

Doctoral Thesis

# Historic brick masonry buildings under earthquake – Dynamic behavior, seismic vulnerability and assessment strategies

submitted in satisfaction of the requirements for the degree  
Doctor of Science in Civil Engineering  
of the TU Wien, Faculty of Civil and Environmental Engineering

---

Dissertation

## Gründerzeitliche Mauerwerksbauten unter Erdbeben – Dynamisches Tragverhalten, seismische Vulnerabilität und Bemessungsstrategien

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades  
Doktor der technischen Wissenschaften  
eingereicht an der TU Wien, Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwesen  
von

Dipl.-Ing. **Amel Karic**, BSc

Matr.Nr.: 01325520

- Betreuung: Univ.Prof.i.R. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Andreas Kolbitsch**  
Institut für Hochbau und Industriebau  
Forschungsbereich Hochbau und Gebäudeerhaltung  
Technische Universität Wien
- Begutachtung: Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Rudolf Heuer**  
Institut für Tragkonstruktionen  
Forschungsbereich Baumechanik und Baudynamik  
Technische Universität Wien
- Begutachtung: Univ.Prof. Dipl.-Ing. **Peter Bauer**  
Institut für Architekturwissenschaften  
Forschungsbereich Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau  
Technische Universität Wien

Wien, im Januar 2023

---

# Kurzfassung

Die seismische Risikobewertung von gründerzeitlichen Mauerwerksbauten stößt in Wien einerseits aufgrund der Schwierigkeit der realistischen Abbildung des komplexen Tragwerksverhaltens unter dynamischer Beanspruchung und andererseits aufgrund kaum vorhandener repräsentativer Daten über die seismische Verletzbarkeit an ihre Grenzen. Trotz intensiver vorangegangener Forschungsarbeiten sind die Erdbebenkapazitäten, die dahinterliegenden Mechanismen und die Wechselwirkung der einzelnen gründerzeitlichen Gebäudestrukturen unter seismischer Einwirkung noch immer nicht eindeutig geklärt. Für eine nachträgliche erdbebensichere Auslegung von baulichen Sicherheitsmaßnahmen, welche die Aktivierung von Einsturz-/Versagensmechanismen verhindern und zukünftige Schäden unter Erdbebenereignissen begrenzen sollen, ist ein umfassender Kenntnisstand über die seismische Empfindlichkeit sowie über die Interaktion einzelner gründerzeitlicher Gebäudestrukturen für eine realistische, risikobasierte Bestandsbewertung entscheidend.

Angesichts der fehlenden Rückschlüsse über das erdbebeninduzierte Tragwerksverhalten und der damit verbundenen Unsicherheiten nach den aktuell gültigen Nachbemessungsstrategien wird in dieser kumulativen Dissertation aufbauend auf den vorangegangenen, wertvollen Forschungsarbeiten ein erweiterter, vertiefender Beitrag zur Evaluierung des dynamischen Strukturverhaltens gründerzeitlicher Mauerwerksbauten vorgestellt. Um ein besseres Verständnis über den Zusammenhang zwischen einem möglichen standortspezifischen Erdbebenereignis und den daraus resultierenden gründerzeitlichen Strukturantworten tragender und nichttragender Bauelemente zu schaffen, wird anhand von differenzierten Strategiemethoden das dynamische Strukturverhalten gesamtheitlich untersucht und dem aktuellen Stand der Technik gegenübergestellt. Die wissenschaftlichen Strategiemethoden können grob in einer zuverlässigen numerischen Modellierungsstrategie, einem intensiven Untersuchungsteil von Erdbebenschäden am gründerzeitlichen Mauerwerksbestand und einem umfassenden Evaluierungsteil der aktuell angewandten Bemessungsstrategien beschrieben werden.

