben.

$$p = \sqrt{3g/4R} \tag{1.6}$$

Mit:

p	Frequenzparameter des Starrkörpers
g	Erdbeschleunigung
R	Semidiagonale des Starrkörpers

Stellt man die wesentlichen dynamischen Eigenschaften tabellarisch gegenüber, lassen sich fundamentale Unterschiede zwischen den zwei betrachteten Systemen erkennen (siehe Tabelle 1.1). Dabei ergibt sich, dass durch die unterschiedlichen rückstellenden Mechanismen ein völlig unterschiedliches Steifigkeitsverhalten vorliegt. Verlässt der Einmassenschwinger seine stabile Gleichgewichtslage, nimmt die Steifigkeit des Systems zu. Bringt man im Gegensatz dazu einen freistehenden Starrkörper aus dem Gleichgewicht, nimmt die Steifigkeit solange ab, bis der Grenzzustand $\theta = \alpha$ erreicht ist. Tritt dieser Zustand ein, beträgt die Steifigkeit gleich Null (Grenzzustand der Kippstabilität).

Tab. 1.1: Gegenüberstellung der fundamentalen Eigenschaften des Einmassenschwingers und des schwingenden Starrkörpers nach (Makris und Konstantinidis, 2003)

Parameter/Eigenschaften	*gedämpfter Einmassenschwinger* m, c, k	*Schwingender Starrkörper* b, h, g
Rückstellender Mechanismus	Elastizität	Schwerkraft
Rückstellende/s Kraft/Moment	$F = ku$ (lineare Federn)	$M = mgR\sin(\alpha - \theta)$ $R = \sqrt{b^2 + h^2}$
Rückstellende/s Kraft/Moment stabile Lage	Null	$mgR\sin\alpha$
Systemsteifigkeit bei Auslenkung	positiver Anstieg	negativer Anstieg
Frequenzparameter	Eigenkreisfrequenz: $\omega_0 = 2\pi/T_0 = \sqrt{k/m}$	Frequenzparameter: $p = \sqrt{3g/4R}$
Dämpfung	Viskose Dämpfung: $\zeta = c/(2m\omega_0)$	Schlankheit: $\alpha = \tan^{-1}(b/h)$

1.5 Zusammenfassung der Publikationen und Resultate

Publikation 1:
Historische Zierelemente unter Erdbebenbeanspruchung – State of the Art

Da detaillierte seismische Beurteilungen historischer Zierelemente, beispielsweise durch computergestütze Zeitverlaufsberechnungen, in der praktischen Umsetzung generell einen unverhältnismäßigen Aufwand darstellen, wird im ersten Teil der vorliegenden Forschungsarbeit (Rudisch et al., 2016) der State of the Art von einfach anzuwendenden quasistatischen Verfahren ausgearbeitet. Insbesonders wird dabei auf länderspezifische Bemessungsansätze eingegangen und deren Anwendbarkeit für historische Bestandsgebäude diskutiert.

Im Allgemeinen werden seit einigen Jahrzehnten international intensive experimentelle und theoretische Untersuchungen angestellt, um das dynamische Verhalten von nichttragenden Bauteilen im Erdbebenfall zu verbessern und die Bemessung normativ zu verankern. Nach einem zusammenfassenden Überblick über historische Zierelemente, wird in diesem Beitrag speziell auf folgende Standards eingegangen: ASCE, EUROCODE, ÖNORM, DIN und SIA. Im Zuge einer Gegenüberstellung wurden die Verstärkung der einwirkenden Bodenbeschleunigung durch das primäre Tragwerk, unterschiedliche Resonanzfunktionen zwischen dem primären Tragwerk und dem nichttragenden Element, sowie Einflüsse zufolge Torsion und nichtlinearem Materialverhalten eingehend betrachtet.

Abb. 1.9: Auszug Publikation 1 – Übertragungsfaktoren der einwirkenden Bodenbeschleunigung in Bodennähe $z = 0$ und Dachhöhe $z = H$ für das Periodenverhältnis $T_a/T_1 \sim 0$ (Rudisch et al., 2016)

Ein Auszug der gegenübergestellten Verstärkung der Bodenbeschleunigung zwischen primärem Tragwerk und nichttragendem Element wird in Abbildung 1.9 gezeigt. Dar-

in ist auf der Abszisse der dimensionslose Verstärkungsfaktor aufgetragen und auf der Ordinate die Einbauhöhe z des nichttragenden Elements, wobei $z = 0$ Bodennähe und $z = H$ Dachhöhe bedeutet. Zu erkennen ist, dass deutliche Unterschiede im Ansatz für die Verstärkung der Bodenbeschleunigung bestehen.

Weiterführend wird eine praxistaugliche Methode basierend auf dem EN 1998-1 vorgestellt, welche auf der zuvor ermittelten Verstärkung der Bodenbeschleunigung aufbaut. Dabei werden die zwei kennzeichnenden Versagensfälle Kippen und Gleiten nach ÖNORM B 1998-3 mithilfe von Beschleunigungskapazitäten formuliert. Das Versagen wird durch die charakteristische Schlankheit $\lambda = h/b$ und der maximal aufnehmbaren Beschleunigung a_{Rd} definiert (siehe Abbildung 1.10). Dadurch kann gemäß ÖNORM B 1998-3 der Widerstand historischer Zierelemente durch den Erdbebenerfüllungsfaktor α bestimmt werden. Die Anwendung der Methode wird anhand eines illustrativen Bemessungsbeispiels aufgezeigt und evaluiert.

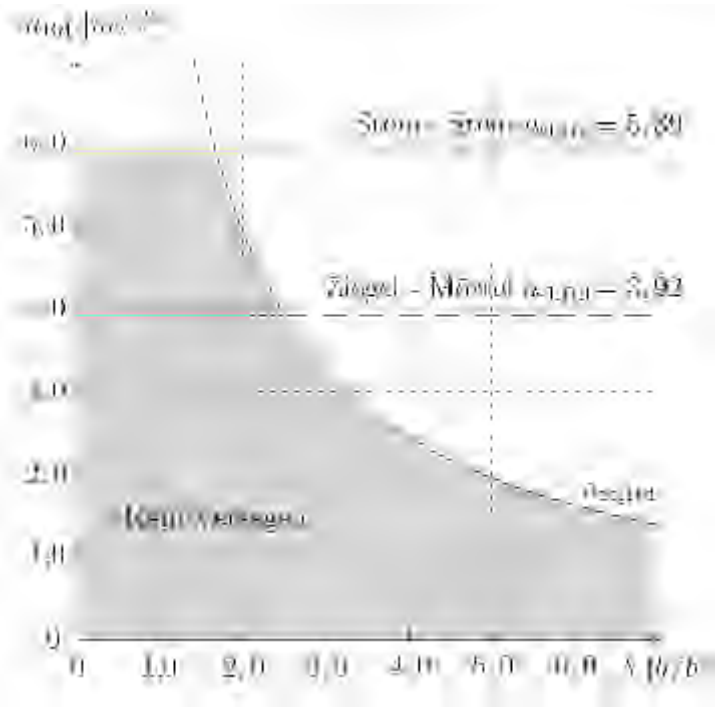


Abb. 1.10: Auszug Publikation 1 – Versagenseinhüllende: Begrenzt durch die maximalen Beschleunigungskapazitäten zufolge Kippen $a_{\mathrm{ot,Rd}}$ und Gleiten $a_{\mathrm{sl,Rd}}$ (Rudisch et al., 2016)

Das dynamische Verhalten von historischen Mauerwerksbauten ist signifikant von nichtlinearen Effekten gekennzeichnet. Da es sich bei den in internationalen Standards angebotenen analytischen Bemessungsansätzen um lineare Methoden handelt, werden abschließend Potentiale zur zukünftigen Berücksichtigung von nichtlinearen Effekten aufgezeigt.

Publikation 2:
Untersuchung der horizontalen Stockwerksbeschleunigungen historischer Mauerwerksbauten

Die Kenntnis der horizontalen Stockwerksbeschleunigung zur Beurteilung der Vulnerabilität von historischen Zierelementen spielt eine bedeutende Rolle. Diese hängt von der betrachteten Tragstruktur, der Beschleunigungseinwirkung sowie von nichtlinearen Effekten ab. Im zweiten Teil der vorliegenden Forschungsarbeit (Rudisch et al., 2017) wurden exemplarisch probabilistische FE-Zeitverlaufsberechnungen mit definierten Gefährdungslevels für ausgewählte aussteifende Tragelemente mithilfe der Software *ANSYS* durchgeführt, um die Verteilung der maximalen Stockwerksbeschleunigungen über die Gebäudehöhe zu bestimmen.

Für die Auswahl der betrachteten Tragelemente wurden repräsentative Schubwände von Wiener Gründerzeithäusern herangezogen. Insbesondere wird dabei die Auswirkung induzierter Nichtlinearitäten auf die Beschleunigungsantwort berücksichtigt. Dazu wurde ein makroskopisches Materialmodell (*multiPlas*) speziell für historisches Mauerwerk kalibriert und angewendet. Auf diesem Weg wurden materialspezifische Versagensmechanismen in der Beschleunigungsantwort der Tragelemente miteinbezogen. Zur Kalibrierung wurden multiple Skalen betrachtet. Die Anfangsscherfestigkeit zwischen Mauerstein und Mauermörtel wurde an Drei-Stein-Püfkörpern ermittelt.

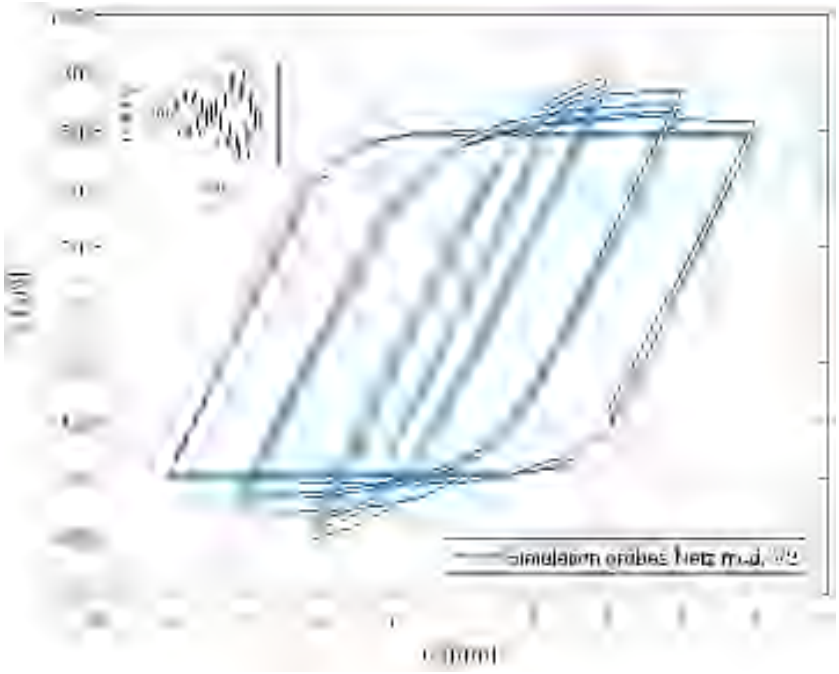


Abb. 1.11: Auszug Publikation 2 – Simulation des hysteretischen Verhaltens des kalibrierten Materialmodells (Rudisch et al., 2017)

Die Kalibrierung des Schubversagens unter horizontaler und vertikaler Belastung erfolgte anhand von in situ Schubversuchen, die in einem Wiener Gründerzeithaus durchgeführt wurden. Das Materialmodell zeigt eine sehr gute Korrelation der Lastverschiebungskurven und der Abbildung des Rissbildes. Auch das hysteretische Verhalten des Mauerwerks unter zyklischer Belastung wurde berücksichtigt (siehe Abbildung 1.11).

Als Einwirkung auf die betrachteten Tragelemente wurden insgesamt drei Gruppen von Bodenbeschleunigungsschrieben, welche einem bestimmten Erdbebenszenario zugewiesen werden können, herangezogen. Für diese Gruppen wurden synthetische spektrumkompatible Erdbebenzeitverläufe mit den Überschreitungswahrscheinlicheiten 95%, 50% und 10% in 50 Jahren erzeugt.

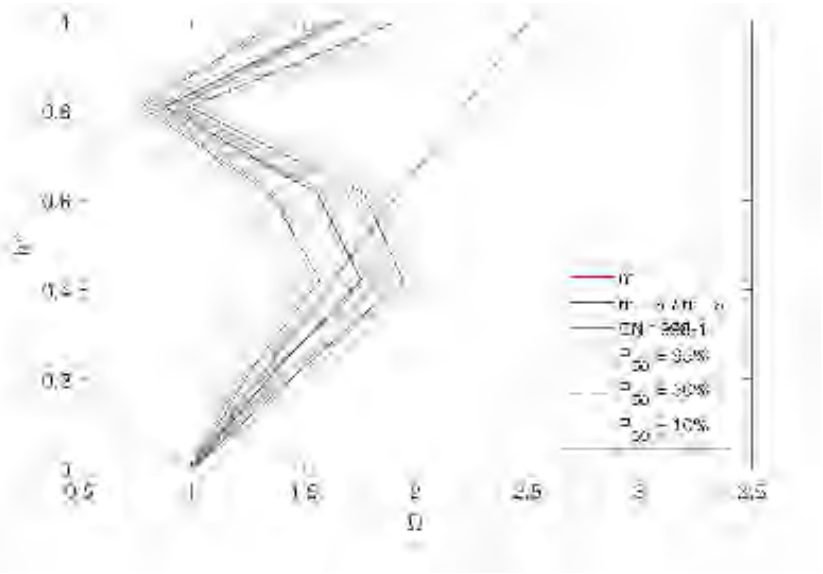


Abb. 1.12: Auszug Publikation 2 – Verteilung der absoluten Verstärkung Ω der horizontalen Stockwerksbeschleunigungen für eine 5-stöckige Schubwand aus Mauerwerk (Rudisch et al., 2017)

Die gewählte Methode bietet die Möglichkeit, absolute Beschleunigungsverteilungen über die Gebäudehöhe exakt abzubilden. Dadurch ist eine vergleichende Gegenüberstellung sowie Diskussion mit vereinfachten analytischen Bemessungsansätzen möglich. In Abbildung 1.12 werden die Resultate der Simulation für eine 5-stöckige Schubwand aus Mauerwerk gezeigt. Darin wird der Mittelwert m sowie die Standardabweichung $m + \sigma$ und $m - \sigma$ der absoluten Verstärkung Ω der horizontalen Stockwerksbeschleunigungen in Abhängigkeit der normierten Höhe h^* dargestellt. Die Verteilungen wurden anhand der Ergebnisse für die einzelnen Stockwerkshorizonte erstellt, wodurch sich die Knicke in den Verläufen erklären lassen. Zur Gegenüberstellung wurde der vereinfachte Bemessungsansatz gemäß EN 1998-1 im Diagramm dargestellt. Im Zuge der gewonnenen Ergebnisse wurde gezeigt, dass normative Bemessungsansätze die tatsächlichen Stockwerksbeschleunigungen sowohl signifikant über- als auch unterschätzen können.

Publikation 3:
Shake-Table Experimente zur Beurteilung des Kippwiderstandes freistehender Attikafiguren

Attikafiguren, die frei auf einem Podest stehen (Statuen-Podest Systeme), stellen während Erdbebenereignissen aufgrund ihrer schlanken Bauweise eine signifikante Gefahr dar, wenn kritische Kipplasten erreicht werden. Bei zahlreichen Erdbeben wurde beobachtet, dass solche nichttragenden Elemente bereits versagen, während die primäre Tragstruktur den Erdbebenlasten noch standhält. Statuen-Podest Systeme bestehen aus zwei gestapelten schwingungsfähigen Starrkörpern (en: rocking two-rigid blocks). Während bereits zahlreiche Forschungsarbeiten zum einzelnen schwingenden Starrkörper (en: single-rigid block) veröffentlicht wurden, gibt es nur eine Handvoll Publikationen, die zwei oder mehrere gestapelte Starrkörper betrachten. Demzufolge wurden im dritten Teil der vorliegenden Forschungsarbeit Shake-Table Versuche durchgeführt, um den Kippwiderstand von Statuen-Podest Systemen experimentell zu bestimmen und das dynamische Zusammenspiel abzubilden (siehe Abbildung 1.13).

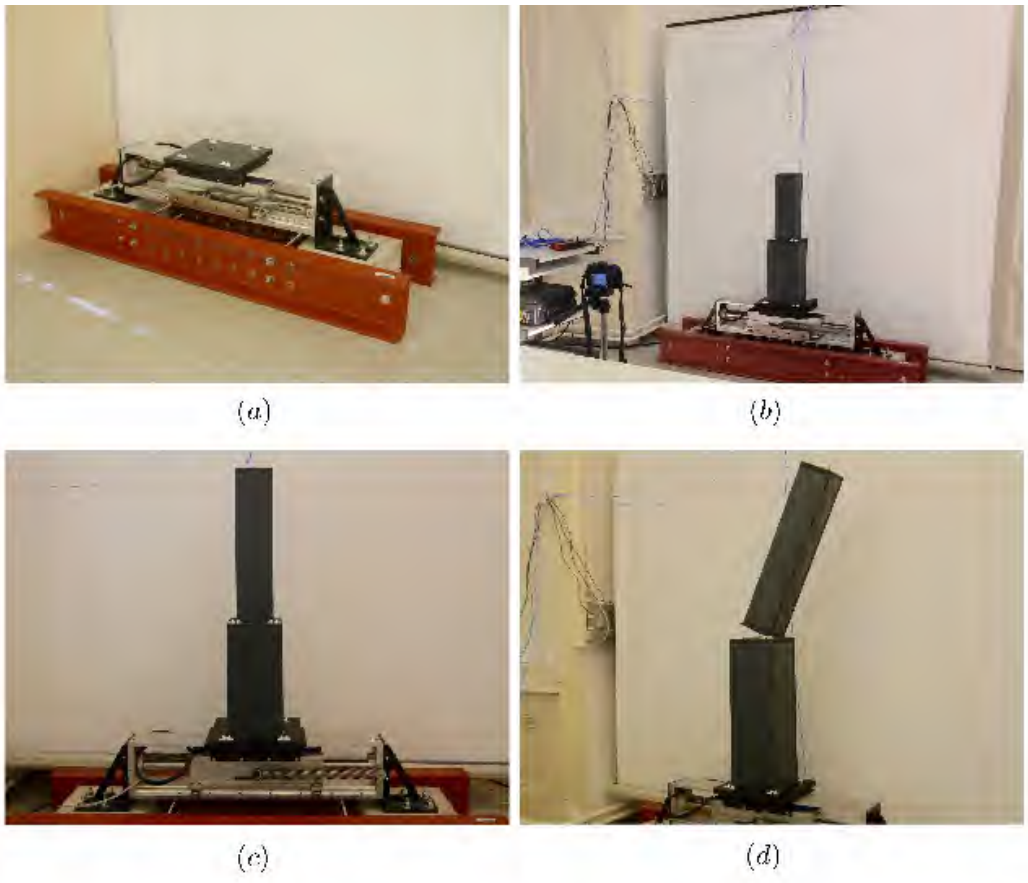


Abb. 1.13: Auszug Publikation 3 – (a) Einaxialer Shake-Table; (b) Überblick des Test-Setups; (c) Frontalansicht einer Probekörper Konfiguration; (d) Kippversagen

Im Zuge des Versuchsprogramms wurde die Probekörpergeometrie variiert, um eindeutige Schlüsse für reale Systeme ziehen zu können. Insbesondere wurde auch die Stockwerksbeschleunigung in Dachhöhe im Versuchsprogramm implementiert. Dabei wurden zwei repräsentative Tragstrukturen betrachtet – ein 3-stöckiges (W1) und ein 5-stöckiges (W2) Mauerwerksgebäude – und deren Beschleunigungsantwort in Dachhöhe mit dem Programm ANSYS erzeugt. Als Erdbebeneinwirkung wurden vier reale Erdbebenereignisse herangezogen: Friaul 1976, Kobe 1995, Loma Prieta 1989 und Northridge 1994.

Durch die gewonnenen Resultate wurde der Einfluss verschiedener Podeste auf den Kippwiderstand der Statuen untersucht. Es wurde beobachtet, dass sich im Allgemeinen der Kippwiderstand verringert, wenn Statuen auf einem Podest stehen. In Abbildung 1.14 wird auf der Ordniate des Diagramms das Verhältnis der Beschleunigungskapazität des Statuen-Podest Systems $a_{\max}$ bezogen auf die Beschleunigungskapazität der Statue ohne Podest $a_{\max,\mathrm{S_i}}$ dargestellt. Jedoch gibt es auch Konfigurationen, bei denen die Widerstandsfähigkeit der Statue durch ein Podest signifikant erhöht wird. Es wurde festgestellt, dass die Fähigkeit den Kippwiderstand der Statue zu erhöhen bei gedrungenen Podesten ausgeprägter ist als bei schlanken.

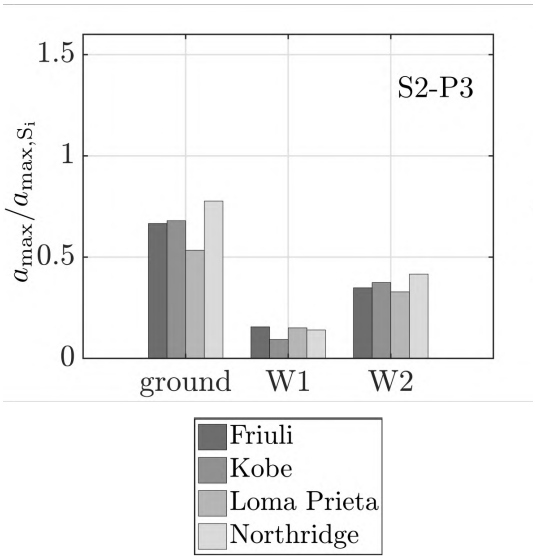


Abb. 1.14: Auszug Publikation 3 – Beurteilung des Kippwiderstandes von Statuen-Podest Systemen: Konfiguration S2-P3

Weiterführend wurde festgestellt, dass der Einfluss eines Podestes auf den Kippwiderstand einer Statue deutlich verringert wird, wenn das Statuen-Podest System auf einem schlanken Tragwerk situiert ist (siehe Abbildung 1.14). In diesem Fall kann die Beurteilung des Statuen-Podest Systems auf die Statue ohne Podest reduziert werden, wodurch die Beurteilung wesentlich vereinfacht wird. In diesem Zusammenhang wurde zusätzlich beobachtet, dass bei zwei Tragstrukturen unterschiedlicher Schlankheit die schlankere einen höheren Kippwiderstand der Statuen-Podest Systeme hervorruft.

1.6 Schlussfolgerung und Ausblick

Die Motivation für die gegenständliche Forschungsarbeit ergab sich daraus, dass bei statischen Nachbemessungen von historischen Tragstrukturen nichttragende Bauteile meist unberücksichtigt bleiben. Vor allem von beschleunigungssensitiven freistehenden Zierelementen wie Attikafiguren, -vasen und Balustraden geht auch bei moderaten seismischen Einwirkungen eine erhöhte Gefährdung aus.