Die versuchsgestützten Simulationen unter definierten standortspezifischen Einwirkungs niveaus ermöglichen aussagekräftige Interpretationen sowie zuverlässige Einblicke in das Strukturverhalten unter dynamischer Beanspruchung (Versagens-/Einsturzmechanismen, Schwingungsverhalten etc.). Eine umfassende Studie über die seismische Verletzbarkeit konnte anhand der Erdbebenschäden am gründerzeitlichen Mauerwerksbestand in Zagreb, Kroatien nach dem Erdbeben am 22. März 2020 abgeleitet werden. Die Zagreber Gründerzeithäuser wurden nach der damaligen einheitlichen Baukonstruktionsweise der Österreichisch-Ungarischen Monarchie ( $\approx 1840\text{--}1918$ ) errichtet und zeigen eine ausgezeichnete Vergleichbarkeit der mechanischen Materialkennwerte (Zagreb–Wien). Durch die statistische Aufbereitung der Schadensdaten konnten richtungweisende Aussagen über die Verletzbarkeit einzelner Strukturbereiche gründerzeitlicher Bebauung anhand der Ableitung und Formulierung empirischer Vulnerabilitätsfunktionen ermöglicht werden. Insbesondere konnte die Wechselwirkung zwischen den einzelnen tragenden und nichttragenden Gebäudestrukturen sowie die Identifizierung maßgebender gebäudespezifischer Einflussparameter, wie der Gebäudehöhe, der Regelmäßigkeit/Unregelmäßigkeit lastabtragender Bauteile oder der Kellergeschossausbildung, auf die Erdbebenschadensverteilung aufgezeigt werden. Der Evaluierungsteil dieser Dissertation stellt eine ausführliche Untersuchung und Gegenüberstellung der normativen Bemessungsstrategien für tragende und nichttragende Bauelemente dar. Dabei konnte durch umfassende Sensitivitätsanalysen der gegenwärtig angewandten Pushover-Berechnungsmethode nach den Empfehlungen der Kammer der ZiviltechnikerInnen für den Nachweis der Standsicherheit gründerzeitlicher Objekte die Formulierung einer normgerechten Nachbemessungsstrategie für aussteifende Mauerwerkswände vorgestellt werden.

Die detaillierte Interpretation und Identifikation lokaler wie auch globaler erdbebeninduzierter Mechanismen sowie die gewonnenen Erkenntnisse über das erdbebeninduzierte Strukturverhalten gründerzeitlicher Mauerwerkshäuser bietet eine solide Basis für eine nachträgliche erdbebensichere Auslegung von Sicherheitsmaßnahmen, welche eine Aktivierung von Versagens- sowie Einsturzmechanismen gründerzeitlicher Gebäudestrukturen unter Starkbebenereignissen verhindern.

# Abstract

The seismic risk assessment of historic brick masonry buildings in Vienna has reached its limit due to the difficulty of realistically reproducing complex structural behavior under dynamic loading on the one hand, and the scarceness of representative data on seismic vulnerability on the other. Despite intensive previous research, the earthquake capacities, the underlying mechanisms and the interactions between the individual building structures under seismic action are still not clearly understood. For a retrofit seismic design of structural safety measures, intended to prevent the activation of collapse/failure mechanisms and limit future damage as a result of earthquake events, a comprehensive understanding of seismic sensitivity as well as the interaction between individual building structures is essential for a realistic risk-based assessment of historic brick masonry buildings.

In view of the absence of knowledge on earthquake-induced structural behavior and the associated uncertainties according to the currently valid post-design strategies, this doctoral thesis presents an extended, in-depth contribution based on valuable previous research on the dynamic structural behavior of historic brick masonry buildings. To provide a better understanding of the relationship between a possible site-specific earthquake event and the resulting structural responses of load-bearing and non-load-bearing structural elements, differentiated strategies are used to investigate dynamic structural behavior as a whole and compare it to the current state of the art. These methods can be roughly described as a robust numerical modeling strategy, an intensive investigation of earthquake damage to the historic brick masonry stock and a comprehensive evaluation of the design strategies that are currently being applied.