Um Unsicherheiten in den geltenden Standards zu begegnen, wurden durch die gewählten Methoden spezifische Parameter untersucht und identifiziert, um die seismische Vulnerabilität von freistehenden Zierelementen fachgemäß sowie praxistauglich beurteilen zu können. Die Herausforderungen lagen einerseits in der exakten Bestimmung einwirkender Stockwerksbeschleunigungen und andererseits in der Modellbildung zusammengesetzter Zierelemente. Unter dem Aspekt, das repräsentative kulturelle Erbe nicht unverhältnismäßig zu verändern, galt es vor allem eine akzeptable Balance zwischen Vulnerabilität und Intervention zur Reduzierung der Risiken zu finden, um künftig geeignete flankierende Maßnahmen setzen zu können. Nach technischen Gesichtspunkten ist eine dauerhafte seismische Verstärkung von freistehenden Zierelementen durchaus möglich, jedoch meist mit einem unverhältnismäßigen Aufwand verbunden.

Durch den Umfang der entwickelten sowie durchgeführten *analytischen*, *numerischen* und *experimentellen* Untersuchungen soll ein wesentlicher wissenschaftlicher Beitrag zur Beurteilung der seismischen Standsicherheit von freistehenden Zierelementen geleistet werden; die gewonnenen Ergebnisse sollen den derzeitigen Stand der Technik erweitern und als fundierte Grundlage für normative Bemessungsansätze dienen. Folgende Ingenieuraufgaben können durch die vorgestellten Ergebnisse sowie Lösungsansätze detaillierter betrachtet werden:

- Vereinfachte analytische Bemessung der seismischen Standfestigkeit freistehender Zierelemente, durch die Bestimmung eines lokalen Erdbebenerfüllungsfaktors gemäß Eurocode EN 1998-1, ÖNORM B 1998-1 und ÖNORM B 1998-3.
- Abschätzung sowie Bewertung von tatsächlich zu erwartenden maximalen Stockwerksbeschleunigungen für gründerzeitliche Bestandsobjekte anhand typisierter Tragelemente. Durch die zugrundeliegenden probabilistischen FE-Berechnungen kann die Einwirkung auf nichttragende Zierelemente durch Verstärkungsfaktoren der einwirkenden Bodenbeschleunigung im Detail betrachtet werden.
- Abschätzung der Kippstabilität von Statuen-Podest Systemen anhand experimentell ermittelter Beschleunigungskapazitäten. Beurteilung des Einflusses eines Podests auf den Kippwiderstand von Statuen-Podest Systemen.

Für zukünftige Forschungsvorhaben zur gegenständlichen Thematik wird empfohlen, auch Einflüsse zufolge von Exzentrizitäten primärer sowie sekundärer Strukturen eingehend zu betrachten. Eine Evaluierung der vorgestellten Resultate anhand von dynamischen Großversuchen ist ebenfalls anzustreben, um die in dieser Arbeit gefundenen Ergebnisse zu verifizieren. Zusätzlich sollten auch Effekte vertikaler Beschleunigungseinwirkungen untersucht werden.

Ferner sind im Zuge der voranschreitenden Digitalisierung in der Bestandserfassung folgende Fragestellungen für die seismische Beurteilung nichttragender Bauteile von Relevanz: Identifikation der freistehenden Zierelemente im Hinblick auf die mechanischen Materialeigenschaften und die Kategorisierung der Verbindung mit dem Haupttragwerk; Abschätzung eines zumutbaren Rechenaufwandes der entwickelten Methoden (vereinfachte Bemessungsansätze versus digitale Simulation unter Berücksichtigung modaler Ansätze mit Zeitverlaufs-Simulationen).

Das gebaute Erbe unterliegt einem ständigen Wandel, der durch neue Nutzungsanforderungen sowie technischen Weiterentwicklungen stetig vorangetrieben wird. Eine nachhaltige Konservierung erfordert oft die Betrachtung unterschiedlicher Sanierungs- und Beurteilungsansätze, welche durch die vorliegende Forschungsarbeit umfassend ergänzt werden sollen. Durch die gewonnenen Resultate kann bei Erdbebennachweisen von Bestandsobjekten, neben der Beurteilung des Haupttragwerks, auch eine praxistaugliche seismische Bemessung der für mitteleuropäische Städte typischen und das Stadtbild prägenden historischen Zierelemente durchgeführt werden.

2

Historische Zierelemente unter Erdbebenbeanspruchung – State of the Art

Autoren: A. Rudisch, V. Dunjic, A. Kolbitsch
„Historische Zierelemente unter Erdbebenbeanspruchung – State of the Art“
Zeitschrift: Bauingenieur (D-A-CH Mitteilungsblatt), 91(10), (2016), S. 14–22.
Sprache: Deutsch
Status: publiziert

2.1 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.

2.2 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 (Duma, 1988). Dabei sind im Raum Wien und Niederösterreich in den letzten fünfzig Jahren rund sieben Beben aufgetreten, die Schäden an Gebäuden verursachten (Tabelle 2.1).

Beispielsweise waren die Folgen des Seebenstein 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.

Tab. 2.1: Erdbeben, die in Wien und Niederösterreich seit 1972 Schäden an Gebäuden verursachten (ZAMG)

Datum	*M*	I_0	*Epizentrum*
05.01.72	4,1	6,0°	Wr. Neustadt, NÖ
16.04.72	5,3	7-8°	Seebenstein, NÖ
16.04.72	4,0	6-7°	Seebenstein, NÖ
15.04.84	4,9	6-7°	Maria Schutz, NÖ
24.05.84	4,6	6,0°	Gloggnitz, NÖ
09.01.96	4,1	6,0°	Baden, NÖ
11.07.00	4,8	6,0°	Ebreichsdorf, NÖ

Ähnliche Beobachtungen wurden bei etlichen anderen Erdbeben dokumentiert, wie etwa in Alaska 1964 (Kolbitsch, 2012) oder bei dem erst nahe zurückliegenden Christchurch-Erdbeben in Neuseeland (Dhakal et al., 2016), 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 Schäden an Gebäuden treten gemäß der Europäischen Makroseismischen Skala (EMS) ab einer Epizentralintensität I_0 von 6,0° 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 Intensitätgrades 8° (siehe Bild 2.1).

Jedoch besteht in Österreich durch das relativ seltene Auftreten von Erdbeben kein ausgeprägtes Risikobewusstsein (Flesch et al., 2005). Bereits 1988 wurde das Standortrisiko von Wien detailliert im Zuge des Projektes „Seismische Mikrozonierung des Stadtgebietes von Wien“ betrachtet (Duma, 1988). 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 (Kopf und Adam, 2014). Dadurch wurde die Risikoeinschätzung hinsichtlich der Erdbebengefährdung von Bestandsobjekten in Österreich grundlegend verändert.

Bild 2.1: Auftreten von Schadenbeben in Österreich ZAMG

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.

2.3 Historische Zierelemente

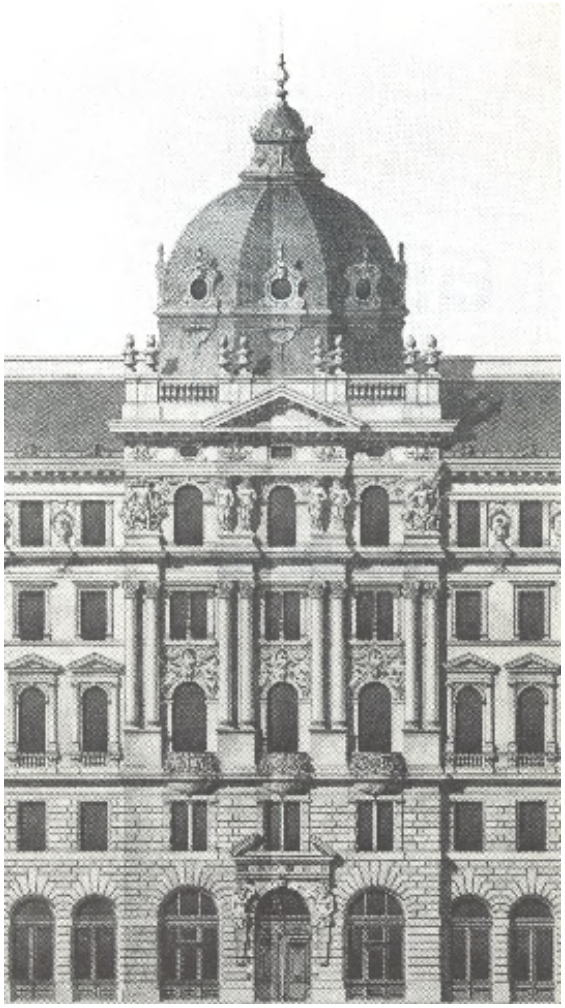


Bild 2.2: Frontalansicht des Maria-Theresien-Hofs, erbaut 1884/85 (Währingerstraße 2-4, 1090 Wien), nach einem zeitgenössischen Stich (Koller-Glück und Zdrazil, 1983)

Bis um 1900 war die Fassadengestaltung einer einheitlichen Bauformenkunde unterworfen, die – gesellschaftlich sowie weltanschaulich bedingt – zu unterschiedlichen Epochen verschiedenartig ausgeprägt war (Hueber, 2005). 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 2.2 dargestellt.

Bei nachträglichen Untersuchungen erweist sich die Bestimmung der damals verwendeten Materialien als durchaus schwierig, da dem Historismus das Streben nach Materialgerechtigkeit fremd war (Hueber, 2005). 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 weißen Flusssand, welche nach dem Brennen meistens engobiert wurden (Daub, 1922). 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 integrativer Bestandteil des Tragwerks zu sein. Typische Kennwerte für die damals verwendeten Materialien können exemplarisch Tabelle 2.2 entnommen werden.

Tab. 2.2: Druckfestigkeiten für typische Materialien aus dem 19. Jahrhundert (Kolbitsch, 2012)

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

2.4 Nachweisformate und Methodik

Zur erdbebensicheren Auslegung von Bestandsobjekten werden in Österreich die Normen ÖNORM B 1998-3 (2016) und ONR 24009 (2013) angewendet, die spezifische Anforderungen an den Erdbebennachweis stellen. Allerdings wird bei der praktischen Umsetzung die Untersuchung von sekundären Strukturen wie Zierelemente meist vernachlässigt (Kolbitsch, 2012). 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 EC 8-1 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 (Holtschoppen, 2009). Dabei wurde besonders die seismische Auslegung von Atomkraftwerken (KTA 2201.4, 2012) 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
- Eurocode EN 1998-1
- ÖNORM B 1998-1 (NA)
- ÖNORM B 1998-3 (NA)
- DIN EN 1998-1 (NA)
- SIA 261:2003
- SIA 261:2014

Festzuhalten ist, dass die länderspezifischen Formelzeichen der angeführten Regelwerke im vorliegenden Beitrag beibehalten werden. Eine Zuordnung identischer Parameter ist mithilfe der an den EC 8 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 verankert wurde. Demnach ergibt sich die horizontale Ersatzlast F_p, die auf das betrachtete Element zufolge des Erdbebens wirkt, nach Gleichung (2.1).

$$F_\mathrm{p} = \frac{0,4 \cdot S_\mathrm{DS} \cdot a_\mathrm{p} \cdot W_\mathrm{p}}{R_\mathrm{p}/I_\mathrm{p}} \cdot \left(1 + 2 \cdot \frac{z}{H}\right) \tag{2.1}$$

Dabei gilt:

$$0,3 \cdot S_{\mathrm{DS}} \cdot I_{\mathrm{P}} \cdot W_{\mathrm{p}} \leq F_{\mathrm{P}} \leq 1,6 \cdot S_{\mathrm{DS}} \cdot I_{\mathrm{P}} \cdot W_{\mathrm{P}} \tag{2.2}$$

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 $(1,0 \leq a_{\mathrm{p}} \leq 2,5)$
- W_{p} als Gewicht des Bauteils
- I_{p} als Bedeutungsbeiwert des Bauteils $(1,0 \leq I_{\mathrm{p}} \leq 1,5)$
- 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 $(a_{\mathrm{p}} = 2,5)$ tritt demnach im Resonanzfall mit der ersten Eigenfrequenz der Primärstruktur $(T_{\mathrm{p}}/T_1 = 1,0)$ auf.

Eurocode EN 1998-1 (EC 8-1)

Die Bemessung von nichttragenden Bauteilen wird gemäß EC 8-1 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 EC 8-1 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 (2.3) ermittelt werden.

$$F_\mathrm{a} = (S_\mathrm{a} \cdot W_\mathrm{a} \cdot \gamma_\mathrm{a})/q_\mathrm{a} \tag{2.3}$$

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 $\gamma_\mathrm{a} = 1,0$

Der Erdbebenbeiwert S_a ergibt sich nach Gleichung (2.4).

$$S_\mathrm{a} = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + z/H)}{1 + (1 - T_\mathrm{a}/T_1)^2} - 0,5\right] \tag{2.4}$$

Zusätzlich muss Gleichung (2.5) gelten (Mindestwert).

$$S_\mathrm{a} \geq \alpha \cdot S \tag{2.5}$$

Folgende Parameter gehen in Gleichung (2.4) ein:

- α als Verhältnis der Bemessungs-Bodenbeschleu-nigung 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 Grundperiode des nichttragenden Bauteils
- T_1 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 (2.3) 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 EC 8-1 4.3.5.4 (Tabelle 4.4) sowie der Bedeutungsbeiwert γ_a einbezogen. Der Bedeutungsbeiwert γ_a darf nach EC 8-1 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 (2016) 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 könnte.

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 (2.6) angegeben, der den Ansatz nach EC 8-1 Gleichung (2.3) deutlich vereinfacht:

$$F_\mathrm{a} = 4 \cdot S \cdot a_{g\mathrm{R}} \cdot m_\mathrm{a} \cdot \gamma_\mathrm{a} \tag{2.6}$$

Mit:

- F_a als horizontale Erdbebenkraft, die im Massenmittelpunkt des nichttragenden Bauteils in ungünstigster Richtung wirkt
- S als Bodenparameter
- $a_{g\mathrm{R}}$ 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 EC 8-1 im Jahr 2014 übernommen. Im Gegensatz zum EC 8-1 wird jedoch für Verzierungen der Verhaltensbeiwert mit $q_\mathrm{a} = 1,5$ angegeben (EC 8-1: $q_\mathrm{a} = 1,0$).

Bis dahin wurde im Vorgängerdokument SIA 261:2003 ein länderspezifischer Ansatz zur Ermittlung der horizontalen Ersatzlast F_a nach Gleichung (2.7) angeboten.

$$F_\mathrm{a} = \frac{2 \cdot \gamma_\mathrm{f} \cdot a_{g\mathrm{d}} \cdot S \cdot G_\mathrm{a} \cdot (1 + z_\mathrm{a}/h)}{g \cdot q_\mathrm{a} \cdot (1 + (1 - T_\mathrm{a}/T_1)^2)} \tag{2.7}$$

- F_a als horizontale Erdbebenkraft, die im Massenmittelpunkt des nichttragenden Bauteils in ungünstigster Richtung wirkt
- γ_f Bedeutungsbeiwert des Elements
- $a_{g\mathrm{d}}$ Bemessungswert der Bodenbeschleunigung
- S Bodenparameter
- G_a Gewicht des Elements

z_a Höhenlage des Elements
h Höhe des Bauwerks
g Erdbeschleunigung
q_a Verhaltensbeiwert des Elements
T_a Grundperiode des Elements
T_1 Grundperiode des Bauwerks

Wie auch die Bemessungsmethode nach EC 8-1, basierte die zurückgezogene Methode nach Gleichung (2.7) auf dem Prinzip der Stockwerksantwortspektren (Wenk, 2003). Das bedeutet, dass einerseits die dynamische Vergrößerung über die Gebäudehöhe sowie andererseits der Resonanzfall zwischen Sekundär- und Primärstruktur berücksichtigt wurde.

2.5 Gegenüberstellung

Im Wesentlichen setzen sich die vorgestellten Bemessungsansätze zur seismischen Auslegung nichttragender Bauteile aus einer Höhen- und Resonanzfunktion sowie seismischen 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 2.3) im Grunde sehr ähnlich sind.

Tab. 2.3: Gegenüberstellung der Höhen- und Resonanzfunktionen

Code	*Höhenfunktion*	*Resonanzfunktion*
ASCE	$\left(1 + 2 \cdot \frac{z}{H}\right)$	$a_\mathrm{p}: \quad 1,0 - 2,5$
EC8/SIA 261:2014	$\left(1 + \frac{z}{H}\right)$	$\frac{3}{1 + (1 - T_\mathrm{a}/T_1)^2} - 0,5$
DIN	4,0	
SIA 261:2003	$\left(1 + \frac{z}{H}\right)$	$\frac{2}{1 + (1 - T_\mathrm{a}/T_1)^2}$

2.5.1 Übertragung der Bodenbeschleunigung

In Tabelle 2.3 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 (Holtschoppen, 2009). Hier sind generell Ansätze zweckmäßiger, die das tatsächliche Schwingungsverhalten abbilden können. Ausführliche Untersuchungen dazu sind in (Singh und Moreschi, 1998) 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 2.3 die Übertagung der einwirkenden Bodenbeschleunigung über die normierte Bauwerkshöhe mithilfe von Übertragungsfaktoren für die drei Fälle $T_\mathrm{a}/T_1 \sim 0$, $T_\mathrm{a}/T_1 = 1,0$ und $T_\mathrm{a} \to \infty$ darstellen (Bild 2.3). Diese Darstellung erlaubt einen direkten Vergleich der vorgestellten Normen.

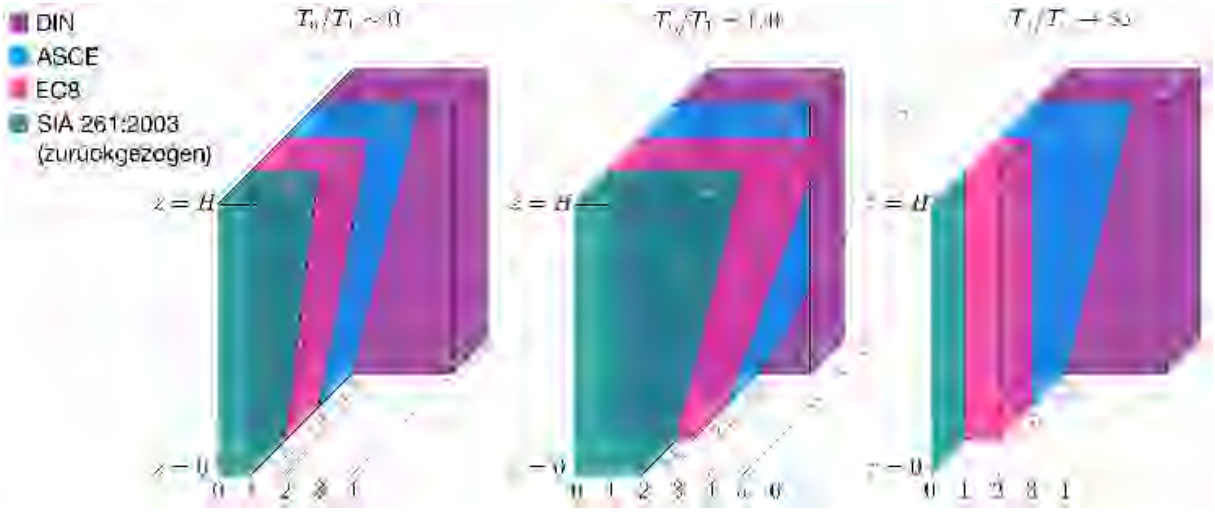


Bild 2.3: Übertragungsfaktoren der einwirkenden Bodenbeschleunigung in Bodennähe $z = 0$ und Dachhöhe $z = H$ für die Periodenverhältnisse $T_\mathrm{a}/T_1 \sim 0$, $T_\mathrm{a}/T_1 = 1,0$ und $T_\mathrm{a}/T_1 \to \infty$

In Bild 2.3 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 EC 8-1 wurden die anzusetzenden Bemessungslasten erhöht.

Vergleicht man den Resonanzfall $T_a/T_1 = 0$, so ist zu erkennen, dass EC 8-1 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 (Holtschoppen, 2009). Demnach werden in Österreich sekundäre Strukturen im Resonanzfall konservativer ausgelegt als in Deutschland oder als in den vereinigten Staaten.

2.5.2 Resonanzfunktionen

Bei den vorgestellten Berechnungsansätzen werden Resonanzeffekte über das Verhältnis zwischen der Grundperiode des primären Tragwerks und der Grundperiode des sekundären Elements berücksichtigt (T_1/T_a). Im EC 8-1 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_1/T_a erfolgt.

Die länderspezifische Bewertung der Resonanzeffekte ist in Bild 2.4 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 Rechnung 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 (Meskouris et al., 2011), 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 (Meskouris et al., 2011). Eine detaillierte Betrachtung und Bestimmung des maßgebenden Vergrößerungsfaktors sollte erst bei Kenntnis des tatsächlichen Schwingungsverhaltens mit Berücksichtigung aller beteiligten Modes durchgeführt werden.

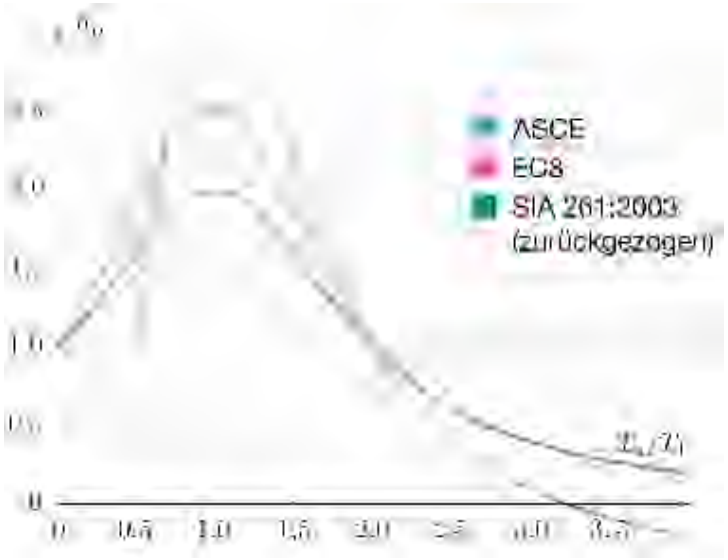


Bild 2.4: Resonanzfunktionen mit den jeweiligen Vergrößerungen a_p in Abhängigkeit des Periodenverhältnisses T_a/T_1 (Meskouris et al., 2011)

2.5.3 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 EC 8-1 offen. Die ASCE 7-10 begegnet dem Einfluss der Torsion mit einer alternativen Bemessungsformel. Um Torsionseffekte praxistauglich zu berücksichtigen, kann demnach folgender Ansatz nach Gleichung (2.8) verwendet werden:

$$F_\mathrm{p} = \frac{a_i \cdot a_\mathrm{p} \cdot W_\mathrm{p}}{R_\mathrm{p}/I_\mathrm{p}} \cdot A_x \tag{2.8}$$

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 (2.9):

$$A_x = \left(\frac{\delta_\mathrm{max}}{1,2 \cdot \delta_\mathrm{avg}} \right)^2 \tag{2.9}$$

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 (2.1).

2.5.4 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 (Adam und Heuer, 1999) 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 Dunjic et al. (2016b) zu finden. Im Rahmen dieses Forschungsprojektes wurde unter anderem die Verschiebungsduktilität von aussteifenden Erdgeschosswänden im Zusammenhang mit verschiedenen Rissbreiten w_k untersucht. In Tabelle 2.4 sind die wesentlichen Ergebnisse zusammengefasst.

Tab. 2.4: Verschiebungsduktilität μ_e bei Rissöffnung von 0,1 mm bis 0,4 mm – Tastversuch 1 bis 4 ($V_1 - V_4$)

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

Mittelt man die Verschiebungsduktilität bei einer maximal auftretenden Rissbreite von $w_\mathrm{k} = 0,1$, erhält man für die Duktilität des Erdgeschosses den Wert $\mu_\mathrm{EG} \approx 2,80$. Dadurch kann man mithilfe von Gleichung (2.10) nach (Ötes und Löring, 2006) die Duktilität für das gesamte Gebäude μ_TW bestimmen.

$$\mu_\mathrm{TW} = \frac{\mu_\mathrm{EG} - 1}{k \cdot n} + 1 \tag{2.10}$$

Dabei ist in Gleichung (2.10) 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 $\mu_{\mathrm{TW}} = 1,68$. Demnach ergibt sich der Verhaltensbeiwert gemäß dem Prinzip der gleichen Formänderungsarbeit nach Gleichung (2.11) zu:

$$q = \sqrt{2 \cdot \mu_{\mathrm{TW}} - 1} = 1,53 \tag{2.11}$$

Der Ansatz der gleichen Formänderungsarbeit kann hier angewendet werden, weil die Eigenperiode T_1 für Wiener Gründerzeithäuser gemäß (Bachmann, 1995) im Bereich von $0,1$ bis $0,4$ s liegt (Achs et al., 2007), (Kopf, 2011).

Somit kann gezeigt werden, dass der Verhaltensbeiwert $q = 1,5$ gemäß EC 8 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 (AFPS, 2011) zu finden.

2.6 Vereinfachte Bewertung

Aufgrund der im vorangegangen 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 (2.3) 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 ($\lambda = h_s/b_s$, siehe Bild 2.5) 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 (2.12) ermitteln.

$$m \cdot a_{\max} \cdot h_s = m \cdot g \cdot b_s \tag{2.12}$$

Durch Gleichung (2.12) kann somit die maximale Beschleunigung hinsichtlich Kippen (overturning) $a_{\mathrm{ot,Rd}}$ festgelegt werden (Caliò und Marletta, 2003):

$$a_{\max} = a_{\mathrm{ot,Rd}} = g \cdot \frac{b}{h} = g \cdot \frac{1}{\lambda} \tag{2.13}$$

Betrachtet man beispielsweise eine typische Ziervase, so ergibt sich das geometrische Verhältnis $b_s/h_s = 1/\lambda$ nach Bild 2.5. Somit kann nach Gleichung (2.13) oder mithilfe der in Bild 2.6 dargestellten Versagenskurve die maximale Beschleunigungskapazität für den Fall Kippen ermittelt werden.

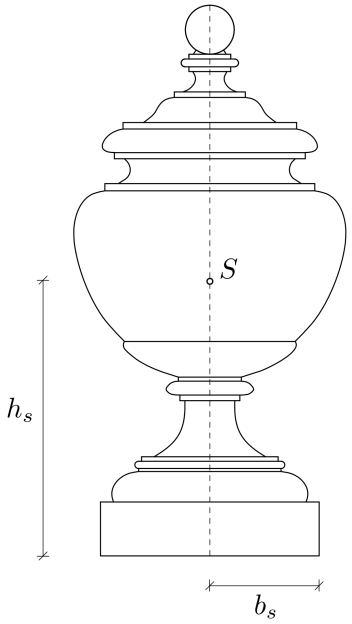


Bild 2.5: Beispiel einer typischen Ziervase (Brausewetter, 1895): $\lambda = h_s/b_s = 47,88/19 = 2,52$

Gleitwiderstand

Da die Verbundeigenschaften zwischen Zierelement und Tragstruktur im Vorhinein meist nicht bekannt sind, kann die maximale Beschleunigungskapazität hinsichtlich Gleiten (sliding) $a_{\mathrm{sl,Rd}}$ mithilfe des Mohr-Coulomb'schen Versagenskriteriums nach Gleichung (2.14) ausgedrückt werden, um das Reibungsversagen in der Montagefuge zu erfassen.

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi \tag{2.14}$$

Formuliert man Gleichung (2.14) 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 (2.15).

$$a_{\max} = a_{\mathrm{sl,Rd}} = g \cdot \tan \varphi \tag{2.15}$$

Demnach hängt die maximale Beschleunigungskapazität $a_{\mathrm{sl,Rd}}$ nur vom Reibungswinkel φ ab. Der Reibungswinkel ergibt sich für Mauerwerk nach EC 6-1-1 3.6.2 (2013) mit $\varphi = \arctan(0,4) = 21,8°$. Für Stein-Stein Fugen kann ein Reibungswinkel von $\varphi = 30,9$ angenommen werden (Swain und Mehmel, 1928). Die entsprechenden Beschleunigungskapazitäten können Bild 2.6 entnommen werden.

Nachweisführung

Gemäß ÖNORM B 1998-3 kann der Widerstand eines sekundären Elements durch den Erdbebenerfüllungsfaktor α bestimmt werden. Dabei wird der Erdbebenwiderstand sowie die Erdbebeneinwirkung durch Beschleunigungen nach Gleichung (2.16) ausgedrückt.

$$\alpha_{\mathrm{ist}} = \frac{R_{\mathrm{d}}}{E_{\mathrm{d}}} = \frac{a_{\mathrm{Rd}}}{a_{\mathrm{Ed}}} \tag{2.16}$$

Der maßgebende Erdbebenwiderstand ergibt sich anhand der in Bild 2.6 dargestellten Versagenskurve, die sich aus den Versagensfällen Kippen und Gleiten zusammensetzt. Die einwirkende horizontale Beschleunigung a_{Ed} kann mithilfe des vereinfachten linearen Bemessungsansatzes nach EC 8 bestimmt werden. Durch Umformen der Gleichung (2.3) ergibt sich die einwirkende Beschleunigung nach Gleichung (2.17) zu:

$$a_{\mathrm{Ed}} = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + z/H)}{1 + (1 - T_{\mathrm{a}}/T_1)^2} - 0,5 \right] \cdot \frac{\gamma_{\mathrm{a}}}{q_{\mathrm{a}}} \tag{2.17}$$

Betrachtet man speziell die in Bild 2.5 gezeigte Ziervase, so erhält man nach Gleichung (2.13) oder Bild 2.6 den maßgebenden Erdbebenwiderstand mit $a_{\mathrm{ot,Rd}} = 3,89\ m/s^2$. Im nächsten Schritt wird die Erdbebeneinwirkung nach Gleichung (2.17) für ein typisches Gründerzeithaus im südwestlichen Teil von Wien ermittelt mit einem Referenz-Spitzenwert

der Bodenbeschleunigung $a_{gR} = 0,8\ m/s^2$. Der Bedeutungsbeiwert γ_a sowie der Verhaltensbeiwert q_a werden mit $1,0$ nach EC 8-1 in Rechnung gestellt. Des Weiteren wird die Baugrundklasse B mit dem Bodenparameter $S = 1,2$ gewählt.

Die Schwierigkeit beim Lösen von Gleichung (2.17) besteht darin, das Periodenverhältnis T_a/T_1 zu bestimmen. Die Grundperiode des primären Tragwerks kann mit der allgemeinen Formel nach EC 8-1 $T_1 = C_\mathrm{t} \cdot H^{3/4}$ abgeschätzt werden. Für typische Gründerzeithäuser mit einer Höhe von $H = 19,2\ m$ erhält man auf diesem Weg $T_1 = 0,46\ s$. Bei in-situ Untersuchungen (Kopf, 2011) wurde eine Grundperiode von $T_1 = 0,38\ s$ für ein typisches Gründerzeithaus bestimmt. Aufgrund der sich ergebenden Unsicherheiten bei der Bestimmung der Grundperioden wird das ungünstigste Periodenverhältnis $T_\mathrm{a}/T_1 = 1,0$ gewählt. Anschließend kann mithilfe der Übertragungsfaktoren nach Bild 2.3 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 EC 8-1 eine einwirkende Beschleunigung von $a_\mathrm{Ed} = 5,28\ m/s^2$. Nach Gleichung (2.16) erhält man somit den Erdbebenerfüllungsfaktor $\alpha_\mathrm{ist} = 0,74$. 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 $\alpha_\mathrm{ist} = 1,01$. 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.

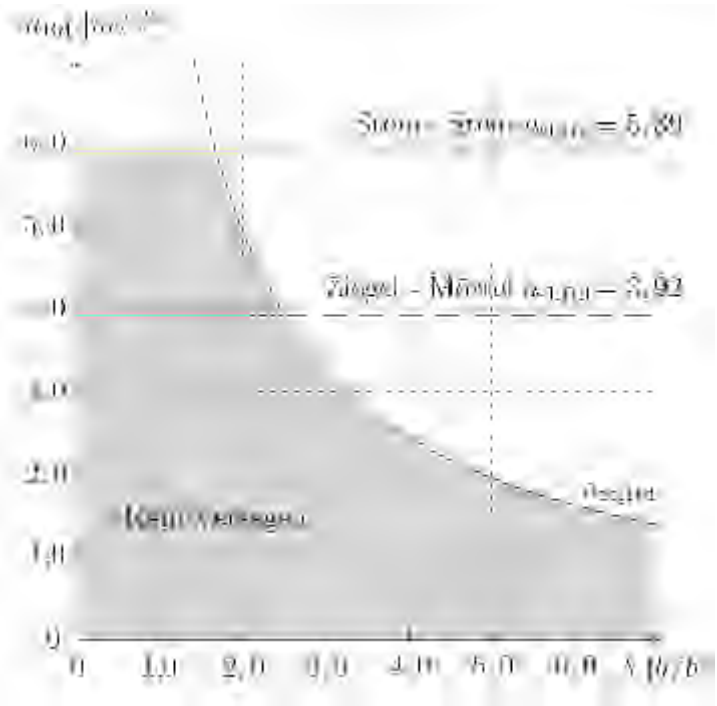


Bild 2.6: Versagenseinhüllende: Begrenzt durch die maximalen Beschleunigungskapazitäten zufolge Kippen $a_\mathrm{ot,Rd}$ und Gleiten $a_\mathrm{sl,Rd}$

2.7 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 flankierenden 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 (ULS) untersuchen.

3

Horizontale Stockwerksbeschleunigungen historischer Mauerwerksbauten

Autoren: A. Rudisch, V. Dunjic, A. Kolbitsch
„Investigation of horizontal floor acceleration in historic masonry buildings“
Zeitschrift: Mauerwerk, (2017), 21(6), S. 348–356.
Sprache: Deutsch
Status: publiziert

3.1 Zusammenfassung

Erdbeben mit vergleichsweise niedrigen Magnituden können bei historischen Mauerwerksbauten zu schwerwiegenden Schäden an nichttragenden Bauteilen wie architektonischen Zierelementen führen. Zur Beurteilung der Vulnerabilität von nichttragenden Bauteilen ist die Kenntnis der horizontalen Stockwerksbeschleunigungen wesentlich. Da diese vom betrachteten System, der Beschleunigungseinwirkung sowie von dissipativen Effekten abhängen, wurden im vorliegenden Beitrag exemplarisch probabilistische FE-Zeitverlaufsberechnungen mit definierten Gefährdungslevels für ausgewählte horizontal aussteifende Tragelemente durchgeführt. Um induzierte Nichtlinearitäten auf die Beschleunigungsantwort zu berücksichtigen, wurde ein makroskopisches Materialmodell speziell für historisches Mauerwerk kalibriert und angewendet. Es wird gezeigt, dass die gewählte Methode für historische Mauerwerksbauten die Möglichkeit bietet, die absolute Beschleunigungsverteilung über die Gebäudehöhe exakt abzubilden. Durch den detaillierten Umfang der Ergebnisse ist eine robuste Gegenüberstellung mit vereinfachten Bemessungsansätzen möglich. Abschließend wird speziell der vereinfachte Bemessungsansatz nach EN 1998-1 (2013) betrachtet und dessen Anwendbarkeit für das untersuchte Fallbeispiel diskutiert.

3.2 Einleitung

Für wesentliche bauliche Maßnahmen an historischen Mauerwerksbauten ist in den meisten Fällen eine statische Beurteilung der bestehenden Tragstruktur hinsichtlich der zuverlässigen Abtragung vertikaler sowie horizontaler Lasten erforderlich. In Österreich wurde durch die Einführung der ÖNORM B 1998-3 (2016) und der zukünftigen ÖNORM B 4008 bereits eine spezifische normative Grundlage für die statische Beurteilung von Bestandsbauten geschaffen. Allerdings bleiben oft nichttragende Bauteile wie Zierelemente von historischen Fassaden im Rahmen der statischen Nachbemessung unberücksichtigt (Kolbitsch, 2012). Vor allem beschleunigungssensitive freistehende Zierelemente – wie beispielsweise Figuren, Vasen und Balustraden – stellen auch in Gebieten moderater Seismizität im Versagensfall durch ihr Herabfallen eine signifikante Gefahr für Personen und Sachgüter dar (Rudisch et al., 2016).

Um die Vulnerabilität nichttragender Bauteile im Erdbebenfall zu bestimmen, wird grundsätzlich die Stockwerksbeschleunigung zur Ermittlung einer resultierenden Horizontalkraft auf ein betrachtetes Element herangezogen (Chaudhuri und Hutchinson, 2004). Dabei hängt die Stockwerksbeschleunigung von der einwirkenden Bodenbeschleunigung, den dynamischen Eigenschaften der Tragstruktur sowie dem Grad der induzierten Nichtlinearität ab (siehe Bild 3.1). Die exakte Bestimmung der Stockwerksbeschleunigung ist mit einem

hohen Aufwand verbunden, da sie generell nicht als lineare Funktion der Höhe abgebildet werden kann (Chaudhuri und Hutchinson, 2004).

Bild 3.1: Untersuchungsbedarf zur Bestimmung der resultierenden Stockwerksbeschleunigung (Rudisch et al., 2017)

Auf internationaler Ebene werden seit rund fünf Jahrzehnten intensive experimentelle und theoretische Untersuchungen angestellt, um vereinfachte Methoden zur seismischen Beurteilung nichttragender Bauteile normativ zu verankern (Singh und Moreschi, 1998). Jedoch sind die derzeit angebotenen vereinfachten Methoden mit Unsicherheiten verbunden (Rudisch et al., 2016) und genügen oft nur einer abschätzenden Vorbemessung (Moschen et al., 2016).

3.3 Systembetrachtung

Historische Mauerwerksbauten, insbesondere gründerzeitliche Bestandsobjekte, sind in Städten wie Wien in großer Anzahl vorhanden (beispielsweise im 1. Bezirk rund 80% (Bucher und Kolbitsch, 2017)) und unter dem Gesichtspunkt der Stadtidentität kaum wegzudenken. Zur Schaffung von neuem Wohnraum nimmt die Adaptabilität unter Einhaltung des geforderten Zuverlässigkeitsniveaus eine bedeutende Rolle ein. In Bild 3.2 ist ein typischer Grundriss eines gründerzeitlichen Wohnhauses sowie das diskretisierte dynamische Ersatzsystem dargestellt, welches in diesem Beitrag näher betrachtet wird (der definierte Grundriss wurde aus (Krakora und Bauer, 2014) entnommen und im Bereich der Mittelmauer geringfügig verändert).

Horizontale Erdbebenlasten werden durch aussteifende Schubwände aus Mauerwerk abgetragen. Bei typischen Konstruktionen können die einzelnen Wandscheiben aufgrund der vorhandenen schubweichen Holzdeckensysteme vereinfacht als voneinander entkoppelte dynamische Systeme betrachtet werden. Der Gesamtwiderstand hinsichtlich horizontaler Lasten kann als Summe einfacher Kragarme aufgefasst werden. Je nach dem Verhältnis ihrer Steifigkeit tragen sie zum Widerstand der beim Erdbeben aufgezwungenen Stockwerksverschiebungen bei. Das Verhalten der Schubwände im Grenzlastbereich, ohne signifikanten

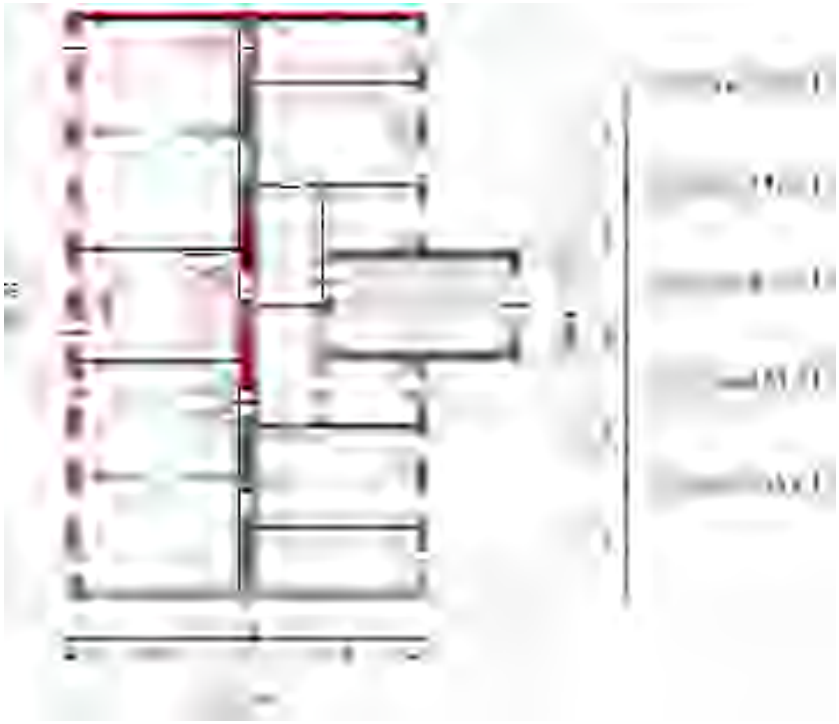


Bild 3.2: Grundriss eines typischen gründerzeitlichen Wohnhauses (Krakora und Bauer, 2014) mit der Feuermauer W1, den Zwischenwänden W2 und W3 sowie der Fassadenmauer W4 (links); Aufriss des diskretisierten Ersatzsystems [cm] (rechts), (Rudisch et al., 2017)

Abbau der Tragfähigkeit, ist dabei wesentlich abhängig von ihrer Duktilität (Ötes und Löring, 2006).

3.3.1 Repräsentative Schubwände

Die Stockwerksbeschleunigungen werden speziell für diejenigen Schubwände untersucht, welche für die Beurteilung sekundärer Fassadenelemente relevant sind. Im Rahmen des untersuchten Fallbeispiels werden vorerst die resultierenden Beschleunigungen in Wandebene betrachtet. Eine eingehende Untersuchung des Verhaltens aus der Wandebene ist beispielsweise in (Menon und Magenes, 2008) zu finden. In Bild 3.2 sind die untersuchten Tragelemente W1, W2, W3 und W4 gekennzeichnet. Bei den Wänden W2 und W3 wird im Weiteren zusätzlich zwischen dem Fall (a) „ohne mitwirkende Plattenbreite der Gurte“ sowie dem Fall (b) „mit mitwirkender Plattenbreite der Gurte“ unterschieden. Die dynamischen Charakteristika der untersuchten Tragelemente sind in Tabelle 3.1 zusammengefasst. Darin sind w der mitwirkende Massenanteil (vgl. Bild 3.2) und f_i die linearen Eigenfrequenzen. Mit den Faktoren α und β wird die Rayleigh-Dämpfung der Wandsysteme beschrieben. Zur Bestimmung der Rayleigh-Dämpfung wurde das Dämpfungsmaß $\zeta = 4\%$ angesetzt (Achs und Adam, 2011). Die Grundschwingzeiten liegen zwischen $0,66$ und $1,96$ Sekunden.

Tab. 3.1: Dynamische Charakteristika der betrachteten Schubwände

Wand	w %	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	f_3 [Hz]	α [10^{-1}]	β [10^{-3}]
W1	10	1,51	4,67	6,02	5,75	2,06
W2a	8	0,60	2,30	3,42	2,40	4,39
W2b	8	0,97	3,00	4,85	3,68	3,21
W3a	8	0,51	1,88	3,15	2,03	5,33
W3b	8	0,76	2,45	4,34	2,92	3,97
W4	20	1,32	3,70	3,72	4,90	2,54

3.4 Nichtlineares Materialmodell

Um materialspezifische Versagensmechanismen zu berücksichtigen und die Auswirkungen von Nichtlinearitäten auf die Beschleunigungsantwort einzubeziehen, wurde ein makroskopisches Materialmodell mit der Materialdatenbank *multiPlas* für die verwendete Software *ANSYS* kalibriert. Zahlreiche Forschungsarbeiten haben gezeigt, dass nichtlineares Materialverhalten von Tragstrukturen einen signifikanten Einfluss auf die Beschleunigungsantwort hat (z. B. Adam und Fotiu, 2000; Singh et al., 1993; Igusa, 1990). Durch die Anwendung des *multiPlas*-Materialmodells können neben dem elasto-plastischen Materialverhalten auch bruchmechanische Kennwerte berücksichtigt werden. Im Allgemeinen zeichnen sich solche Materialmodelle dadurch aus, dass beim Überschreiten des elastischen Bereichs eine irreversible Plastizität eintritt. Demnach ergeben sich die Spannungen σ durch den linear elastischen Steifigkeitstensor C nach Gleichung (3.1).

$$\sigma = C\varepsilon^{el} = C[\varepsilon^{tot} - \varepsilon^{pl}] \tag{3.1}$$

Um mehrere Versagensmechanismen im Spannungsraum zu berücksichtigen, ist ein mehrflächiges Plastizitätsmodell erforderlich. Zur Beschreibung der orthotropen Mauerwerksfestigkeit wurden die von Ganz (1985) definierten Versagensfunktionen in *multiPlas* implementiert und für den räumlichen Beanspruchungszustand erweitert. Materialschädigungen bzw. Rissbildungen werden durch eine Reduzierung der Anfangsfestigkeiten nach dem Versagen infolge Schub- oder Zugbeanspruchung erfasst. Schubkräfte können demnach bei einsetzender Rissbildung nur in begrenztem Maße durch Reibung übertragen werden. Die aufnehmbare Zugfestigkeit wird auf Null reduziert. Auch das Öffnen der Mörtelfuge senkrecht zur Fugenebene kann durch die Berücksichtigung eines Dilatanzwinkels beim Schubversagen berücksichtigt werden (Schlegel, 2004).