The test-based simulations under defined site-specific hazard levels allow for significant interpretations of as well as reliable insights into structural behavior under dynamic loading (failure/collapse mechanisms, vibration behavior etc.). A comprehensive study of the seismic vulnerability was derived based on the earthquake damage to the historic brick masonry stock in Zagreb, Croatia after the earthquake on March 22, 2020. Zagreb's historic brick masonry buildings were built according to the uniform building construction standards of the Austro-Hungarian Empire at that time ( $\approx 1840\text{--}1918$ ) and as such, they can safely be compared with those in Vienna. The statistical analysis of the damage data made it possible to make directional statements about the vulnerability of individual structural areas of these buildings, based on the derivation and formulation of empirical vulnerability functions. In particular, the interaction between the individual load-bearing and non-load-bearing structures as well as the identification of decisive building-specific influence parameters, such as the height of the building, the regularity or irregularity of load-bearing components or the type of the underground story, on the earthquake damage distribution could be illustrated. The evaluation part of this doctoral thesis presents a detailed investigation into and comparison of the normative design strategies for load-bearing and non-load-bearing structural elements. Comprehensive sensitivity analyses of the currently applied pushover calculation method for the verification of the stability of historic brick masonry objects, according to the recommendations of the Chamber of Civil Engineers (*Kammer der ZiviltechnikerInnen*), enabled the formulation of a standard-compliant post-design strategy for shear walls of historic brick masonry buildings.

The detailed interpretation and identification of both local and global earthquake-induced mechanisms, as well as the knowledge gained about the earthquake-induced structural behavior of historic brick masonry buildings, provide a solid basis for the design of earthquake-proofing safety measures, which should prevent an activation of failure and collapse mechanisms of the building structures under strong earthquake events.

# Wissenschaftliche Veröffentlichungen

Die vorliegende kumulative Dissertation setzt sich aus den folgenden fünf wissenschaftlichen Aufsätzen zusammen:

- Publikation [1]** Autoren: Amel Karic & Andreas Kolbitsch  
Titel: *Gründerzeitliche Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung – Tragverhalten im Widerspruch zur aktuell angewandten Nachbemessung*  
Zeitschrift: Mauerwerk 24 (2020), Heft 3, S. 137–147  
DOI: <https://doi.org/10.1002/dama.202000009>  
Sprache: Deutsch
- Publikation [2]** Autoren: Amel Karic, Josip Atalić & Andreas Kolbitsch  
Titel: *Seismic vulnerability of historic brick masonry buildings in Vienna*  
Zeitschrift: Bulletin of Earthquake Engineering 20 (2022), Heft 8, S. 4117–4145  
DOI: <https://doi.org/10.1007/s10518-022-01367-2>  
Sprache: Englisch
- Publikation [3]** Autoren: Amel Karic, Josip Atalić, Andreas Rudisch & Andreas Kolbitsch  
Titel: *Erdbebenschäden an gründerzeitlichen Mauerwerksbauten – Wechselwirkung zwischen tragender Gebäudestruktur und nichttragenden Bauelementen*  
Zeitschrift: Bauingenieur 98 (2023)  
Status: angenommen, Veröffentlichung folgt  
Sprache: Deutsch
- Publikation [4]** Autoren: Amel Karic, Raphael Sonnek, Karl Deix & Andreas Kolbitsch  
Titel: *Nachbemessungsstrategie für gemauerte, gründerzeitliche Schubwände*  
Zeitschrift: Bauingenieur 98 (2023), Heft 01-02, S. 18–27  
DOI: <https://doi.org/10.37544/0005-6650-2023-01-02-46>  
Sprache: Deutsch
- Publikation [5]** Autoren: Amel Karic, Andreas Rudisch & Andreas Kolbitsch  
Titel: *Verhalten von historischen Mauerwerksbauten unter Erdbebenbeanspruchung – Einfluss schubstarrer Decken auf die Erdbebensicherheit*  
Zeitschrift: Bauingenieur 94 (2019), Heft 10, S. 2–9  
DOI: <https://doi.org/10.37544/0005-6650-2019-10-15>  
Sprache: Deutsch