3.4.1 Kalibrierung des Materialmodells

Zur Kalibrierung des *multiPlas*-Materialmodells wurden multiple Skalen betrachtet. Die Anfangsscherfestigkeit zwischen historischem Mauerstein und Mauermörtel parallel zu den Lagerfugen wurde an Drei-Stein-Prüfkörpern ermittelt (Dunjic und Kolbitsch, 2017). Die Kalibrierung des Schubversagens unter kombinierter Beanspruchung erfolgte anhand von sehr gut dokumentierten in situ-Schubversuchen (Dunjic et al., 2016a), die an Schubwänden in einem Wiener Gründerzeithaus durchgeführt wurden. Vor allem bei Bestandsmauerwerk erscheint eine versuchsgestützte Bestimmung des Versagens unter kombinierter Beanspruchung sinnvoll, da wesentliche Materialkennwerte in den meisten Fällen unbekannt sind (Dunjic und Kolbitsch, 2017). Darüber hinaus wurden auch Kennwerte aus der Literatur (Furtmüller und Adam, 2011; Schubert, 2010; Zimmermann und Strauss, 2012) herangezogen.

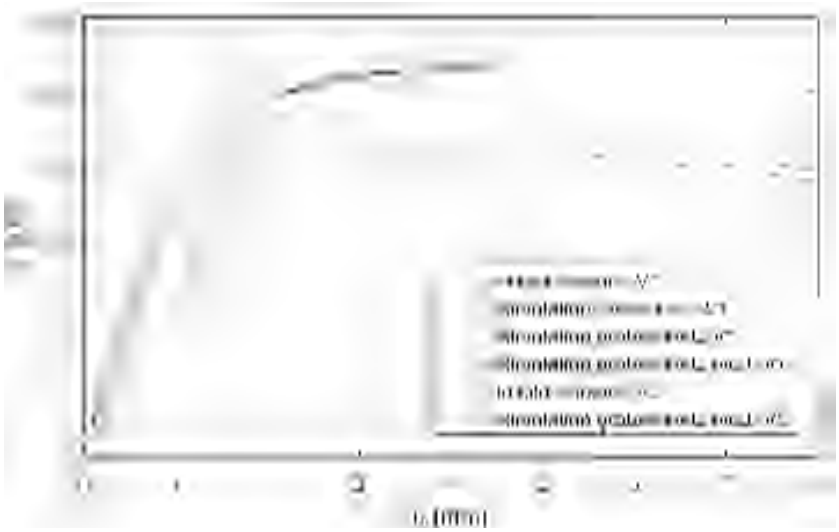


Bild 3.3: Vergleich zwischen in situ-Schubversuchen und numerischer Simulation mit multiPlas (Rudisch et al., 2017)

In Bild 3.3 wird ein Vergleich zwischen den experimentell ermittelten Last-Verformungskurven und den Resultaten der Simulation gezeigt. Für die Kalibrierung wurde ein sehr feines FE-Netz gewählt. Da jedoch für die weiteren Berechnungen ein grobes Netz zweckmäßiger erschien, wurden die Auswirkungen eines groben Netzes auf die Abbildung der Last-Verformungskurve in Bild 3.3 dargestellt. Es ist ersichtlich, dass bei der Verwendung eines gröberen Netzes die Ergebnisse der Simulation abweichen. Um diesem Umstand zu begegnen, wurden die Bruchenergie $G_{f,LF}^{II}$ (parallel zu den Lagerfugen) und der Anfangsreibungswinkel φ modifiziert. Hinsichtlich der Anfangssteifigkeit und der maximal aufnehmbaren Horizontallast besteht eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Simulation. Betrachtet man die Streubreite von Versuchsergebnissen im Mauerwerksbau (Kranzler und Graubner, 2008), liefert die vorliegende Kalibrierung des

Materialmodells sehr gute Ergebnisse. Neben einer exakten Simulation der Lastverschiebungskurve wurde auch die Abbildung des beobachteten Rissbildes bzw. der plastischen Aktivitäten angestrebt.

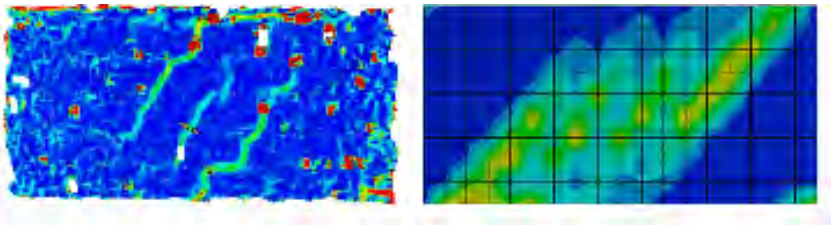


Bild 3.4: (li) Rissbild aus Versuch V1 und (re) plastische Vergleichsdehnungen der Simulation (Rudisch et al., 2017)

In Bild 3.4 ist ersichtlich, dass eine sehr gute Korrelation vorliegt. Der auf diesem Weg identifizierte Materialparametersatz für die nachfolgenden Berechnungen wurde in Tabelle 3.2 zusammengestellt.

Tab. 3.2: Materialparameter des kalibrierten Makromodells

$E_x = 850,0\ N/mm^2$	$c = 0,026\ N/mm^2$
$E_y = 283,3\ N/mm^2$	$c_r = 0\ N/mm^2$
$\nu_{xy} = 0,026$	$\varphi = 38°$
$G_{xy} = 102,0\ N/mm^2$	$\varphi_r = 22°$
$f_{kx} = 3,69\ N/mm^2$	$\psi = 30°$
$f_{ky} = 2,46\ N/mm^2$	$G^I_{f,LF} = 0,004\ N/mm$
$f_{tx} = 0,010\ N/mm^2$	$G^{II}_{f,LF} = 0,080\ N/mm$
$f_{tx} = 0,142\ N/mm^2$	$G^I_{f,Z} = 0,015\ N/mm$
$f_{tr} = 0\ N/mm^2$	$\kappa_p = 5 \cdot 10^{-4}$

Da die Ergebnisse der durchgeführten FE-Zeitverlaufsberechnungen signifikant vom hysteretischen Verhalten des Materials abhängen, wird in Bild 3.5 eine Simulation des kalibrierten Materialmodells unter zyklischer Belastung gezeigt (Versuch V2). Zur Ermittlung der gezeigten Hysteresekurve wurde eine sinusförmige Verschiebung am Wandkopf aufgebracht. In Bild 3.5 ist das Entfestigungsverhalten des Materialmodells gut zu erkennen.

3.5 Seismische Einwirkungsgruppen

Ein herkömmlicher Ansatz zur Abschätzung der seismischen Empfindlichkeit von Tragwerken ist die Betrachtung einer ausgewählten Gruppe von Bodenbeschleunigungsschrieben, welche einem bestimmten Erdbebenszenario zugewiesen werden können. Eine solche

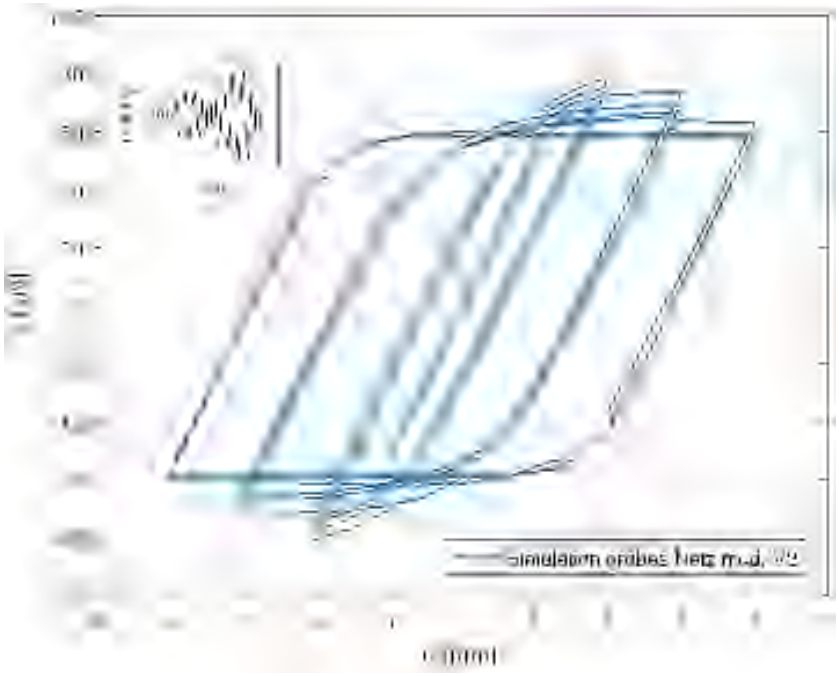


Bild 3.5: Simulation des hysteretischen Verhaltens des kalibrierten Materialmodells (Rudisch et al., 2017)

Gruppe wird meist für bestimmte baugrundspezifische Ziel-Antwortspektren generiert. In den durchgeführten Zeitverlaufsberechnungen wurden drei Einwirkungsgruppen mit den Überschreitungswahrscheinlichkeiten 95%, 50% und 10% in 50 Jahren betrachtet ($P_{50} = 95\%$, $P_{50} = 50\%$ und $P_{50} = 10\%$). Diese Gruppen umfassen insgesamt 18 (jeweils 6) verschiedene spektrumkompatible Bodenbeschleunigungsschriebe, welche synthetisch nach (Meskouris et al., 2011) generiert wurden und den Intensitäten 6° und 7° gemäß Europäischer Makroseismischer Skala (EMS) zugeordnet werden können. Hierbei wurden gemäß EN 1998-1 (2013) das elastische Antwortspektrum Typ 1 mit 5% Dämpfung und die Baugrundklasse A gewählt. Die drei Einwirkungsgruppen wurden speziell für den Raum Wien durch eine Modifikation der festgelegten Referenzbodenbeschleunigung definiert, um dadurch für die betrachtete Region beständige Schlussfolgerungen ziehen zu können. Dazu wurden die Wiederkehrperiode bzw. die Überschreitungswahrscheinlichkeit angepasst. Die Modifikation kann mit Hilfe des Beiwertes η über die Überschreitungswahrscheinlichkeiten P_{LR} und P_L nach Gleichung (3.2) durchgeführt werden.

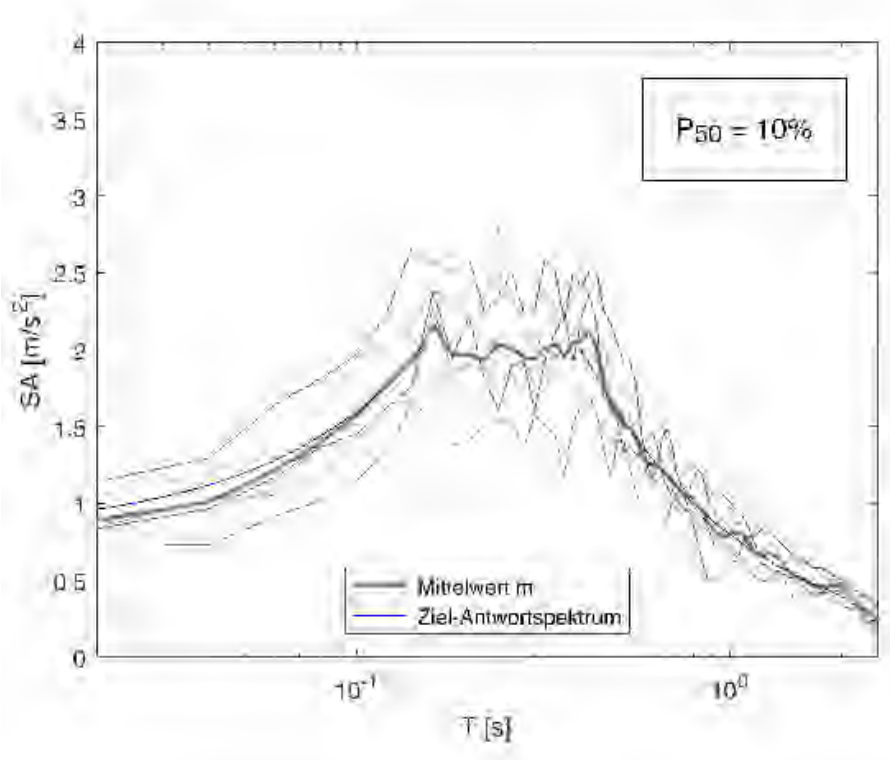
$$\eta \cdot a_g = \frac{1}{(P_L/P_{LR})^{1/k}} \tag{3.2}$$

Der Exponent k kann nach EN 1998-1 (2013) generell mit dem Wert 3 angesetzt werden. In Tabelle 3.3 werden für die definierten Einwirkungsgruppen die zuvor beschriebenen Beziehungen festgehalten.

Tab. 3.3: Definition der Gefährdungslevels

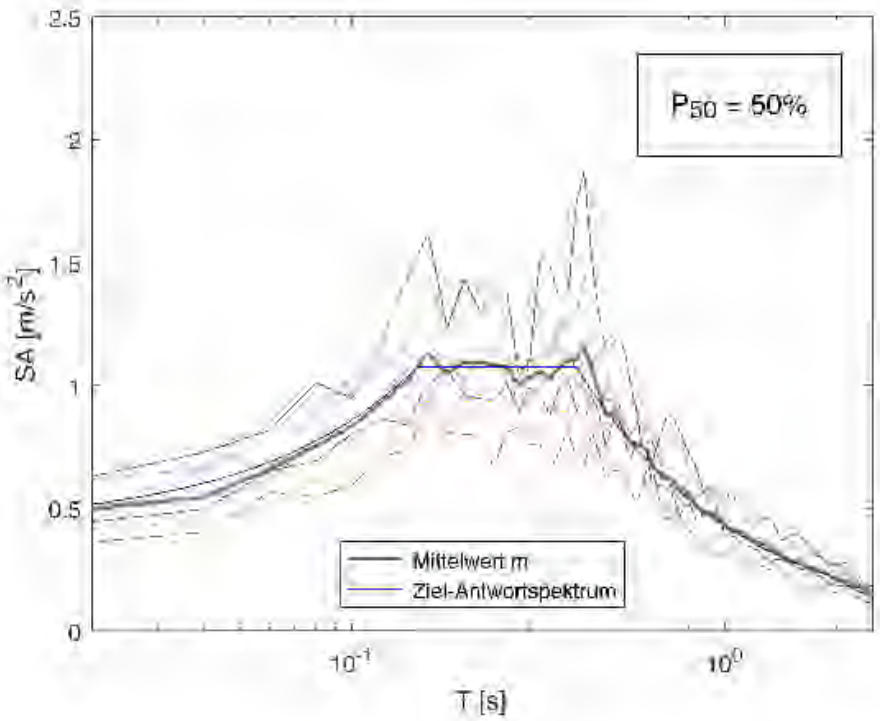
P_{50} [%]	I_{EMS} [°]	$a_{g,max}$ $[m/s^2]$	$a_{g,m}$ $[m/s^2]$	$T_{L,m}$ [Jahre]
$P_{50} = 95$	5 - 6	0,31	0,26	16,7
$P_{50} = 50$	6	0,56	0,43	72,1
$P_{50} = 10$	6 - 7	1,00	0,8	475,0

Eine Zusammenstellung der definierten Einwirkungsgruppen mit ihren generierten Beschleunigungsspektren wird in Bild 3.6 gezeigt. Darin ist eine signifikante Streuung der Beschleunigungsantwortspektren für die jeweiligen Gruppen zu erkennen, wodurch die Robustheit der erhaltenen Resultate der durchgeführten Berechnungen deutlich gemacht wird. Anzumerken ist, dass synthetische Bodenbeschleunigungsschriebe im Gegensatz zu realen Erdbebenzeitverläufen auf der konservativen Seite liegen. Auch die Annahme des Exponenten k in Gl. (3.2) stellt eine Vereinfachung dar. Für den Untersuchungsumfang des betrachteten Fallbeispiels sind diese Annahmen jedoch zweckmäßig.

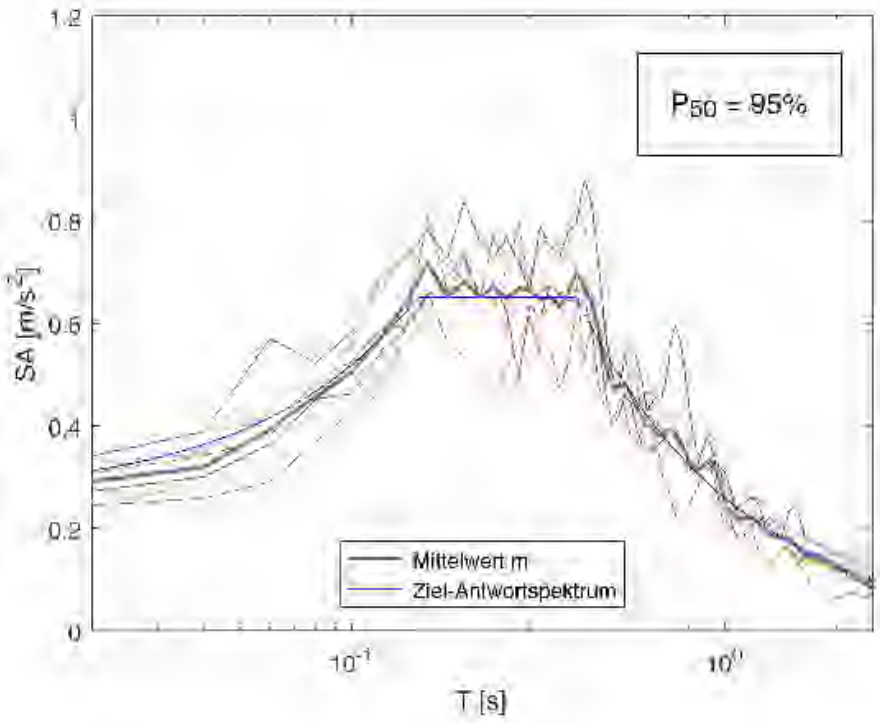


(a)

Bild 3.6: Darstellung der synthetisch generierten Beschleunigungsantwortspektren für die Gefährdungslevels $P_{50} = 95\%$, $P_{50} = 50\%$ und $P_{50} = 10\%$ (Rudisch et al., 2017)



(b)



(c)

Bild 3.6: Darstellung der synthetisch generierten Beschleunigungsantwortspektren für die Gefährdungslevels $P_{50} = 95\%$, $P_{50} = 50\%$ und $P_{50} = 10\%$ (Rudisch et al., 2017)

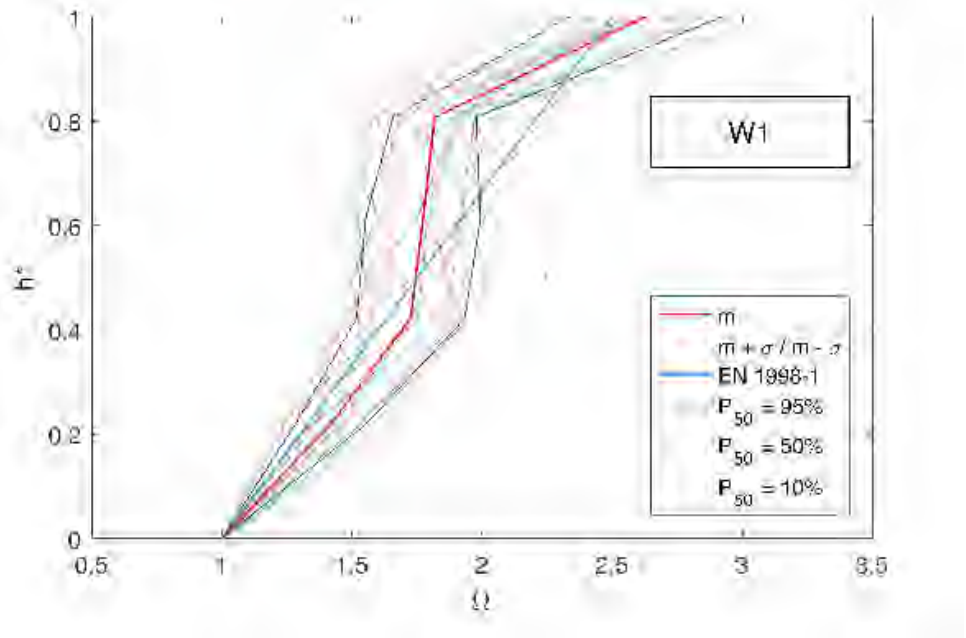
3.6 Resultate und Diskussion

Die Resultate der numerischen Berechnungen sind in Bild 3.7 für die jeweiligen Tragelemente gemäß Bild 3.2 dargestellt. Darin werden der beobachtete Mittelwert m sowie die Standardabweichung $m + \sigma$ und $m - \sigma$ der absoluten Verstärkung Ω der horizontalen Stockwerksbeschleunigungen in Abhängigkeit der normierten Höhe h^* angegeben (die Annahme der Standardnormalverteilung wurde mit dem KS-Test für alle Datensätze mit einem Signifikanzniveau $\alpha = 5\%$ überprüft). Die Verstärkung Ω ergibt sich hierbei aus dem Verhältnis der maximalen Stockwerksbeschleunigung zu der einwirkenden Spitzenbodenbeschleunigung. Zur Gegenüberstellung wurde speziell der in Bild 3.7 dargestellte vereinfachte normative Bemessungsansatz gemäß EN 1998-1 gewählt.

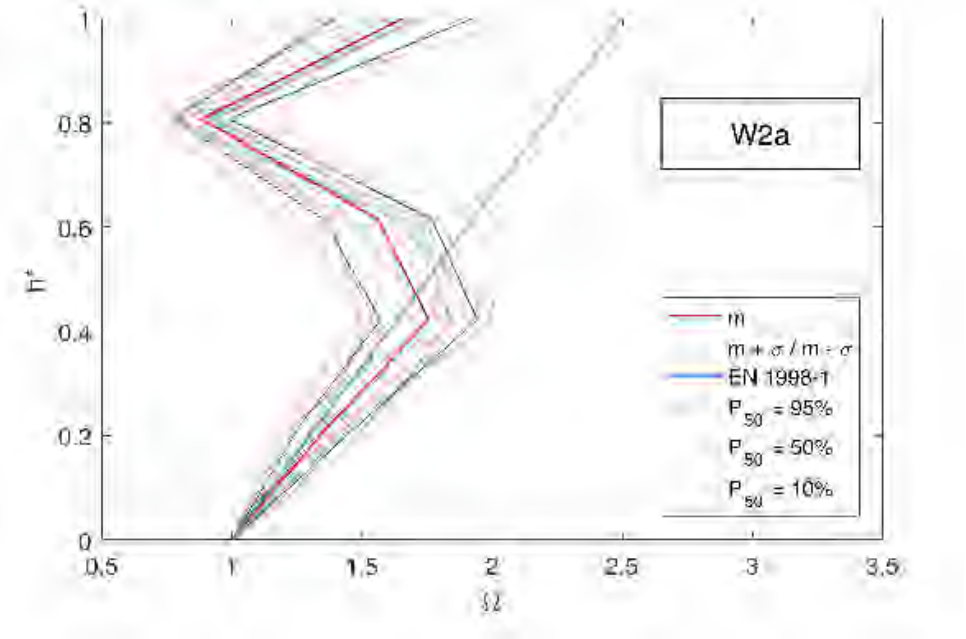
Die Diagramme zeigen, dass die Verteilung der Stockwerksbeschleunigungen signifikante Streuungen aufweisen und keiner einfach zu erfassenden Gesetzmäßigkeit folgen. Weiterführend wird gezeigt, dass die vereinfachte lineare Verteilung nach EN 1998-1 die ermittelten absoluten Stockwerksbeschleunigungen nur unzureichend genau abbildet. In einigen Fällen liegt bereichsweise eine Unterschätzung vor, insbesondere im Bereich $0-0,6\cdot h^*$ (W1, W2a, W2b, W4) sowie im Dachbereich $h^* = 1$ (W1). In anderen Fällen liegt eine deutliche Überschätzung vor; beispielsweise im Dachbereich der Wände W3a und W3b.