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung und Grundlagen</b>	<b>7</b>
1.1	Problemstellung . . . . .	7
1.2	Forschungsziel . . . . .	9
1.3	Methodik . . . . .	10
1.3.1	Numerische Simulationen . . . . .	11
1.3.2	Untersuchung von Erdbebenschäden . . . . .	15
1.3.3	Normative Bemessungsstrategien . . . . .	18
1.4	Zusammenfassung der Publikationen . . . . .	20
1.4.1	Zusammenfassung von Publikation [1] . . . . .	20
1.4.2	Zusammenfassung von Publikation [2] . . . . .	23
1.4.3	Zusammenfassung von Publikation [3] . . . . .	31
1.4.4	Zusammenfassung von Publikation [4] . . . . .	36
1.4.5	Zusammenfassung von Publikation [5] . . . . .	40
1.4.6	Fazit . . . . .	42
1.5	Schlussfolgerung und Ausblick . . . . .	43
<b>2</b>	<b>Gründerzeitliche Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung – Tragverhalten im Widerspruch zur aktuell angewandten Nachbemessung</b>	<b>45</b>
2.1	Einleitung . . . . .	45
2.1.1	Gründerzeitliche Mauerwerksbauten unter seismischen Einwirkungen . . . . .	46
2.1.2	Systembetrachtung – Wiener Gründerzeithaus . . . . .	47
2.2	Erdbebennachbemessung – Wiener Gründerzeithaus . . . . .	48
2.3	Numerische Tragwerksanalyse unter seismischer Einwirkung . . . . .	50
2.3.1	Modellierung des gründerzeitlichen Mauerwerksverbandes . . . . .	50
2.3.2	Kalibrierung des Materialmodells . . . . .	51
2.3.3	Verifizierung des Gesamtmodells . . . . .	52
2.3.4	Lastfall Erdbeben . . . . .	53
2.4	Tragfähigkeitsuntersuchung der Wiener Gründerzeitbauten . . . . .	53
2.5	Schlussfolgerung . . . . .	60
<b>3</b>	<b>Seismic vulnerability of historic brick masonry buildings in Vienna</b>	<b>61</b>
3.1	Introduction . . . . .	61
3.2	Seismic vulnerability of historic brick masonry buildings – earthquake of Zagreb on March 22, 2020 . . . . .	63
3.2.1	Classification of buildings . . . . .	64
3.2.2	Definition of the grades of damage and damage patterns . . . . .	66
3.2.3	Statistical assessment of the seismic vulnerability . . . . .	68
3.2.4	Seismic damage distribution under certain building characteristics . . . . .	69
3.3	Nonlinear dynamic analysis of the behavior of the historic brick masonry buildings	73
3.3.1	Behavior of masonry under dynamic loading . . . . .	74
3.3.2	Calibration of the masonry material model . . . . .	75
3.3.3	Seismic input for analysis – Earthquake scenarios for the Vienna area . . . . .	77
3.3.4	Dynamic structural analysis results . . . . .	79
3.3.5	Dynamic non-structural analyses results . . . . .	83
3.4	Conclusions . . . . .	85

<b>4</b>	<b>Erdbebenschäden an gründerzeitlichen Mauerwerksbauten – Wechselwirkung zwischen tragender Gebäudestruktur und nichttragenden Bauelementen</b>	<b>87</b>
4.1	Einleitung . . . . .	87
4.2	Gründerzeitliche Mauerwerksbauten . . . . .	89
4.3	Wechselwirkung zwischen tragender Gebäudestruktur und nichttragenden Bauelementen . . . . .	90
4.3.1	Erdbebeninduzierte Schadensgradverteilung . . . . .	90
4.3.2	Erdbebenschäden an der tragenden Gebäudestruktur . . . . .	91
4.3.3	Erdbebenschäden an aussteifenden Mauerwerkswänden . . . . .	92
4.3.4	Erdbebenschäden an nichttragenden Bauelementen . . . . .	94
4.3.5	Erdbebeninduzierte Schadensdichte an Schornsteinen . . . . .	96
4.4	Zusammenfassende Erkenntnisse . . . . .	97
4.5	Schlussfolgerung . . . . .	99
<b>5</b>	<b>Nachbemessungsstrategie für gemauerte, gründerzeitliche Schubwände</b>	<b>100</b>
5.1	Einleitung . . . . .	100
5.2	Nachweisführung für gründerzeitliche Mauerwerksbauten . . . . .	101
5.3	Nachbemessungstafeln für gemauerte, gründerzeitliche Schubwände im Erdbebenfall	104
5.3.1	Bestandserfassung . . . . .	104
5.3.2	Sensitivitätsanalyse . . . . .	108
5.3.3	Anwendungsgrenzen . . . . .	110
5.3.4	Abgeleitete Nachbemessungstafeln . . . . .	110
5.3.5	Nachbemessungstafeln – Schubtafeln . . . . .	112
5.3.6	Diskussion und Anwendung . . . . .	114
5.4	Zusammenfassung und Ausblick . . . . .	116
<b>6</b>	<b>Verhalten von historischen Mauerwerksbauten unter Erdbebenbeanspruchung – Einfluss schubstarrer Decken auf die Erdbebensicherheit</b>	<b>117</b>
6.1	Einleitung . . . . .	117
6.1.1	Ziel des Beitrages . . . . .	118
6.2	Historische Konstruktionsweisen der Gründerzeit . . . . .	119
6.2.1	Doppelbaumdecken . . . . .	121
6.2.2	Tramdecken . . . . .	121
6.2.3	Strukturelle Integrität Mauerwerk – Holzdeckenkonstruktion . . . . .	121
6.3	Systembetrachtung . . . . .	122
6.3.1	Horizontale Lastabtragung bei Gründerzeithäusern . . . . .	123
6.3.2	Dynamische Charakteristika der numerischen Tragwerksmodelle . . . . .	123
6.4	Modellierung des Mauerwerkverbandes . . . . .	124
6.4.1	Verifizierung des Materialmodells durch Vergleich von numerischen und experimentellen Ergebnissen . . . . .	124
6.4.2	Lastfall - Erdbeben . . . . .	126
6.5	Simulationsresultate . . . . .	127
6.5.1	Simulationsauswertung – Repräsentative Schubwände . . . . .	128
6.6	Schlussfolgerung und Ausblick . . . . .	130
	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>131</b>