Zu beobachten ist auch, dass je nach Tragelement die induzierten Nichtlinearitäten unterschiedlich ausfallen. So ist für W3a und W3b deutlich zu erkennen, dass für die Einwirkungsgruppe $P_{50} = 10\%$ die absoluten Stockwerksbeschleunigungen deutlich kleiner sind als für die Gruppe $P_{50} = 95\%$. Dies ergibt sich aufgrund des gerissenen Mauerwerks und der damit verbundenen Reduzierung der Steifigkeiten zufolge höherer Bodenbeschleunigungen.

Im Rahmen des untersuchten Fallbeispiels wurde gezeigt, dass die gewählte Methode die Möglichkeit bietet, absolute Stockwerksbeschleunigungen historischer Mauerwerksbauten zufolge Erdbebeneinwirkungen detailliert abzubilden. Festzuhalten ist hingegen, dass insbesondere bei historischem Mauerwerk die Streuung der Materialparameter einen wesentlichen Einfluss auf die Resultate hat, welche im gezeigten Fallbeispiel noch nicht berücksichtigt wurde.

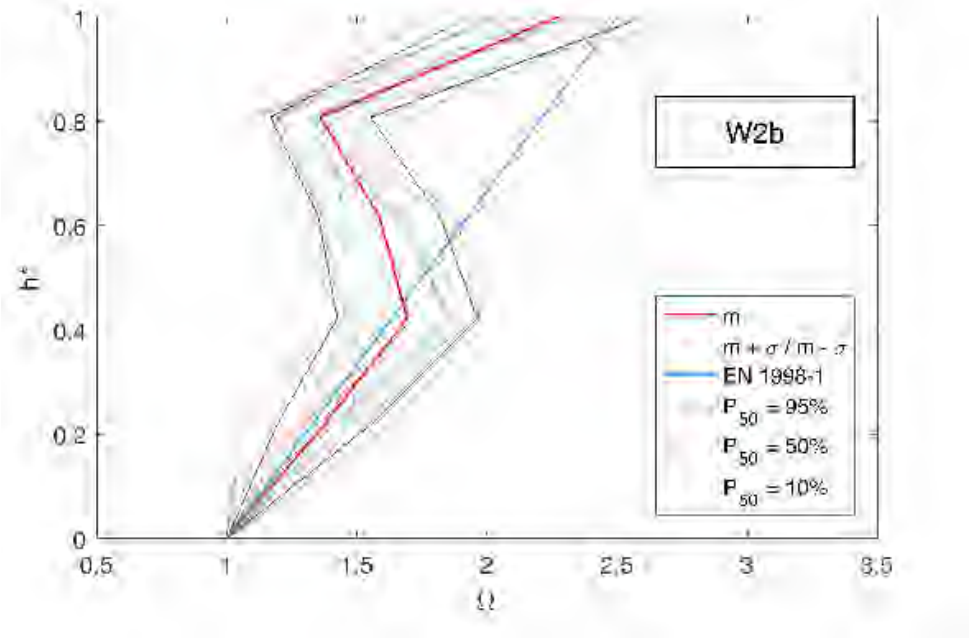


(a)

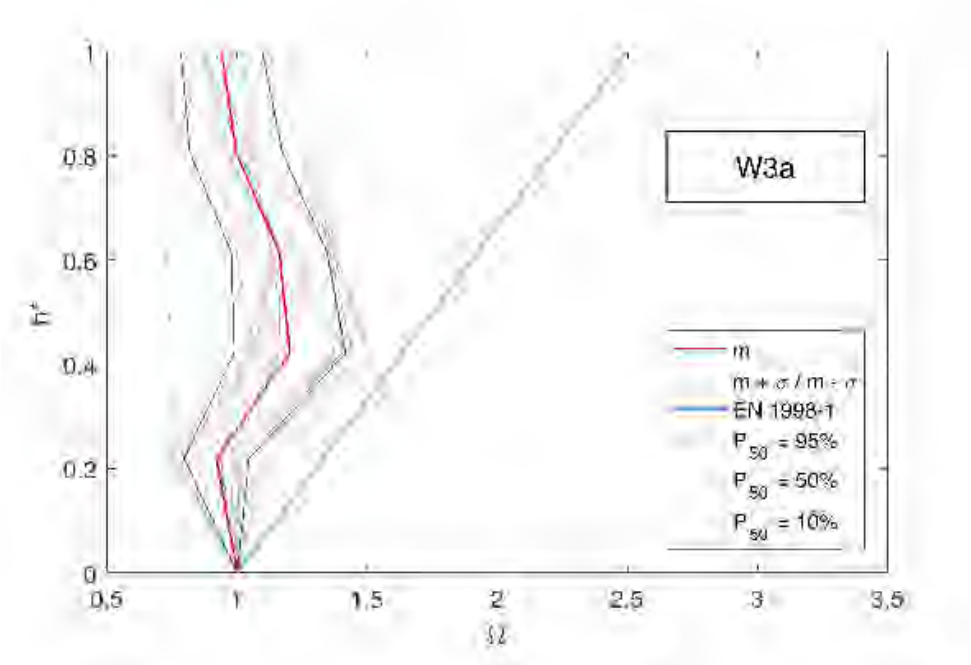


(b)

Bild 3.7: Verteilung der absoluten Verstärkung Ω der horizontalen Stockwerksbeschleunigungen für die Tragelemente W1, W2a, W2b, W3a, W3b und W4 (Rudisch et al., 2017)

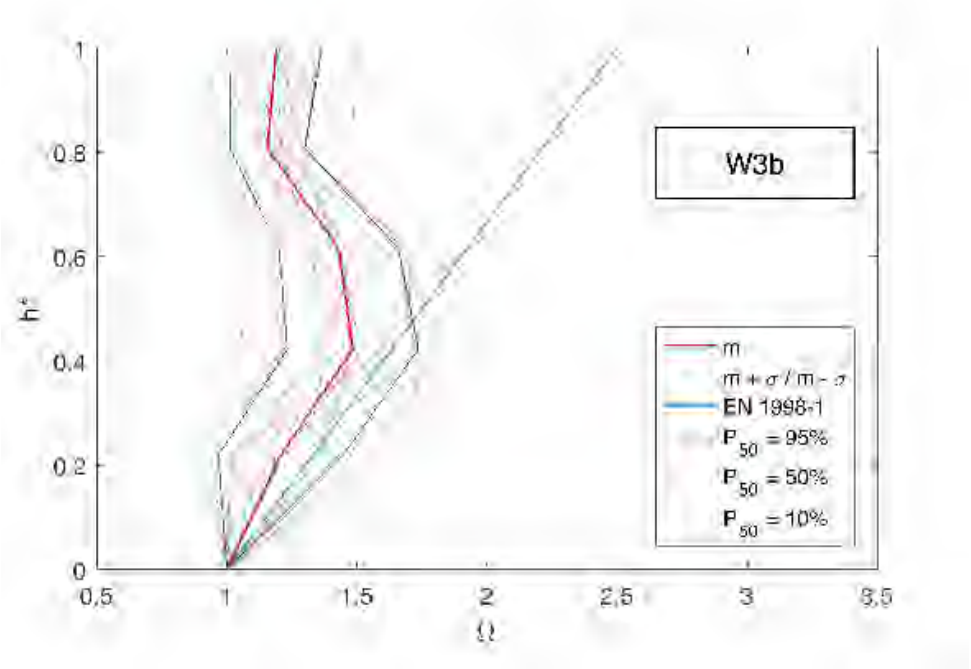


(c)

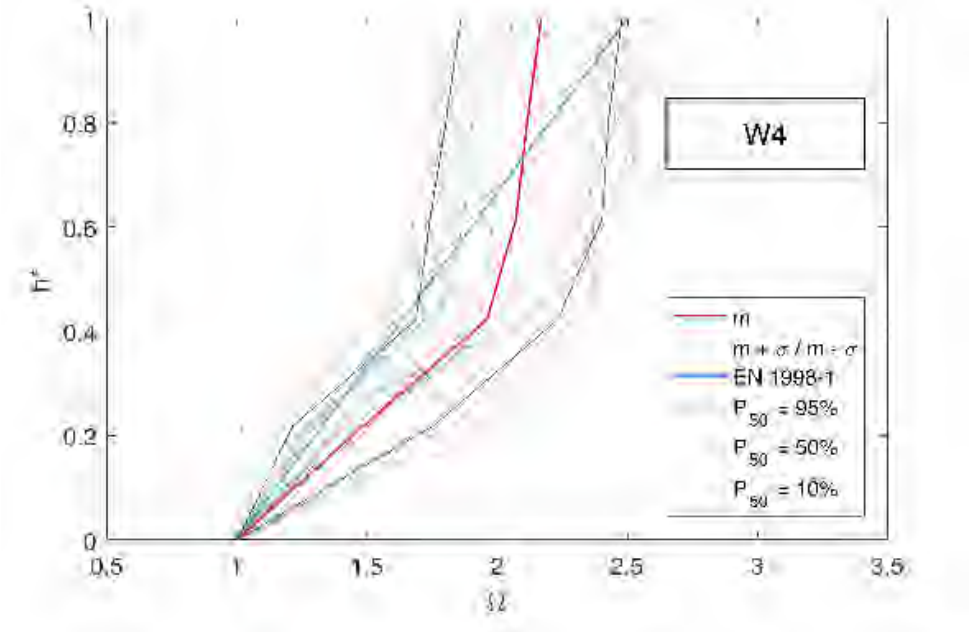


(d)

Bild 3.7: Verteilung der absoluten Verstärkung Ω der horizontalen Stockwerksbeschleunigungen für die Tragelemente W1, W2a, W2b, W3a, W3b und W4 (Rudisch et al., 2017)



(e)



(f)

Bild 3.7: Verteilung der absoluten Verstärkung Ω der horizontalen Stockwerksbeschleunigungen für die Tragelemente W1, W2a, W2b, W3a, W3b und W4 (Rudisch et al., 2017)

3.7 Schlussfolgerung

In diesem Beitrag wurde für ausgewählte Tragelemente historischer Mauerwerksbauten die Verteilung der absoluten horizontalen Stockwerksbeschleunigungen zufolge Erdbebeneinwirkungen anhand probabilistischer numerischer Berechnungen bestimmt. Die Tragelemente repräsentieren typische Konstruktionen von aussteifenden Schubwänden in historischen Mauerwerksbauten. Im Rahmen der durchgeführten Zeitverlaufsberechnungen wurde eine große Bandbreite unterschiedlicher synthetisch generierter Bodenbeschleunigungsschriebe mit drei definierten Gefährdungslevels betrachtet, um zuverlässige Schlussfolgerungen aus den Resultaten ziehen zu können.

Um dabei auch dissipative Effekte exakt abzubilden, wurde ein nichtlineares Materialmodell anhand von in situ-Versuchen kalibriert und in den numerischen Berechnungen angewendet. Durch den hohen Detaillierungsgrad der Resultate, welcher durch die gewählte Methode erzielt werden kann, ist eine präzise Auseinandersetzung und ein zuverlässiger Vergleich mit vereinfachten Bemessungsansätzen möglich.

Durch die erhaltenen Ergebnisse wurde exemplarisch gezeigt, dass eine vereinfachte Berechnung der Stockwerksbeschleunigungen nach EN 1998-1 für historische Mauerwerksbauten mit Unsicherheiten verbunden ist und sowohl bereichsweise Unterschätzungen als auch deutliche Überschätzungen vorliegen können. Demnach sind zur fachgerechten Beurteilung der Vulnerabilität historischer Zierelemente detaillierte Betrachtungen trotz des hohen Aufwands zweckmäßiger. In weiteren Schritten sind neben der in diesem Beitrag angestrebten Untersuchung der horizontalen Stockwerksbeschleunigungen in Wandebene eine eingehende Analyse des Frequenzgehalts, der Einfluss höherer Eigenformen sowie das Beschleunigungsverhalten aus der Wandebene der betrachteten Tragelemente zu untersuchen.

Dank

Für die finanzielle Unterstützung des Forschungsprojektes sei an dieser Stelle der *Hochschuljubiläumsstiftung* der Stadt Wien gedankt. Weiterführend ist auch die *Dynardo GmbH* für die Bereitstellung einer *multiPlas*-Marketing-Lizenz dankend zu erwähnen.

4

Shake Table Tests to Assess Overturning Resistance of Freestanding Rooftop Statue-Pedestal Systems

Autoren: A. Rudisch, A. Kolbitsch
„Shake Table Tests to Assess Overturning Resistance of Freestanding Rooftop Statue-Pedestal Systems“
Zeitschrift: Journal of Earthquake Engineering
Sprache: Englisch
Status: eingereicht

4.1 Abstract

The seismic protection of freestanding rooftop statue-pedestal systems is a challenging and complex topic of great interest. During an earthquake, these systems behave similarly to non-structural components, such as mechanical and electrical equipment that could loose their functionality because of seismic excitations. Past events show that rooftop statues resting unattached atop a pedestal are particularly susceptible to overturn during an earthquake event and pose significant danger to persons and property. The statue-pedestal systems considered here constitute a simple freestanding two-rigid block. Previous research studies have mainly analysed the rocking response of single-rigid blocks, very few have focused on the response of two-rigid and multi-rigid block systems. Therefore, this study details extensive shake table tests in which the seismic response of two-rigid, unattached wooden blocks was evaluated. The geometry of both statue (top) and pedestal (base) rigid blocks was varied. In addition, the two-rigid block configurations were tested both in two block assemblies as well as single block configurations allowing an understanding of the pedestal's influence. To illustrate effects of building height, different input motions on ground floor level as wells as rooftop level of historic masonry structures were applied. Our first finding confirmed that the presence of a pedestal increases the likelihood of overturning in general. Certain two-rigid block configurations, however, yield a more stable statue compared to an equivalent single block configuration, because of the dependence of the pedestal response on the statue's geometry. Our second finding shows that the influence of the pedestal geometry was significantly decreasing for the rooftop floor acceleration response of a slender supporting masonry structure. In such cases two-rigid block statue-pedestal systems may be reduced to single-rigid block systems for overturning assessment. Lastly we found that overturning resistance of statue-pedestal systems decreases when installed on rooftop level comparing to floor level, which can be explained by the amplification of ground accelerations and longer pulse periods. However, we observed that overturning resistance increases when statues are located on more slender structures.

4.2 Introduction

4.2.1 State of the art review

Over the last decades the investigation of the rocking response of freestanding two-rigid block systems has become an increasing topic of interest. Non-structural two-rigid block systems like ornamental statues or vases resting on a pedestal are particularly susceptible to overturning and sliding during seismic events as observed during major earthquakes in recent years, for example, the 2011 Christchurch (International, 2011) and 2014 South

Napa earthquakes (Wittich et al., 2014). Due to seismic excitation these freestanding non-structural components respond in rigid body motion such as rocking, sliding and twisting. When these structures overturn, it cannot only result in the loss of cultural heritage but even poses significant danger to persons.

Despite the superficial simplicity, determining the dynamic response of rigid block systems to seismic excitation analytically is complex even for simple waveforms. Pioneering studies (Milne, 1885; Kirkpatrick, 1927; Housner, 1963) provided the basic understanding dealing with the rocking response of rigid blocks. Numerous following fundamental studies describe the dynamic response of single rigid blocks: Aslam et al., 1980; Yim et al., 1980; Ishiyama, 1982; Psycharis und Jennings, 1983; Spanos und Koh, 1984; Koh et al., 1986; Tso und Wong, 1989; Sinapoli, 1990; Hogan, 1989; Augusti und Sinapoli, 1992; Shenton, 1996; Pompei und Scalia, 1998; Makris und Roussos, 2000; Zhang und Makris, 2001; Makris und Konstantinidis, 2003; Konstantinidis und Makris, 2005; Prieto und Lourenço, 2005; Peña et al., 2007; Kounadis, 2010.

One of the first fundamental studies describing the rocking motion of two-rigid blocks was presented by Psycharis (1990). He assumed no sliding of the blocks and described possible modes of rocking, depending on the relative position of the blocks. Equations of motions were derived for each mode of vibration and criteria for rocking initiation and mode transition were given. Following works (Spanos et al., 2001; Kounadis et al., 2012) were dealing with the implementation of the numerical integration and recommended the investigation with numerical methods. Considering the present state of the art, most existing studies dealing with the rocking response are based on the assumption that the friction between the rigid block and the ground as well as between the blocks in multi-block systems is sufficient to prevent sliding. Recently, Kounadis (2018) extended his studies describing the complex rocking-sliding instability of freestanding multi-rigid block assemblies on the ground with highly nonlinear differential equations.

Despite the advances to analytical and numerical methods to analyse the dynamic response of two-rigid block systems, experimental data for calibration and validation were required. Winkler et al. (1995) conducted shake table tests with rectangular wooden blocks and block assemblies of various sizes and slenderness under harmonic and earthquake excitations. A Distinct Element Model was employed to simulate response of rigid body assemblies. More recently, Peña et al. (2008) tested two-rigid block configurations consisting of tall, rectangular stones. Due to the extensive experimental measurements a significantly three-dimensional behaviour was observed. Kounadis (2015) established an analytical approach supplemented by experimental data describing the rocking stability of freestanding statues on the top of ancient multispondyle columns. A systematic study considering different geometries, eccentricities and interface characteristics was performed by Wittich und Hutchinson (2017). The experimental campaign indicated that while generally a statue

standing atop a pedestal was more likely to overturn, certain geometric and interface configurations were more stable. These configurations showed that a low friction interface beneath the rigid blocks reduces seismic demands on the statue. Furthermore, a purely mechanical model for the calculation of multi-block systems was presented by Ther und Kollár (2017) and was based on experimental tests with granite blocks.

4.2.2 Objectives and outline of paper

The current paper extends prior findings with understanding the effect of a pedestal dynamic response of various two-rigid block systems situated at rooftop level of buildings. Our focus is on determining the minimum amplitude of input acceleration yielding overturning, particularly for statues atop old masonry buildings. The methodology presented herein involves the linear elastic acceleration response of buildings. Two structure models were considered and analysed with time-history analyses using four different earthquake input motions. An experimental campaign with wooden test specimen was performed under ground and peak floor acceleration loadings. The proposed results enable the prediction of overturning resistance simply by comparing the geometry of the statue and pedestal. It should be noted that our study does not consider sliding, twisting and eccentricities. These effects were excluded because of the historic interconnections between the blocks of statue-pedestal systems, which generally prevent these effects in general. The dynamic rocking behaviour of freestanding irregular rigid bodies under earthquake excitation was recently studied by Arredondo et al. (2017) and Mathey et al. (2018). In addition vertical seismic excitations were also exclude, because in masonry structures, horizontal floor accelerations are generally amplified more than vertical acceleration (Al Abadi et al., 2017).

4.3 Problem description

4.3.1 Two-rigid block system

The two-rigid block system constitutes a freestanding two-degree of freedom (2-DOF) system. The base block (pedestal) is simply supported by a rigid horizontal floor and the top block (statue) is resting centred on top of the base block as illustrated in figure 4.1. Initially the system is in vertical equilibrium position under its own weight. The weight of the 2-DOF system is given by $(m_s + m_p)g$. m_s is the mass of the statue, m_p the mass of the pedestal and g the gravitational acceleration. The slenderness α_i and the semi-diagonal R_i characterize each block. The centers of mass are given by C_s and C_p. In equilibrium position the gravity forces $m_s g$ and $m_p g$ are applied at C_s and C_p.

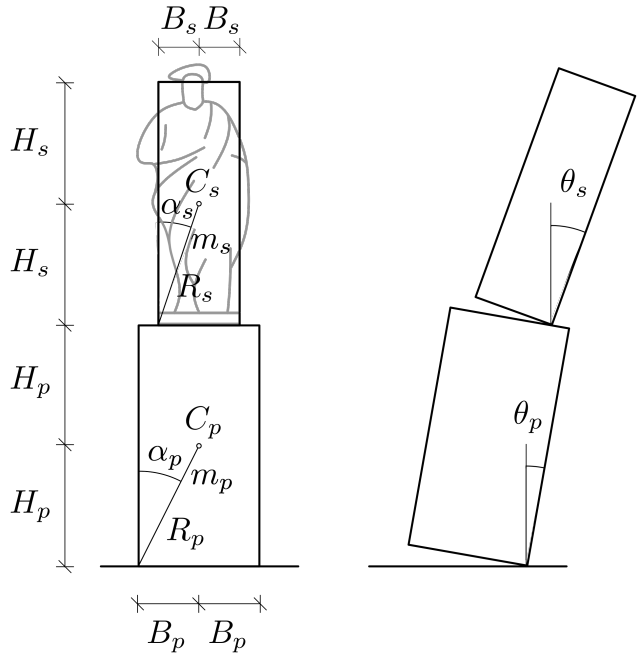


Fig. 4.1: Geometric characteristics of the two-rigid block system

Under horizontal ground excitation the two-rigid block system may translate with the ground motion, slide, rock or slide and rock according to Shenton (1996). This depends on the form, magnitude and duration of seismic excitation. Considering typical historic interconnections between the blocks as well as between the supporting ground, it is assumed that the coefficient of friction is sufficient to prevent sliding between the blocks and the ground. In Central European countries historic statues and pedestals are usually made of natural stone and are interconnected by a cuboid dowel also made of natural stone, ensuring there is neither sliding or twisting between the statue and pedestal nor between the pedestal and the supporting ground.

4.3.2 Rocking patterns

When focusing on overturning instability of two-rigid block systems, it is of paramount importance to determine the particular rocking pattern, which leads to a critical instability state under the considered seismic excitation. The system's two degrees of freedom, namely, θ_s and θ_p, are the blocks' rotation angles (statue and pedestal) with respect to the vertical. The highly nonlinear equations of motion of two-rigid block system are established in Psycharis (1990) and Kounadis et al. (2012).

When the system is subjected to seismic excitation, it may follow eight possible rocking patterns shown in figure 4.2. Pattern A and B represent a 2-DOF system response and differ only in the direction of the block rotations. Patterns C and D involve a single-degree

of freedom (SDOF) system response. In particular, pattern C reflects the motion of the block assembly as one rigid structure and pattern D describes the case where only the top block rotates. The four mentioned patterns are subdivided into two subcases taking into account opposite angle signs.

Assessing the overturning state of the system is complex because overturning resistance cannot be described with only one of the eight aforementioned rocking patterns. From the beginning of the excitation up to the critical state, the response of the two-rigid block system is governed by different rocking patterns. Regardless of the waveform of the seismic excitation the rocking state is initiated by pattern C or (C) and then may be followed by either of the six remaining rocking patterns (Kounadis et al., 2012). Finally, if the excitation is sufficient, the collapse of two-rigid block systems is initiated by the upper block, which leads an escaped motion.