# Kapitel 1

## Einleitung und Grundlagen

### 1.1 Problemstellung

In mitteleuropäischen Städten, wie beispielsweise in Wien, in denen starke Erdbeben sehr selten sind, stößt die Prognosefähigkeit der seismischen Risikobewertung von gründerzeitlichen Mauerwerksbauten an ihre Grenzen. Das liegt insbesondere an der Schwierigkeit einer realistischen Abbildung der komplexen Tragwerksantworten der gründerzeitlichen Mauerwerksbauten unter dynamischer Beanspruchung und andererseits konnten sich durch das Ausbleiben von Erdbeben mit Gebäudeschäden keine fundierten Rückschlüsse über die seismische Vulnerabilität gründerzeitlicher Strukturen bilden. Obwohl der Wiener Raum sowie auch gesamt Österreich eine geringe bis moderate Seismizität [6] aufweist, zeigen gut dokumentierte historische Starkbebenereignisse [7], dass die Thematik der Erdbebengefahr und ihre Folgen nicht vernachlässigt werden dürfen, wie etwa das Erbebenereignis von Ried am Riederberg 1590 [8] oder das Seebeben Erdbeben 1972 [9].

Der gemauerte Altbestand, der überwiegend aus der Epoche der Gründerzeit ( $\approx 1840$ – $1918$ ) stammt, prägt noch heute mit seinem oftmals prunkvollen Erscheinungsbild und seiner innerstädtischen Dominanz an gründerzeitlicher Wohnhausstruktur das Wiener Stadtbild. Die damaligen Bauordnungen mit ihren regelmäßigen Adaptierungen, wie etwa in den Jahren 1859, 1868 sowie 1883, hatten einen nachhaltigen Einfluss auf die Stadtgestaltung und -entwicklung [10]. Die geltenden Bauvorschriften gaben neben der Straßenführung, der Bauhöhe und der Flächenwidmung auch die Materialwahl, die Dimensionierung sowie die konstruktive Ausbildung der einzelnen Bauelemente vor, wie beispielsweise die Mauerstärke (tragende, nichttragende Mauerwerkswände), die Deckenart (Tram-, Dippelbaumdecken etc.) und die Treppenausbildung usw. (BO 1859 [11]). Neben den typischen Grundriss- und Aufrissgestaltungen der einzelnen Epochenabschnitte (Früh-, Hoch- und Spätgründerzeit) basierte die Baukonstruktionsausbildung vorwiegend auf handwerklich tradierten Konstruktionsregeln und auf keiner quantitativen, statischen Bauteilbemessung. Die übliche konservative Konstruktionsausbildung mit entsprechenden vertikalen Tragreserven – vor unsachgemäßen baulichen Maßnahmen/Eingriffen –, die durch die übliche Überdimensionierung, der ausschließlichen Verwendung von konventionellen Baumaterialien und von über die Jahre bewährten Zimmermannskonstruktionen gekennzeichnet ist, haben zu einer ausreichenden Bauwerkssicherheit beigetragen. Erst mit Ende der Gründerzeit fanden allmählich erste deterministische Sicherheitskonzepte Einzug in die Bemessung von Hochbauten, wobei der Lastfall Erdbeben in ihrer Bemessung unberücksichtigt blieb [12].

In den vergangenen Jahren haben intensive theoretische und experimentelle Untersuchungen einen bedeutenden Beitrag zur Erforschung des dynamischen Tragwerksverhaltens von gründerzeitlichen Bauten in Wien geleistet. Durchgeführt wurden dabei angefangen bei umfangreichen experimentellen Komponentenprüfungen – Mauerstein, Mörtel etc. – [13], Untersuchungen auf Bauteilebene – kleine bis raumhohe Wandscheiben etc. – [14], [15], [16] bis hin zu in situ Untersuchungen im Bestand – lokale und globale Systemidentifikationen – [17], [18] sowie bedeutende theoretische und numerische Untersuchungen [19] – [23]. Trotz intensiver vorangegangener Forschungsarbeiten der letzten Jahrzehnte sind die Erdbebenkapazitäten von gründerzeitlichen Baukonstruktionen, die dahinterliegenden Mechanismen und die einzelnen Strukturinteraktionen noch immer nicht eindeutig geklärt. Ein umfassender Kenntnisstand über die Empfindlichkeit gegenüber seismischen Beanspruchungen stellt die Grundvoraussetzung für eine realistische seismische Bestandsbewertung dar. Insbesondere liegt die Schwierigkeit in Gebieten mit moderater

Seismizität, wie es beim Wiener Raum der Fall ist, dass über das dynamische Tragwerksverhalten und über die Wechselwirkung der einzelnen tragenden und nichttragenden Strukturelemente sowie über die globale wie auch lokale seismische Verletzbarkeit der einzelnen Gebäudestrukturen kaum repräsentative Daten vorliegen und sich dadurch kein ausgeprägtes Risikobewusstsein gebildet hat. Ableitungen von historischen Erdbebenschäden in Wien sind mit hohen Unsicherheiten verbunden, da die historisch weit zurückreichenden Stark-Erdbebenereignisse nicht eindeutig auf die einheitliche Bausubstanz der Gründerzeit projiziert werden können, wie etwa von den gut dokumentierten Schadensdaten nach dem Erbebenereignis von Ried am Riederberg 1590 [8]. Hingegen liegen Erdbebenschadensdaten von geringeren Erdbebenintensitäten vor, wie etwa vom Seebeben Erdbeben 1972 [9], die wiederum die Erdbebenkapazitäten sowie die seismische Vulnerabilität gründerzeitlicher Mauerwerksbauten nicht eindeutig identifizieren lassen [2].