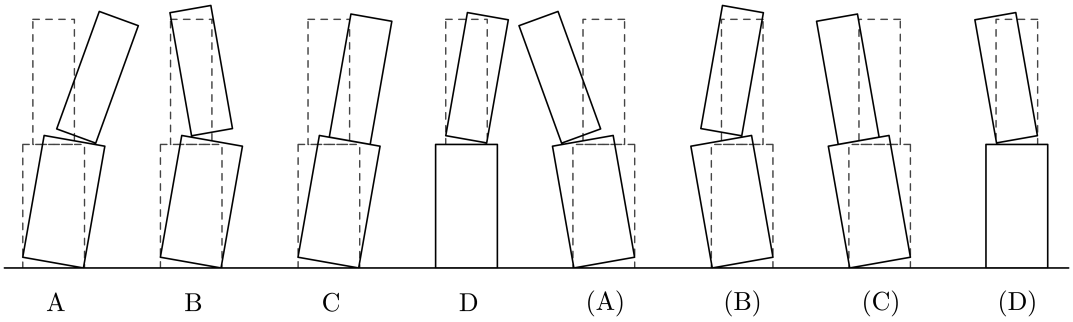


Fig. 4.2: Possible rocking patterns of the two-rigid block system

4.4 Shake table test program

4.4.1 Design and construction of experimental test specimen

Our study is based on the experimental investigation of freestanding rooftop statue-pedestal systems with idealized test specimen. These freestanding non-structural components were designed as two-rigid block systems as described in the previous section and their chosen geometry reflects typical statue-pedestal systems. The range of the idealized systems allows for conclusions to be drawn about systems in real life. Rectangular cuboids glued from $19mm$ wooden (MDF) plates were used as test specimens, which behave as rigid blocks. Table 1 provides a generalized compilation of the investigated statue and pedestal blocks. The individual double symmetric blocks are characterized by height of the center of mass, H, width of the center of mass, B, slenderness, α, mass, m, semidiagonal or rocking radius, R and the size parameter p. In addition, the slenderness $\alpha = \tan^{-1}(B/H)$

describes the aspect ratio of the block. The minimum horizontal ground acceleration $\ddot{a}_g(t)$ needed to initiate a rocking motion can be determined from static analysis, which yields that $\ddot{a}_g(t) > \tan\alpha$. Note that S3 is the most slender statue and P3 the most slender pedestal. The size parameter or the frequency parameter p, proposed for a rigid body rocking formulation by Housner (1963) is an indicator of a structure's rocking resistance. For a rectangular block $p = \sqrt{3g/4R}$, where g is the acceleration due to gravity. It hence follows that the larger the block (described by R), the smaller p. Summarizing Housner's important findings, it can be noted: (a) the larger of two similar blocks (same slenderness) can resist horizontal excitation that will overturn the smaller block; (b) considering two amplitude pulses with identical acceleration the one with longer duration is more likely to induce overturning of a rigid block. Two types of freestanding structures, constituting a

Tab. 4.1: Properties and parameters of the individual experimental specimens

no.	type	ID	description	$2H$ [cm]	$2B$ [cm]	R [cm]	m [g]	α [rad]	p [1/s]
1	statue	S1	squat	37.2	12.4	19.61	2172	0.32	6.13
2	statue	S2	mid	49.6	12.4	25.56	2790	0.24	5.36
3	statue	S3	tall	62.0	12.4	31.61	3456	0.20	4.82
4	pedestal	P1	squat	20.8	18.4	13.84	2300	0.72	7.28
5	pedestal	P2	mid	36.8	18.4	20.57	3648	0.46	5.98
6	pedestal	P3	tall	55.2	18.4	29.09	5159	0.32	5.03

1-DOF and a 2-DOF system, were tested in the experimental campaign. First the minimum amplitude of acceleration yielding overturning of the three statues S1, S2 and S3 was determined. Second the statues were combined with the pedestals P1, P2 and P3. This resulted in a total of 12 configurations for the tests program, illustrated in figure 4.3.

4.4.2 Block interconnection design

As mentioned before, the test specimen may translate with the ground motion, slide, rock or slide and rock under horizontal ground acceleration according to (Shenton, 1996). In order to simulate real life conditions where a dowel prevents sliding and twisting between the blocks as well as the ground, we developed a pin joint for the interconnection between the shake table plate and the pedestal-statue interface. We glued aluminium rods with 4 mm diameter with an epoxin resin on the bottom plate of the blocks, which were then embedded in adjustable milled POM-C joints. The milled joints were adjusted precisely for each test with two screws, which is shown in figure 4.4 in detail. This ensured a perfectly

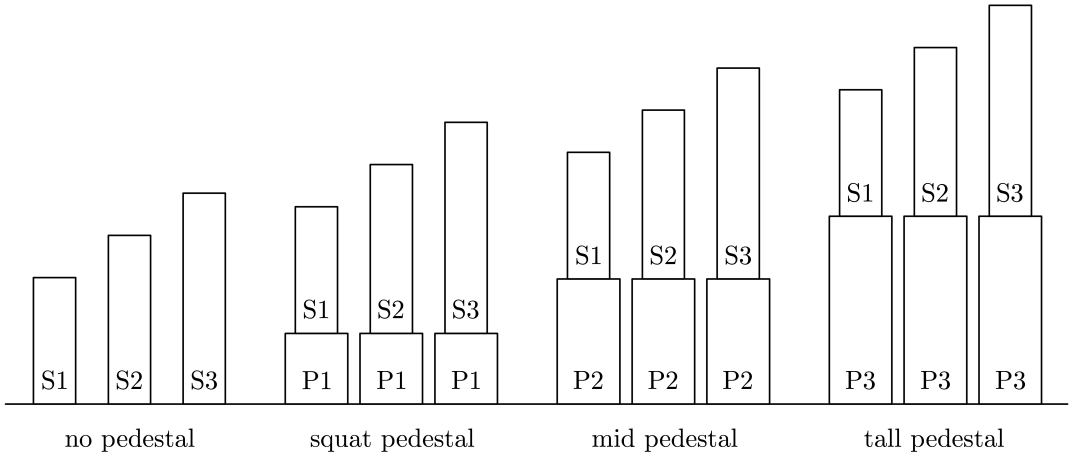


Fig. 4.3: Overview of the test specimen configurations

balanced rocking response. This pin joint interconnection allowed rocking motion but prevented sliding and twisting of the rigid blocks. The blocks rocked only in one direction as a freestanding block and our setup ensured that the rocking of the blocks continued smoothly from rod to rod.

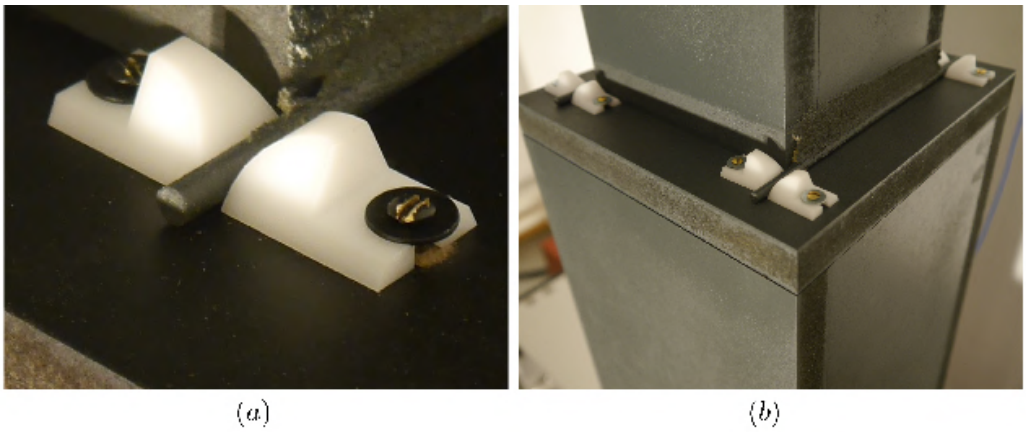


Fig. 4.4: Test specimen interconnection: (a) close-up view pedestal-ground plate; (b) statue-pedestal

4.4.3 Experimental setup

A series of shake table tests were conducted using a uni-axial shake table at TU Wien, Austria. The shake table was driven by an electrodynamic linear actuator. The table has a vertical load capacity of 150 N and a frequency range form 0.5 Hz to 200 Hz. The dimensions of the shake table platform are $0.30 \cdot 0.20$ m. Illustrations of the experimental test setup are shown in figure 4.5 and the mechanical setup atop the actuator consisted of: a fixed MDF ground plate, four pedestal pin joints, a pedestal specimen, four statue

pin joints, a statue specimen and a catch system to prevent total collapse of the test configuration. Prior to each testing campaign the interfaces were dusted to maintain consistent boundary conditions. Figure 4.5(a) shows the uni-axial shake table, which was founded with two U 200 steel beams and the fixed MDF ground plate. Figure 4.5(b) shows the test setup with the statue-pedestal configuration S1-P2 and the catch system, made of a steel chain in the upper part and a rope at the bottom. It was designed in a way not to affect the dynamic response of the rocking blocks. A frontal view of another test specimen configuration (S2-P2) is illustrated in figure 4.5(c) and overturning is shown in figure 4.5(d).

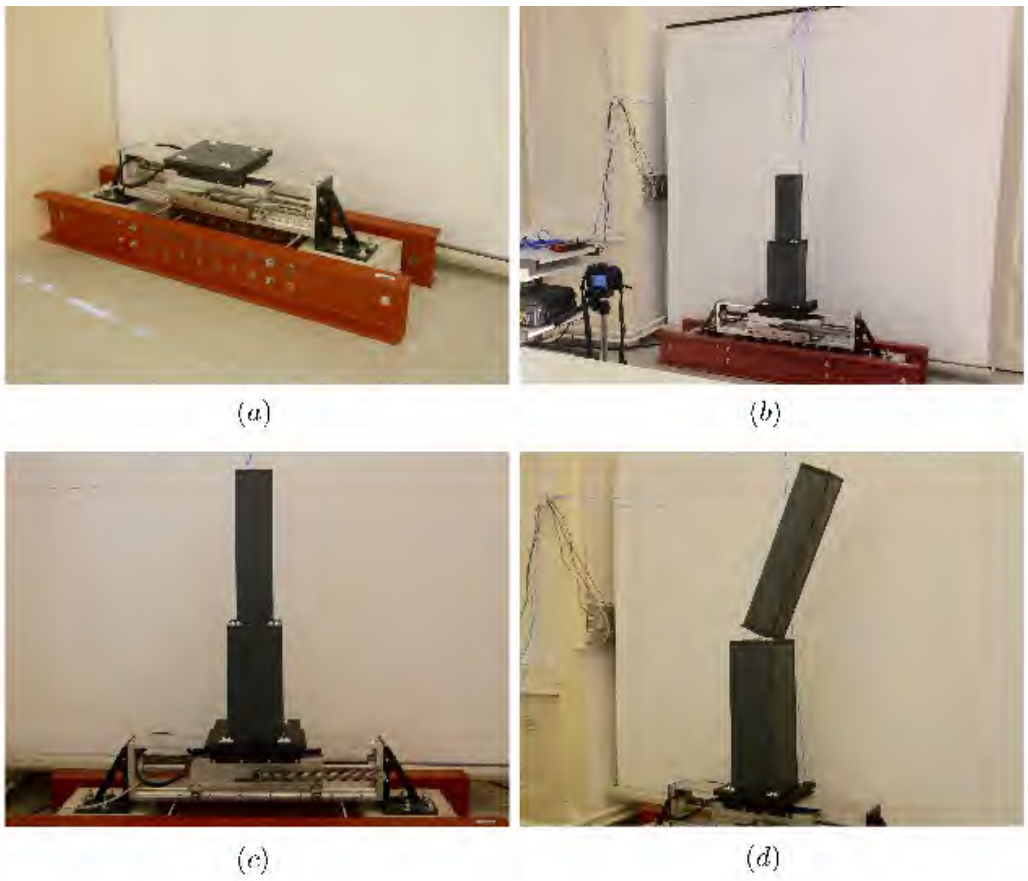


Fig. 4.5: Experimental setup: (a) uni-axial shake table with the attached ground plate; (b) overview of the test setup with the catch system above the test configuration S1-P2; (c) frontal view of the test configuration S2-P2; (d) overturning

4.4.4 Instrumentation

A system of tri-axial, high sensitivity accelerometers was used for monitoring data describing the motion of the shake table and the responses of the tested structures. The accelerometers were attached directly to the components. Details of the data monitoring system are shown

in figure 4.6. Acceleration was recorded on ground plate and at the centre of mass of each rigid block. The accelerometers were attached to the back of the test specimens and were connected with sagged cables in order to avoid a potential fall. Signal recording worked wirelessly. The monitoring system was designed to limit the possible influence on the response of the specimens. The main data obtained with the monitoring system were accelerations in the direction of the uni-axial excitation.

(a) (b)

Fig. 4.6: Data monitoring system: (a) attached accelerometers at the back of the test specimens; (b) wireless monitoring system and camera for documentation

4.4.5 Selected ground excitation

We chose four different earthquake records as input for our shake table test. Because of their characteristics regarding pulse like motion, duration of strong shaking and frequency content we selected: Friuli 1976 (FR), Kobe 1995 (KO), Loma Prieta 1989 (LO) and Northridge 1994 (NO). Our twelve configurations were first subjected to seismic excitation at ground level. In the second part of the shake table tests the twelve configurations were exposed to horizontal rooftop floor accelerations (RFA) of two typical masonry structure types. The complete selection of acceleration time histories including ground motions is shown in figure 4.8.

4.4.6 Rooftop floor acceleration of the structure models

As mentioned above, we considered overturning instability of historic rooftop statue-pedestal systems, not only on ground level but also on rooftop level of two typical historical structures considering RFA. Since the floor acceleration at a particular level of the building depends on the dynamic characteristic of the structure, it cannot be generalized as a function of height. For our study, two structures representing a typical shear wall of a historic 3- (W1) and 5-storey (W2) building were considered (figure 4.7). The inter-storey

height was assumed with 4 m. Both structures were modelled to respond elastically to the applied seismic excitations. Numerical models were developed in *ANSYS 18* using a 2D model for the walls. Both shear walls were modelled as flexible diaphragm, which act as independent cantilever systems. The structural models are regular in height and the height-to-base (H/B) wall slenderness ratio for the shear wall structure W1 is 1.0 and for W2 is 1.67. The mass m of each floor was assumed to be 60 t. The Modulus of elasticity was set at 850 N/mm^2 for our calculations. The natural frequency f_1 for structure W1 is 1.35 Hz and for structure W2 it is 2.84 Hz.

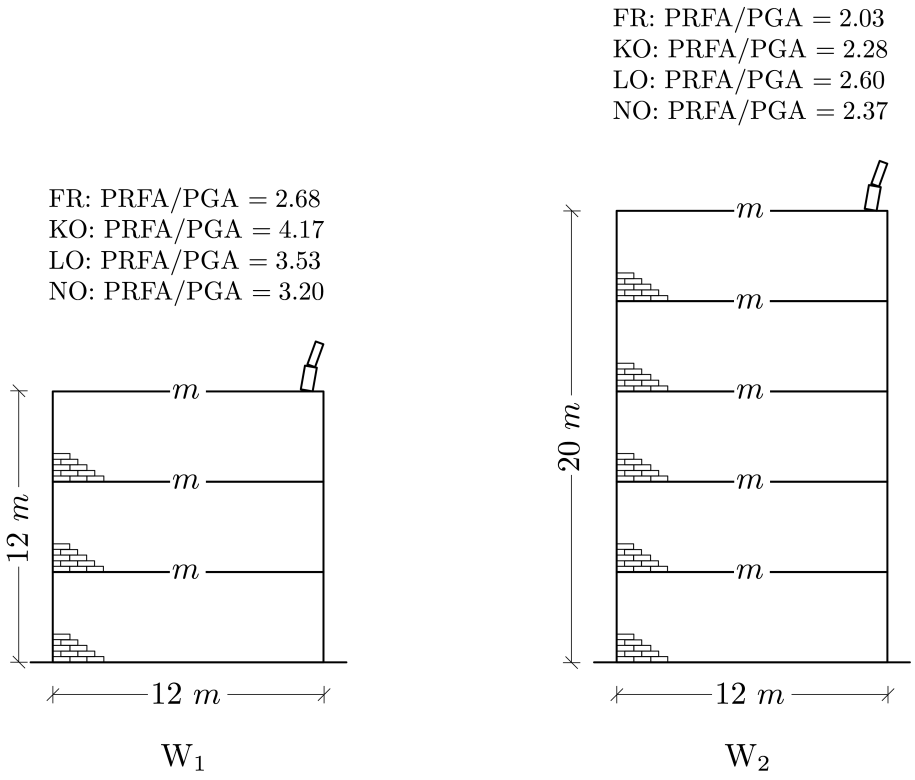


Fig. 4.7: Structure models W1 and W2 and values of the rooftop acceleration amplification described by PRFA/PGA

In general, the ground acceleration becomes amplified on rooftop. The amplification of the structure models is given with the relation between the peak rooftop floor acceleration (PRFA) and the peak ground acceleration (PRFA/PGA). The values of the amplifications for each considered excitation are offered in figure 4.7 above the schematic structure models.

Floor accelerations computed atop the structures were then used as input motions in the experimental campaign. Results of the calculated floor motions for the 3- and 5-storey structures and the subjected seismic excitation are presented in figure 4.8. The first column shows the aforementioned selected normalized input ground excitations. The second and third columns illustrate the normalized RFA response for the structures W1 and W2.

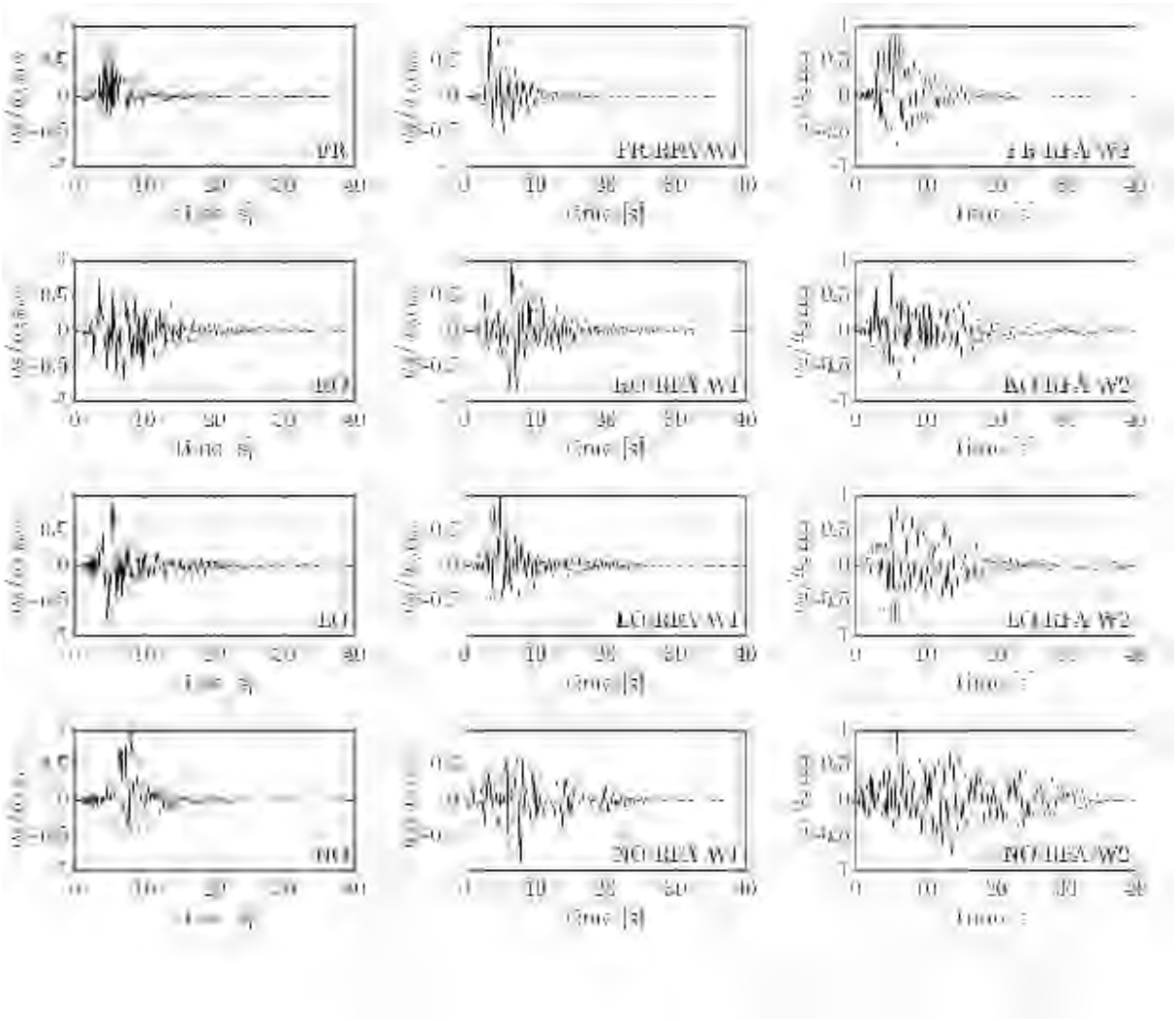


Fig. 4.8: Normalized acceleration time histories: first column shows the seismic excitation on the ground (FR, KO, LO, NO); second column shows the rooftop floor acceleration RFA for structure W1; second column shows the rooftop floor acceleration RFA for structure W2

4.4.7 Repeatability and testing process

Early studies of Aslam et al. (1980) and Mouzakis et al. (2002) on rocking response of rigid bodies showed that identical tests produced different results. This was explained by the butterfly effect, which is a minute perturbation that can cause significant impact on the rocking motion. However, ElGawady et al. (2011) showed in his experimental campaign that free rocking tests were repeatable for both aspect ratios and initial rotational amplitude ratios. It is assumed that the tests produce symmetric rocking response and that imperfections in the test specimens are insignificant.

To evaluate the repeatability of our testing campaign, the selected ground motion causing rocking was repeated for the single block configurations. Symmetry and repeatability of

the rocking response was observed. To verify the repeatability of overturning instability, the ground acceleration was increased. The followed trials resulted in overturning at the same amplitude of horizontal acceleration. Analogous test were conducted to evaluate the repeatability of the rocking response of the two-rigid block system for each configuration. We found that repeatability of rocking motion and overturning resistance was given for all configurations. It needs to be mentioned that the rocking response generally is highly sensitive to the adjustment of the interconnections.

The test program was established based on these findings. To identify the maximum acceleration amplitude where the system is stable, it had to resist overturning three times in a row. Starting with an arbitrary acceleration amplitude of the input motions, the acceleration amplitude was decreased in case of overturning and increased in case of resistance until the limit state was determined.

4.5 Results and interpretation

4.5.1 Influence of pedestal geometry

To understand the influence of a pedestal regarding its presence and different geometries, four variations were considered in the experimental campaign. We began by testing the statues S1 (squat), S2 (mid) and S3 (tall) as single-rigid block configuration to obtain benchmark values. These values were compared with results of the two-rigid block configurations with the pedestals P1 (squat), P2 (mid) and P3 (tall). In order to first understand the influence of a rigid pedestal, the maximum acceleration capacity $a_{\max}$ of the subjected input motions was plotted for all tested configurations in figure 4.9. In these plots, the maximum acceleration capacity for the ground excitation is provided in the first column. In the second and third column the maximum acceleration capacity for the two floor motions of the structures W1 and W2 are presented. The data markers correspond to the tested statues. The pedestal types (no, squat, mid and tall pedestal) are defined along the x-axes, the results of the maximum acceleration capacity $a_{\max}$ are plotted on the y-axes. When the acceleration capacity $a_{\max}$ is exceeded, overturning of the statue occurs. In general the results show that when a pedestal is present, the acceleration capacity usually decreases but in some configurations increases. Referring to the first plot in which the Friuli (FR) earthquake was applied, it can be observed that the overturning resistance of the squat pedestal configuration was significantly higher than that of the no pedestal configuration. This observation is noticeable for other configurations and input motions as when it is noteworthy that even for the most slender configuration, S3-P3, the maximum overturning resistance is higher compared to the single-rigid block configuration under the RFA response of structure W2.

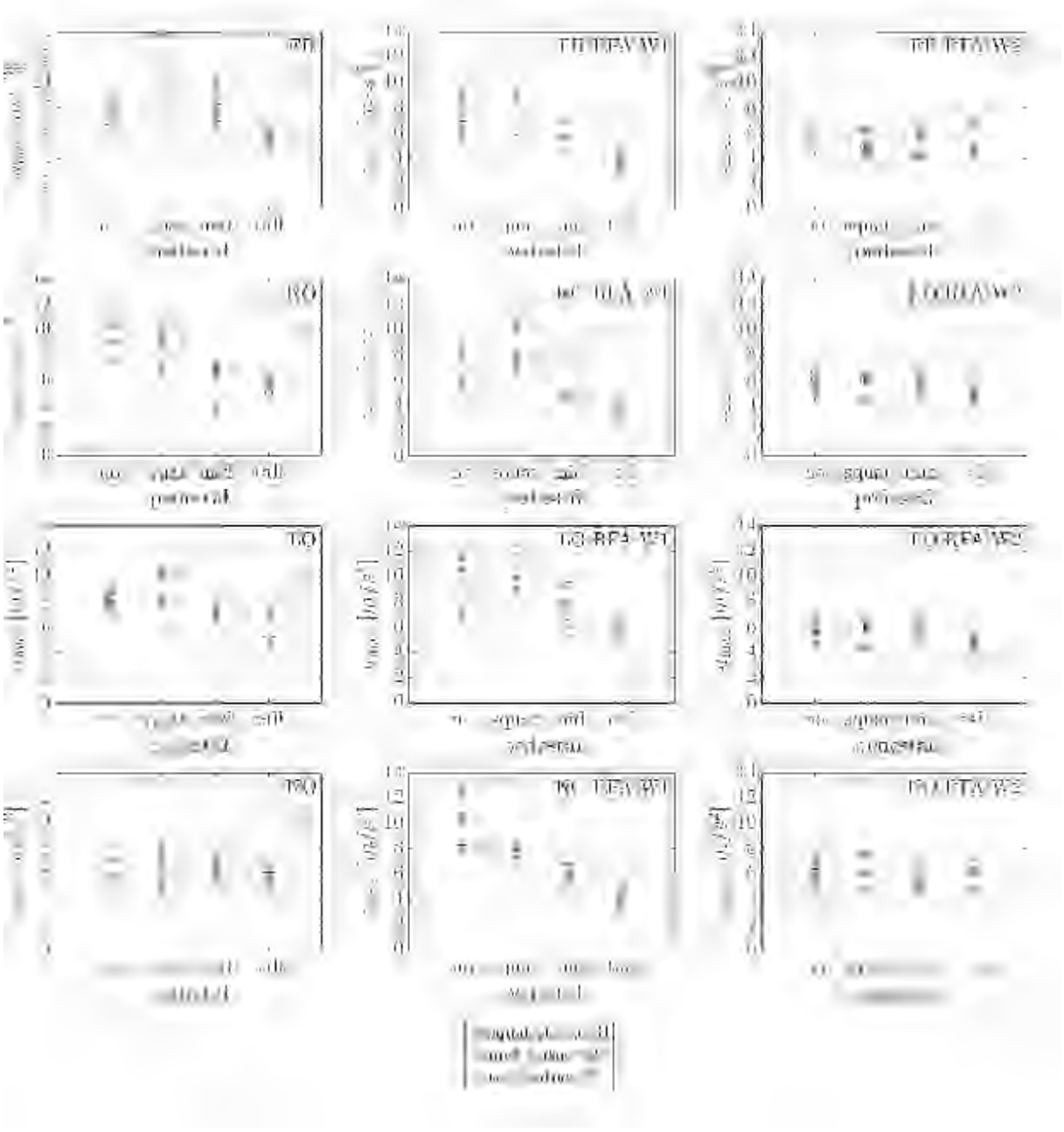


Fig. 4.9: Results of the maximum acceleration for all tested configurations

Figure 4.10 shows the maximum acceleration capacity $a_{\max}$ of the configurations with and without pedestal, from which can be concluded that the ability for increasing maximum acceleration capacity $a_{\max}$ decreases with a taller pedestal. Each plot includes a 1-to-1 line to aid evaluating trends. While 15 out of 36 configurations with a squat pedestal are more stable than no pedestal single-rigid block configurations, thus holds true for only 1 out of 36 with a tall pedestal.

Fig. 4.10: Distribution plot: maximum acceleration of the configurations with and without pedestal

4.5.2 Overturning assessment of two-rigid block structures

To assess the vulnerability of rocking blocks to simple input signals or earthquakes, overturning curves are used. The overturning curves separate the unsafe areas (upper areas) from the safe areas (lower areas) where overturning of the rocking structures occurs or can be prevented (figure 4.11). In figure 4.11 the block size of the statues S1, S2 and S3 is defined along the x-axes with the frequency parameter p and the maximum acceleration is described with a_g/a_{max} along the y-axes, where a_g is the value of the peak ground acceleration and a_{max} the maximum acceleration capacity of the considered configuration. Analogous to figure 4.9 the three columns represent the installation position of the statue-pedestal system, freestanding on ground floor, on structure W1 and on structure W2. Column 2 of figure 4.11 shows with reasonable accuracy that the influence of the pedestal on the maximum acceleration a_g/a_{max} increases for the RFA response of the masonry structure W1. This is obtained by the scattering of the results. Column 3 of figure 4.11, however, shows that the influence of the pedestal on the maximum acceleration a_g/a_{max} significantly decreases for the masonry structures W2. This is an important finding of our testing campaign. The trend we identified shows that for assessing vulnerability of the statue-pedestal system at rooftop level, the system may be reduced to the statue without the pedestal for the slender masonry structure W2.

Furthermore, the rooftop floor amplification (PRFA/PGA) of the structures W1 and W2 was included in the results given in figure 4.12 to identify particularly susceptible supporting structures which cause overturning of two-rigid block systems. Figure 4.12 provides an illustrative overturning assessment plot for each tested statue-pedestal system. The overturning limit state is herein defined by the maximum acceleration capacity of the statue-pedestal system a_{max} divided by the maximum acceleration capacity of the

statue $a_{\max,S_i}$ without a pedestal ($a_{\max}/a_{\max,S_i}$). A distinction of the seismic excitation is provided by different bars in the plots.

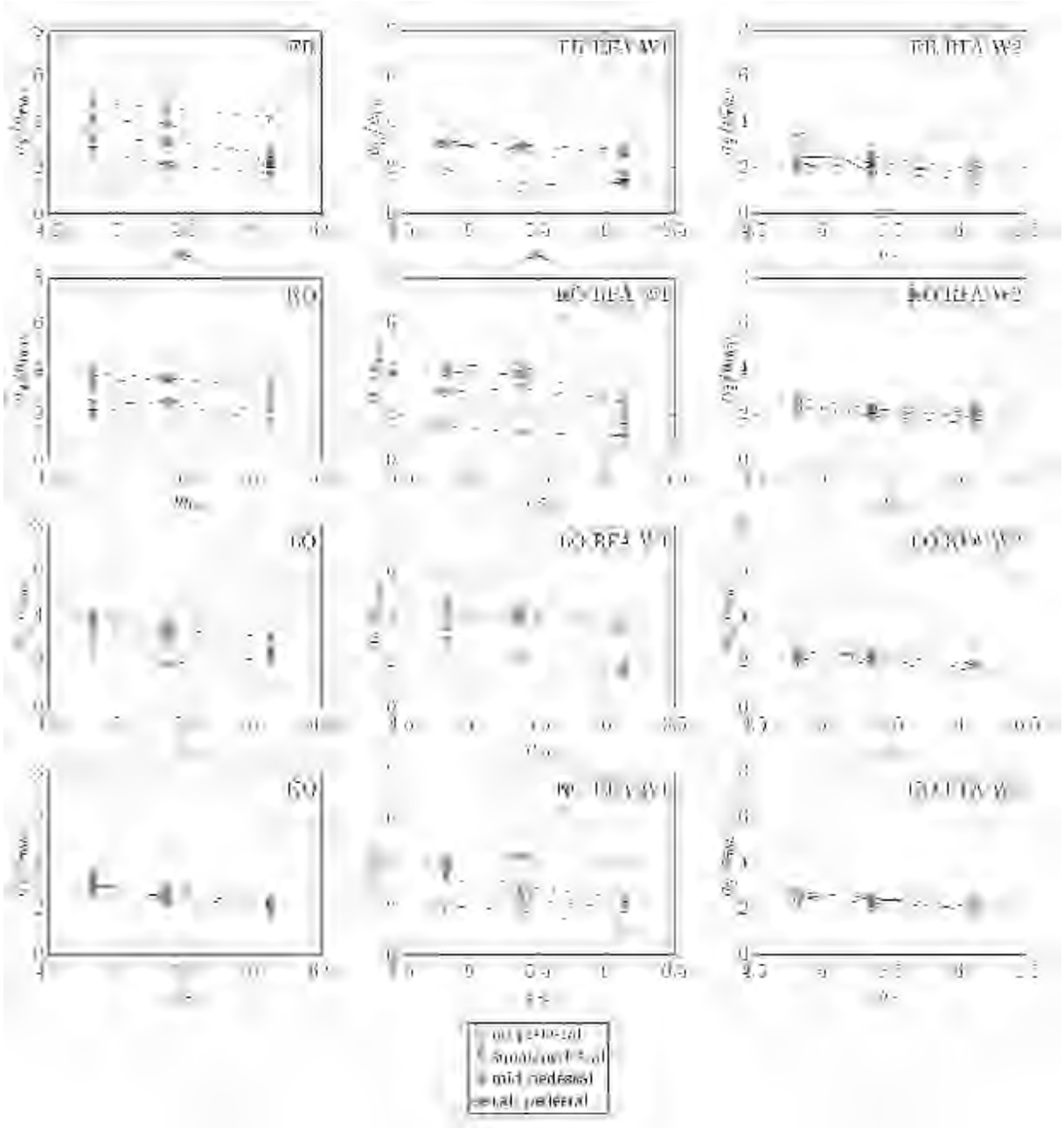


Fig. 4.11: Overturning curves: separation of safe (below) and unsafe (upper) areas

The overturning assessment plots allow a direct comparison of the overturning resistance of statue-pedestal systems (two-rigid blocks) relative to the overturning resistance of the supported statues freestanding atop without a pedestal (single-rigid block systems) regarding the installation location. Our results show that the overturning resistance generally decreases when systems are installed on rooftop level of the structures W1 and W2. Despite our first assumption that the overturning resistance decreases when installed

on slender structures, our results show that overturning resistance of two-rigid block systems increases on the slender structure W2.

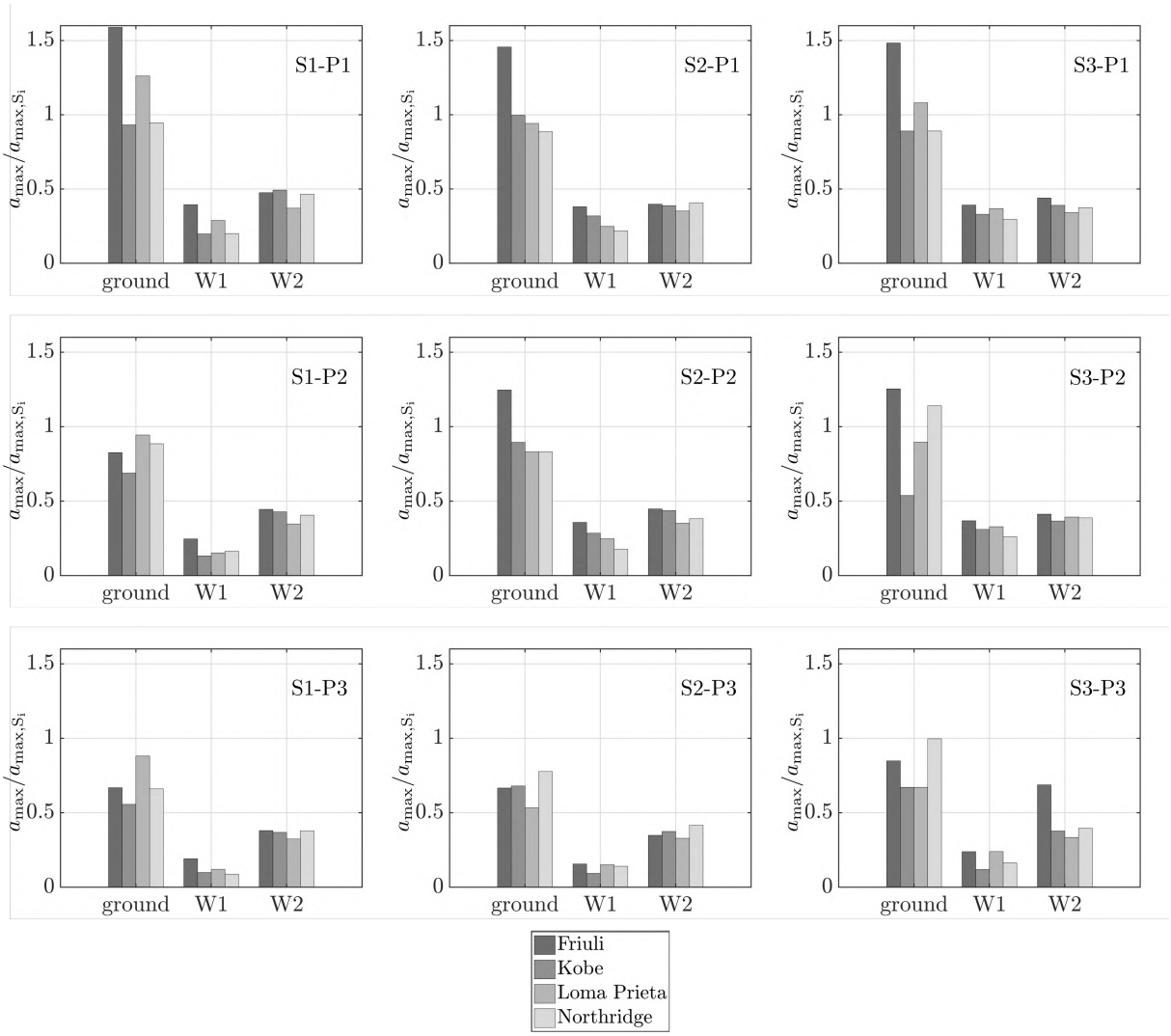


Fig. 4.12: Overturning assessment plot of the tested two-rigid block configurations (statue-pedestal) relative to the supported single-rigid block (statue) including floor amplification

4.6 Conclusion

Freestanding systems of unattached statue-pedestal systems constituting a two-rigid block are particularly vulnerable to earthquake events. For assessing the vulnerability of these block structures regarding overturning, experiments were conducted for understanding the complex dynamic interactions. An extensive shake table campaign was presented in this paper to complement the limited prior test results. Our study extends previous findings on two-rigid block structures, and also considers rooftop floor acceleration of

two supporting primary structures. Twelve test specimen configurations with different statue and pedestal geometries were considered including statues not supported by a pedestal. The experimental campaign was conducted on a uni-axial shake table at the TU Wien, Austria. The acceleration response of the shake table and the test specimens was continuously recorded with tri-axial accelerometers. Noting that the test setup with our developed interconnection pin joints provided a symmetric rocking response based on the assumption of sufficient friction. Repeatability of rocking response and overturning resistance was observed, which confirms findings in the experimental study of ElGawady et al. (2011). In summary, the following key findings were obtained in this paper:

- Our results show that statues are more likely to overturn when standing atop a pedestal. Further, a more slender pedestal decreases the maximum acceleration capacity. However, there were some statue-pedestal systems where a significantly increased maximum acceleration capacity was observed. This confirms the finding of Wittich und Hutchinson (2017).
- We also found that the effect of a pedestal significantly decreases for the rooftop floor acceleration response of a typical old slender masonry wall. In this case, the assessment of overturning resistance of two-rigid block statue-pedestal systems may be reduced to the statue as a single-rigid block.
- Finally, we found that the overturning resistance of statue-pedestal systems generally decreases when installed on rooftop level compared to floor level. However, we observed that the more slender of two primary structures leads to a higher overturning resistance of rooftop statue-pedestal systems.

A

Anhang

Publikationsliste
Abbildungsverzeichnis
Tabellenverzeichnis
Literaturverzeichnis

Publikationsliste

Zeitschriftenartikel

A. Rudisch, V. Dunjic, A. Kolbitsch: „Historische Zierelemente unter Erdbebenbeanspruchung – State of the Art“; Bauingenieur, 91, (2016), 10, S. 14–22.

A. Rudisch, V. Dunjic, A. Kolbitsch: „Investigation of horizontal floor acceleration in historic masonry buildings“; Mauerwerk, 21 (2017), 6, S. 348–356.

V. Dunjic, A. Rudisch, A. Kolbitsch: „Der Zweifeld-Schubversuch – Eine praxistaugliche Methode zur versuchsgestützten Bemessung der Schubtragfähigkeit von Bestandsmauerwerk“; Mauerwerk, 20 (2016), 5, S. 381–387.

V. Dunjic, A. Rudisch, V. Wittner, B. Malcher, A. Kolbitsch: „Determining the ultimate load of historic masonry arches by using eccentricity charts“; Mauerwerk, 21 (2017), 2, S. 90–101.

Beiträge in Tagungsbänden

A. Rudisch, V. Dunjic, A. Kolbitsch: „In-situ Prüfverfahren zur Bestimmung der Schubtragfähigkeit von Bestandsmauerwerk“; in: „Altbausanierung 11“, Beuth Verlag GmbH, 2016, (eingeladen), ISBN: 978-3-410-26720-1, S. 213–223.

Vorträge und Posterpräsentationen (mit Tagungsband-Eintrag)

A. Kolbitsch, A. Rudisch: „Sanierung 4.0 und die zukünftigen formalen Randbedingungen“; Vortrag: 26. Wiener Sanierungstage, Wien (eingeladen); 26.04.2018 - 27.04.2018; in: „26. Wiener Sanierungstage. Altbau reloaded – Sanierung im 21. Jahrhundert“, (2018), S. 1–6.

A. Rudisch: „Seismic Demands on Freestanding Historic Façade Components“; Poster: Young Engineers Colloquium Munich 2018, München; 13.04.2018; in: „Young Engineers Colloquium Munich 2018“, (2018), S. 74–75.

A. Rudisch, T. Buchner, A. Kolbitsch: „Seismic Performance Of Historical Façade Elements – Hazard Assessment“; Poster: Vienna Young Scientists Symposium 2017 (VSS 2017), Vienna, Austria; 01.06.2017 - 02.06.2017; in: „VIENNA young SCIENTISTS SYMPOSIUM“, (2017), ISBN: 978-3-9504017-5-2, S. 22–23.

Vorträge und Posterpräsentationen (ohne Tagungsband-Eintrag)

A. Rudisch: „Bautechnik für Hausverwalter – Grundlagenseminar Teil 2“; Vortrag: Bautechnik für Hausverwalter – Grundlagenseminar, Wien (eingeladen); 12.04.2018.

A. Rudisch: „Determining Seismic Demands On Historic Façade Components Using Multiplas“; Poster: 15. Weimarer Optimierungs- und Stochastiktage, Weimar, Deutschland; 21.06.2018 - 22.06.2018.

Diplom- und Master-Arbeiten (eigene und betreute)

G. Dornhecker: „Vereinfachte Anwendung des Eurocodes 1“; Betreuer/in(nen): A. Kolbitsch, A. Rudisch; E206/4 Institut für Hochbau und Technologie, 2017; Abschlussprüfung: 20.10.2017.

S. Rammelmüller, L. Kaissl: „Eurocode Vereinfachungen: Einfache Stahlbauten im Hochbau“; Betreuer/in(nen): A. Kolbitsch, A. Rudisch; E206/4 Institut für Hochbau und Technologie, 2017; Abschlussprüfung: 24.11.2017.

A. Rudisch: „Entwicklung eines in situ Schubversuchs zur Beurteilung der Schubtragfähigkeit von Mauerwerksscheiben im Bestand“; Betreuer/in(nen): A. Kolbitsch, V. Dunjic; E206/4 Institut für Hochbau und Technologie, 2015; Abschlussprüfung: 27.11.2015.

Wissenschaftliche Berichte

V. Dunjic, A. Rudisch, A. Kolbitsch: „Zweischubfeldversuch. Ein in-situ Prüfverfahren zur Bestimmung der Schubtragfähigkeitseigenschaften von Bestandsmauerwerk“; Bericht für Bundesverband Feuchte und Altbausanierung; 2016; 28 S.

A. Kolbitsch, V. Dunjic, A. Rudisch, G. Kidery, M. Höflinger, S. Hackl, N. Siencnik: „Endbericht Machbarkeitsstudie – Untersuchungen von Bestandsmauerwerk und Dippelbaumdecken an einem Wiener Gründerzeithaus“; Bericht für FFG; 2014; 24 S.

A. Rudisch, M. Nowotny, A. Kolbitsch: „Seismische Systemidentifikation historischer Attikafiguren. Dynamische In situ Versuche am Naturhistorischen und Kunsthistorischen Museum Wien“; Bericht für Burghauptmannschaft Österreich; 2018; 15 S.

Abbildungsverzeichnis

1.1 *Definition der Forschungsziele und Lösungsstrategien* 3
1.2 *Frontalansicht – Naturhistorisches Museum Wien (Autor, 2017)* 4
1.3 *Attikafiguren auf dem Naturhistorischen Museum Wien – Blickrichtung Wiener Rathaus (Autor, 2017)* 5
1.4 *(links) Demontierte Attikafiguren des Hauses der Ingenieure; (rechts) Sockeldetail der abgesägten Figur samt abgesägtem Steinzapfen (Autor, 2017)* 6
1.5 *Herabgefallene Teile der Balustrade des Hauptgebäudes der Universität Wien am 16.04.1972 (W. Eppensteiner, 1972; ZAMG, 1972)* 7
1.6 *Schematischer Überblick der angewendeten Methoden* 9
1.7 *Digitaler Probekörper ($b \cdot h \cdot t = 90 \cdot 45 \cdot 30$ cm) unter kombinierter Beanspruchung – multiPlas Materialmodell* 11
1.8 *(links) Einmassenschwinger versus (rechts) schwingender Starrkörper* . . . 13
1.9 *Auszug Publikation 1 – Übertragungsfaktoren der einwirkenden Bodenbeschleunigung in Bodennähe $z = 0$ und Dachhöhe $z = H$ für das Periodenverhältnis $T_a/T_1 \sim 0$ (Rudisch et al., 2016)* 15
1.10 *Auszug Publikation 1 – Versagenseinhüllende: Begrenzt durch die maximalen Beschleunigungskapazitäten zufolge Kippen $a_{ot,Rd}$ und Gleiten $a_{sl,Rd}$ (Rudisch et al., 2016)* 16
1.11 *Auszug Publikation 2 – Simulation des hysteretischen Verhaltens des kalibrierten Materialmodells (Rudisch et al., 2017)* 17
1.12 *Auszug Publikation 2 – Verteilung der absoluten Verstärkung Ω der horizontalen Stockwerksbeschleunigungen für eine 5-stöckige Schubwand aus Mauerwerk (Rudisch et al., 2017)* 18
1.13 *Auszug Publikation 3 – (a) Einaxialer Shake-Table; (b) Überblick des Test-Setups; (c) Frontalansicht einer Probekörper Konfiguration; (d) Kippversagen* 19
1.14 *Auszug Publikation 3 – Beurteilung des Kippwiderstandes von Statuen-Podest Systemen: Konfiguration S2-P3* 20

2.1 *Auftreten von Schadenbeben in Österreich ZAMG* 25
2.2 *Frontalansicht des Maria- Theresien-Hofs, erbaut 1884/85 (Währingerstraße 2-4, 1090 Wien), nach einem zeitgenössischen Stich (Koller-Glück und Zdrazil, 1983)* 26
2.3 *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 $T_a/T_1 \to \infty$* 34
2.4 *Resonanzfunktionen mit den jeweiligen Vergrößerungen a_p in Abhängigkeit des Periodenverhältnisses T_a/T_1 (Meskouris et al., 2011)* 36

2.5 *Beispiel einer typischen Ziervase (Brausewetter, 1895):* $\lambda = h_s/b_s = 47,88/19 = 2,52$ 39
2.6 *Versagenseinhüllende: Begrenzt durch die maximalen Beschleunigungskapazitäten zufolge Kippen* $a_{\mathrm{ot,Rd}}$ *und Gleiten* $a_{\mathrm{sl,Rd}}$ 41

3.1 *Untersuchungsbedarf zur Bestimmung der resultierenden Stockwerksbeschleunigung (Rudisch et al., 2017)* 45
3.2 *Grundriss eines typischen gründerzeitlichen Wohnhauses (Krakora und Bauer, 2014) mit der Feuermauer W1, den Zwischenwänden W2 und W3 sowie der Fassadenmauer W4 (links); Aufriss des diskretisierten Ersatzsystems [cm] (rechts), (Rudisch et al., 2017)* 46
3.3 *Vergleich zwischen in situ-Schubversuchen und numerischer Simulation mit multiPlas (Rudisch et al., 2017)* 48
3.4 *(li) Rissbild aus Versuch V1 und (re) plastische Vergleichsdehnungen der Simulation (Rudisch et al., 2017)* 49
3.5 *Simulation des hysteretischen Verhaltens des kalibrierten Materialmodells (Rudisch et al., 2017)* 50
3.6 *Darstellung der synthetisch generierten Beschleunigungsantwortspektren für die Gefährdungslevels* $P_{50} = 95\%$, $P_{50} = 50\%$ *und* $P_{50} = 10\%$ *(Rudisch et al., 2017)* 51
3.6 *Darstellung der synthetisch generierten Beschleunigungsantwortspektren für die Gefährdungslevels* $P_{50} = 95\%$, $P_{50} = 50\%$ *und* $P_{50} = 10\%$ *(Rudisch et al., 2017)* 52
3.7 *Verteilung der absoluten Verstärkung* Ω *der horizontalen Stockwerksbeschleunigungen für die Tragelemente W1, W2a, W2b, W3a, W3b und W4 (Rudisch et al., 2017)* 54
3.7 *Verteilung der absoluten Verstärkung* Ω *der horizontalen Stockwerksbeschleunigungen für die Tragelemente W1, W2a, W2b, W3a, W3b und W4 (Rudisch et al., 2017)* 55
3.7 *Verteilung der absoluten Verstärkung* Ω *der horizontalen Stockwerksbeschleunigungen für die Tragelemente W1, W2a, W2b, W3a, W3b und W4 (Rudisch et al., 2017)* 56

4.1 *Geometric characteristics of the two-rigid block system* 62
4.2 *Possible rocking patterns of the two-rigid block system* 63
4.3 *Overview of the test specimen configurations* 64
4.4 *Test specimen interconnection: (a) close-up view pedestal-ground plate; (b) statue-pedestal* 65

4.5 *Experimental setup: (a) uni-axial shake table with the attached ground plate; (b) overview of the test setup with the catch system above the test configuration S1-P2; (c) frontal view of the test configuration S2-P2; (d) overturning* 66
4.6 *Data monitoring system: (a) attached accelerometers at the back of the test specimens; (b) wireless monitoring system and camera for documentation* . 67
4.7 *Structure models W1 and W2 and values of the rooftop acceleration amplification described by PRFA/PGA* 68
4.8 *Normalized acceleration time histories: first column shows the seismic excitation on the ground (FR, KO, LO, NO); second column shows the rooftop floor acceleration RFA for structure W1; second column shows the rooftop floor acceleration RFA for structure W2* 69
4.9 *Results of the maximum acceleration for all tested configurations* 71
4.10 *Distribution plot: maximum acceleration of the configurations with and without pedestal* 72
4.11 *Overturning curves: separation of safe (below) and unsafe (upper) areas* . . 73
4.12 *Overturning assessment plot of the tested two-rigid block configurations (statue-pedestal) relative to the supported single-rigid block (statue) including floor amplification* 74

Tabellenverzeichnis

1.1 *Gegenüberstellung der fundamentalen Eigenschaften des Einmassenschwingers und des schwingenden Starrkörpers nach (Makris und Konstantinidis, 2003)* 14

2.1 *Erdbeben, die in Wien und Niederösterreich seit 1972 Schäden an Gebäuden verursachten (ZAMG)* 25
2.2 *Druckfestigkeiten für typische Materialien aus dem 19. Jahrhundert (Kolbitsch, 2012)* 27
2.3 *Gegenüberstellung der Höhen- und Resonanzfunktionen* 33
2.4 *Verschiebungsduktilität μ_e bei Rissöffnung von 0,1 mm bis 0,4 mm – Tastversuch 1 bis 4 ($V_1 - V_4$)* 37

3.1 *Dynamische Charakteristika der betrachteten Schubwände* 47
3.2 *Materialparameter des kalibrierten Makromodells* 49
3.3 *Definition der Gefährdungslevels* 51

4.1 *Properties and parameters of the individual experimental specimens* 64

Literaturverzeichnis

Achs, G. und Adam, C. (2011). *Abschätzung der globalen Steifigkeitsänderung von Gründerzeithäusern zufolge bautechnischer Maßnahmen auf Grundlage von in-situ-Versuchen*, In: Erdbeben im Wiener Becken, VCE Holding Wien, S. 385–424.

Achs, G., Wenzel, H. und Adam, C. (2007). *Seismische Systemidentifikation urbaner Gründerzeithäuser auf Basis messtechnischer Untersuchungen*, D-A-CH Tagung der OGE.

Adam, C. und Fotiu, P. A. (2000). *Dynamic response of earthquake excited inelastic primary-secondary systems*, Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, Paper No. 0310.

Adam, C. und Heuer, R. (1999). *Experimentelle Untersuchungen von erdbebenerregten elasto-plastischen Tragwerksmodellen mit Sekundärkonstruktionen*, Vortragsband der Dreiländertagung D-A-CH.

AFPS (2011). *Guide méthodologique por la conception, l'installation et le diagnostic des équipements en zone sismique*, Association Française du G ´enie Parasismique.

Al Abadi, H., Paton-Cole, V., Gad, E., Lam, N. und Patel, V. (2017). *Rocking Behavior of Irregular Free-Standing Objects Subjected to Earthquake Motion*, Journal of Earthquake Engineering.

Arredondo, C., Jaimes, M. A. und Reinoso, E. (2017). *A Simplified Model to Evaluate the Dynamic Rocking Behavior of Irregular Free-Standing Rigid Bodies Calibrated with Experimental Shaking-Table Tests*, Journal of Earthquake Engineering.

Aslam, M., Fodden, W. G. und Scalise, D. T. (1980). *Earthquake rocking response of rigid bodies*, Journal of the Structural Division, ASCE 106 (ST2, Proc. Paper, 15182), 377–392.

Augusti, G. und Sinapoli, A. (1992). *Modeling the dynamics of large block structures*, Mechanica, 27, 195–211.

Bachmann, H. (1995). *Erdbebensicherung von Bauwerken*, Birkhäuser.

Brausewetter, A. (1895). *Das Bauformenbuch – Teil 1*, E. A. Seemann Leipzig.

Bucher, B. und Kolbitsch, A. (2017). *Assessing the value of built heritage in Vienna*, Prohitech'17 – 3rd International Conference on Protection of Historical Constructions, Lissabon, pp. 405–406.

Caliò, I. und Marletta, M. (2003). *Passive control of the seismic rocking response of art objects*, Engineering Structures 25, 1009–1018.

Chaudhuri, S. R. und Hutchinson, T. C. (2004). *Distribution of peak horizontal floor acceleration for estimating nonstructural element vulnerability*, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Paper No. 1721.

Daub, H. (1922). *Hochbau, 1. Band*, Franz Deuticke Leipzig und Wien.

Dhakal, R. P., Pourali, A., Tasligedik, A. S., Yeow, T., Baird, A., MacRae, G., Pampanin, S. und Palermo, A. (2016). *Seismic performance of non-structural components and contents in buildings: an overview of NZ research*, Earthquake Engineering and Engineering Vibration Vol.15, No.1.

Duma, G. (1988). *Seismische Mikrozonierung des Stadtgebietes von Wien*, Projekt des Bundesministeriums für Wissenschaft und Forschung und der Stadt Wien – Endbericht.

Dunjic, V. und Kolbitsch, A. (2017). *Shear resistance verification of late 19th century masonry according to EC 6 – State of the art*, Mauerwerk 21, 3, S. 179–187.

Dunjic, V., Rudisch, A. und Kolbitsch, A. (2016a). *The two-shearfield test – A suitable method for the empirical shear capacity design of masonry*, Mauerwerk 20, 5, S. 381–387.

Dunjic, V., Rudisch, A. und Kolbitsch, A. (2016b). *Zweischubfeldversuch. Ein in-situ Prüfverfahren zur Bestimmung der Schubtragfähigkeitseigenschaften von Bestandsmauerwerk*, Wissenschaftlicher Bericht für BuFAS Bundesverband Feuchte und Altbausanierung.

ElGawady, M. A., Ma, Q., Butterworth, J. W. und Ingham, J. (2011). *Effects of interface material on the performance of free rocking blocks*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 40, 375–392.

EN 1998-1 (2013). *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten*, Wien.

Flesch, R., Lenhardt, W. und Geier, R. (2005). *Schadensbeben in Österreich – Beurteilung bestehender Bauwerke*, Bautechnik, 82, Berlin.

Furtmüller, T. und Adam, C. (2011). *Numerische Modellierung des nichtlinearen Verhaltens von Mauerwerk in Gründerzeithäusern unter Normalkraft und Schub*, In: Erdbeben im Wiener Becken, VCE Holding Wien, S. 119–176.

Ganz, H. R. (1985). *Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub*, Dissertation, ETH Zürich, Nr. 7849.

Hogan, S. J. (1989). *On the dynamics of rigid-block motion under harmonic forcing*, Proceedings of the Royal Society of London, 425, 441–476.

Holtschoppen, B. (2009). *Beitrag zur Auslegung von Industrieanlagen auf seismische Belastungen*, Dissertation RWTH-Aachen.

Housner, G. W. (1963). *The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes*, Bulletin of the Seismological Society of America, 53(2), 403–417.

Hueber, F. (2005). *Farbgestaltung historischer Fassaden in Wien*, Studie für Magistratsabteilung 19 der Stadt Wien.

Igusa, T. (1990). *Response characteristics of inelastic 2-DOF primary- secondary systems*, Journal of Engineering Mechanics ASCE 116, Iss. 5, pp. 1160–1174.

International, M. (2011). *Field Investigation Report: 2011 Christchurch, New Zealand Earthquake*, Miyamoto International, Inc., Sacramento, California.

Irschik, H. und Ziegler, F. (1985). *Nonstationary random vibrations of yielding frames*, Nuclear Engineering and Design, 90(3), 357–364.

Ishiyama, Y. (1982). *Motions of rigid bodies and criteria for overturning by earthquake excitation*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 10(5), 636–650.

Jäger, W. und Bakeer, T. (2009). *Simulation of Masonry in ANSYS and LS-DYNA – The Features and Challenges*, ANSYS Conference and 27th CADFEM Users' Meeting 2009, Leipzig, Germany.

Kirchmayer, W., Kolbitsch, A. und Popp, R. (2016). *Dachgeschoßausbau in Wien*, Österreichverlag, Wien.

Kirkpatrick, P. (1927). *Seismic measurements by the overthrow of columns*, Bulletin of the Seismological Society of America, 17.

Koh, A. S., Spanos, P. D. und Roesset, J. (1986). *Harmonic rocking of rigid body block on flexible foundation*, Journal of Engineering Mechanics ASCE, 112(11), 1165–80.

Kolbitsch, A. (2012). *Assessment and retrofitting of façade elements of 19th century buildings*, 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa.

Konstantinidis, D. und Makris, N. (2005). *Seismic response analysis of multidrum classical columns*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 34, 1243–1272.

Kopf, F. (2011). *Dynamische Messung in Gründerzeithäusern - Methoden Analysen und Anwendung*, In: Erdbeben im Wiener Becken, 357–383.

Kopf, F. und Adam, C. (2014). *Baudynamsiche Untersuchungen an Wiener Gründerzeithäusern*, Österreichische Ingenieur- und Architekten Zeitschrift, 159. Jg., Heft 1–12.

Kounadis, A. (2010). *On the Overturning Instability of a Rectangular Rigid Block Under Ground Excitation*, The Open Mechanics Journal, 4, 43–57.

Kounadis, A. N. (2015). *On the rocking complex response of ancient multispondyle columns: a genius and challenging structural system requiring reliable solution*, Meccanica, 50, 261–292.

Kounadis, A. N. (2018). *The effect of sliding on the rocking instability of multi-rigid block assemblies under ground motion*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 104, 1–14.

Kounadis, A. N., Papadopoulos, G. J. und Cotsovos, D. M. (2012). *Overturning instability of a tworigid-block system under ground excitation*, ZAMM Journal of Applied Mathematics and Mechanics, 92(7), 536–57.

Krakora, A. und Bauer, P. (2014). *Berechnungsbeispiele anhand des Wiener Gründerzeit-Mustergebäudes*, Fachgruppe Bauwesen der LK W/Nö/Bgld, Wien.

Kranzler, T. und Graubner, C. A. (2008). *Berechnungsvorschlag zur Bestimmung der Schubtragfähigkeit von Aussteifungsscheiben aus Mauerwerk*, Mauerwerk 12, 4, S. 165–172.

KTA 2201.4 (2012). *Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen Teil 4: Anlagenteile*, KTA Kerntechnischer Ausschuss.

Lourenço, P. B. (1996). *Computational Strategies for Masonry Structures*, Dissertation, Technische Universität Delft.

Lu, S., Beyer, K., Bosiljkov, V., Butenweg, C., D'Ayala, D., Degee, H., Gams, M., Klouda, J., Lagomarsino, S., Penna, A., Mojsilovic, N., Da Porto, F., Sorrentino, L. und Vintzileou, E. (2016). *Next generation of Eurocode 8, masonry chapter*, Brick and Block Masonry – Trends, Innovations and Challenges, S. 695–700.

Makris, N. und Konstantinidis, D. (2003). *The rocking spectrum and the limitation of practical design methodologies*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 32(2), 265–289.

Makris, N. und Roussos, Y. S. (2000). *Rocking response of rigid blocks under near-source ground motions*, Géotechnique, 50(3), 243–262.

Mathey, C., Feau, C., Clair, D., Baillet, L. und Fogli, M. (2018). *Experimental and numerical analyses of variability in the responses of imperfect slender free rigid blocks under random dynamic excitations*, Engineering Structures, 172, 891–906.

Menon, A. und Magenes, G. (2008). *Out-of-Plane Seismic Response of Unreinforced Masonry – Definition of Seismic Input*, Centre for Post-Graduate Training and Research in Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Pavia , Report No. ROSE-2008/04.

Meskouris, K., Hinzen, K. G., Butenweg, C. und Mistler, M. (2011). *Bauwerke und Erdbeben*, Vieweg + Teubner, Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH.

Milne, J. (1885). *Seismic experiments*, Transactions of the Seismological Society of Japan, 8, 1–82.

Minafò, G., Amato, G. und Stella, L. (2016). *Rocking Behaviour of Multi-Block Columns Subjected to Pulse-Type Ground Motion Accelerations*, The Open Construction and Building Technology Journal, 10, 150–157.

Moschen, L., Adam, C. und Vamvatsikos, D. (2016). *A response spectrum method for peak floor acceleration demands in earthquake excited structures*, Probabilistic Engineering Mechanics 46, pp. 94–106.

Mouzakis, H. P., Psycharis, I. N., Papastamatiou, D. Y., Carydis, P. G., Papantonopoulos, C. und Zambas, C. (2002). *Experimental investigation of the earthquake response of a model of a marble classical column*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31(9), 1681–1698.

ÖNORM B 1998-1 (2016). *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-3 und nationale Erläuterungen*, Austrian Standards, Wien.

ÖNORM B 1998-3 (2016). *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-3 und nationale Erläuterungen*, Austrian Standards, Wien.

ÖNORM B 1998-3 (2018). *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-3 und nationale Erläuterungen*, Austrian Standards, Wien.

ÖNORM B 4008-1 (2018). *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Tragwerke – Teil 1: Hochbau*, Austrian Standards, Wien.

ÖNORM EN 1996-1-1 (2013). *Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk*, Austrian Standards, Wien.

ONR 24009 (2013). *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Hochbauten*, Austrian Standards, Wien.

Ötes, A. und Löring, S. (2006). *Zum Tragverhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebenbelastung*, Bautechnik 83, 2, S. 125–138.

Peña, F., Lourenço, P. B. und Campos-Costo, A. (2008). *Experimental dynamic behavior of free-standing multi-block structures under seismic loadings*, Journal of Earthquake Engineering.

Peña, F., Prieto, F., Lourenço, P. B., Campos-Costo, A. und Lemos, J. V. (2007). *On the dynamics of rocking motion of single rigid-block structures*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2007, 36(15), 2383–2399.

Pompei, A. und Scalia, A. (1998). *Dynamics of Rigid Block due to Horizontal Ground Motion*, J. Eng. Mech., 124(7), 713–717.

Prieto, F. und Lourenço, P. B. (2005). *On the Rocking Behavior of Rigid Objects*, Meccanica, 40, 121–133.

Psycharis, I. N. (1990). *Dynamic behaviour of rocking two-block assemblies*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 19, 555–75.

Psycharis, I. N. und Jennings, P. C. (1983). *Rocking of slender rigid bodies allowed to uplift*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 11, 57–76.

Rots, J. G. (1991). *Smeared and discrete representations of localized fracture*, International Journal of Fracture, 51(1), 45–59.

Rudisch, A., Dunjic, V. und Kolbitsch, A. (2016). *Historische Zierelemente unter Erdbebenbeanspruchung – State of the Art*, Bauingenieur, 91(10), S. 14–22.

Rudisch, A., Dunjic, V. und Kolbitsch, A. (2017). *Investigation of horizontal floor acceleration in historic masonry buildings*, Mauerwerk, 21(6), S. 348–356.

Rudisch, A., Nowotny, M. und Kolbitsch, A. (2018). *Seismische Systemidentifikation historischer Attikafiguren. Dynamische In situ Versuche am Naturhistorischen und Kunsthistorischen Museum Wien*, Bericht für Burghauptmannschaft Österreich, 15 S.

Schlegel, R. (2004). *Numerische Berechnung von Mauerwerksstrukturen in homogenen und diskreten Modellierungsstrategien*, Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar.

Schubert, P. (2010). *Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen, Mauermörtel und Putzen*, Mauerwerk-Kalender, S. 3–25, Hrsg. W. Jäger, Ernst und Sohn, Berlin.

Shenton, H. W. (1996). *Criteria for initiation of slide, rock, and slide-rock rigid-body modes*, Journal of Engineering Mechanics (ASCE), 122(7), 690–693.

Sinapoli, A. (1990). *Dynamics and impact in a system with unilateral constraints. The relevance of dry friction*, Journal of the Italian Association of Theoretical and Applied Mechanics, 22, 210–15.

Singh, M. P. und Moreschi, L. M. (1998). *Simplified methods for calculating seismic forces for nonstructural components*, ATC-29-1 Seminar Technical Papers.

Singh, M. P., Suarez, L. E., Matheu, E. E. und Maldonado, G. O. (1993). *Simplified procedure for seismic design of nonstructural components and assessment of current code provisions*, Report NCEER-93-0003 National Center for Earthquake Engineering Research, State University of NY at Buffalo.

Spanos, P. D. und Koh, A. S. (1984). *Rocking of rigid blocks due to harmonic shaking*, Journal of Engineering Mechanics, 110(11), 1627-1642.

Spanos, P. D., Roussis, P. C. und Politis, N. P. A. (2001). *Dynamic analysis of stacked rigid blocks*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 21, 559–578.

Swain, G. F. und Mehmel, A. (1928). *Festigkeitslehre*, Springer.

Ther, T. und Kollár, L. P. (2017). *Model for multiblock columns subjected to base excitation*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1–20.

Titscher, F. (1927). *Baukunde*, Verlag von Julius Springer Wien, VI. Auflage.

Tso, W. K. und Wong, C. M. (1989). *Steady state rocking response of rigid blocks part 1: Analysis*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 18(1), 89–106.

Wenk, T. (2003). *Bauwerkslasse III, nicht tragende Bauteile und Anlagen*, D-A-CH Tagung.

Winkler, T., Meguro, K. und Yamazaki, F. (1995). *Response of rigid body assemblies to dynamic excitation*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 24(10), 1389–1408.

Wittich, C. E. und Hutchinson, T. C. (2017). *Shake table tests of unattached, asymmetric, dual-body systems*, Earthquake Eng. Struct. Dyn., 46, 1391–1410.

Wittich, C. E., Hutchinson, T. C., Lo, E., Meyer, D. und Kuester, F. (2014). *The South Napa Earthquake of August 24, 2014: dronebased aerial and ground-based LiDAR*

imaging survey, Structural Systems Research Project Report: SSRP 2014/09, University of California San Diego, La Jolla, California.

Yim, C. S., Chopra, A. K. und Penzien, J. (1980). *Rocking response of rigid blocks to earthquakes*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 8(6), 565–587.

Zhang, J. und Makris, N. (2001). *Rocking response of free-standing blocks under cycloidal pulses*, Journal of Engineering Mechanics (ASCE), 127(5), 473–483.

Zimmermann, T. und Strauss, A. (2012). *Schubtragverhalten von altem unbewehrtem Mauerwerk unter seismischer Belastung*, Bautechnik 89, 8, S. 553–563.