Die Nachweisführung entsprechend den Anforderungen gegenüber seismischen Einwirkungen stellt im Zuge von strukturellen Adaptierungen, wie etwa einem Dachgeschossausbau [24], eine besondere Herausforderung dar. Die Grundlage für die Bestandsbeurteilung bilden die aktuell angewandten risikobasierten Nachbemessungsstrategien nach ÖNORM EN 1998-3:2013 [25] und ÖNORM B 1998-3:2018 [26] unter Berücksichtigung relevanter bauspezifischer Standards (OIB-Richtlinien, Bauordnungen etc.). Die aktuelle Überprüfung der Standsicherheit erfolgt im Erdbebenlastfall vorwiegend mit der Pushover-Berechnungsmethode gemäß der Empfehlung der Kammer der ZiviltechnikerInnen [19], [27], die auf der N2-Methode mit inelastischen Antwortspektren von Peter Fajfar [28] beruht. Bei einer detaillierten Auseinandersetzung weisen die Nachbemessungsstrategien einige Unsicherheiten im Altbestand auf und stellen eine konservative Basis zur Ermittlung des Zuverlässigkeitsniveaus der Standsicherheit von Gründerzeithäusern dar (maßgebender Erdbebenerfüllungsfaktor  $\alpha$  deutlich unter 1,00). Beispielsweise führte das Zagreber Erdbeben im Jahr 2020 [29] mit einer erfassten maximalen Bodenbeschleunigung von  $a_{g,max} \approx 0,22$  g zu verheerenden Erdbebenschäden am innerstädtischen gründerzeitlichen Bestand, jedoch zu keinem KomplettEinsturz bei identischer Bauweise aus der Zeit der damaligen Österreichisch-Ungarischen Monarchie. Die erfasste maximale Bodenbeschleunigung stellt ein Vielfaches der Referenzbodenbeschleunigung für den Raum Wien südlich der Donau im Erdbebenbemessungsfall mit  $a_{g,R} = 0,08$  g dar. Im Vergleich dazu werden den beschleunigungsempfindlichen nichttragenden gemauerten Bauelementen, wie Schornsteinen, freistehenden Giebelwänden, schweren dekorativen Bauelementen etc., in den seismischen Nachbemessungsstrategien oft wenig bis kaum Aufmerksamkeit geschenkt [30]. Für eine nachträgliche erdbebensichere Auslegung von baulichen Sicherheitsmaßnahmen, welche die Aktivierung von Einsturz-/Versagensmechanismen verhindern und zukünftige Schäden unter Erdbebenereignissen begrenzen sollen, sind neben der globalen Standsicherheit die differenzierte Einschätzung des Risikopotentials einzelner gründerzeitlicher Strukturbereiche vor allem in Gebieten mit einer moderaten Seismizität entscheidend. Erdbebenschäden von vergangenen Erdbeben, wie etwa das verheerende Erdbeben von Zagreb aus dem Jahr 2020 [29] oder von L'Aquila aus dem Jahr 2009 [31], [32] oder Folgen vieler weiterer Erdbebenereignisse [33], [34], [35], zeigen deutlich, dass insbesondere die Vulnerabilität der nichttragenden Strukturbereiche von historischen Gebäuden unter Erdbeben von mindestens der gleichen Relevanz ist – wenn nicht sogar wichtiger – und ihnen vor allem in Gebieten mit geringer bis moderater Seismizität mehr Beachtung geschenkt werden sollte [3].

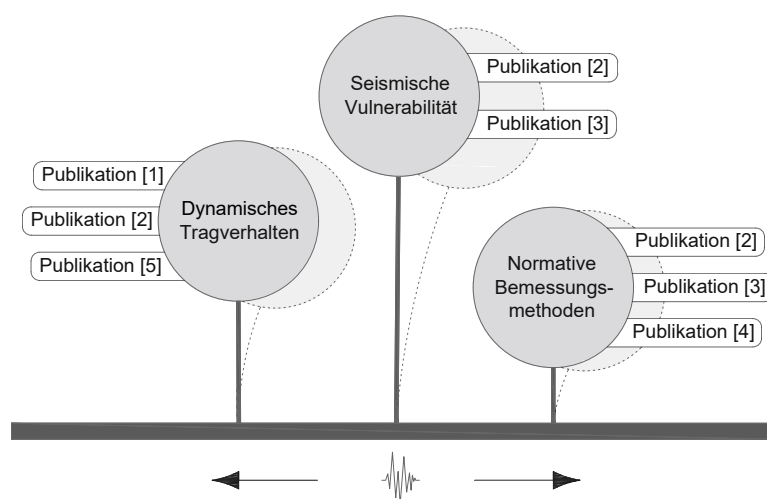


## 1.2 Forschungsziel

Aufgrund des Ausbleibens schwerer Erdbeben in den vergangenen Jahrzehnten und der dadurch fehlenden Rückschlüsse über das dynamische Tragwerksverhalten sowie über die seismische Verletzbarkeit, bedarf es aufbauend auf den vorangegangenen wertvollen Forschungsarbeiten (u. a. [17], [19], [21] etc.) einen erweiterten und vertiefenden Beitrag zur Evaluierung des dynamischen Strukturverhaltens von gründerzeitlichen Mauerwerksbauten unter seismischen Ereignissen und eine Gegenüberstellung, wie zuverlässig das reale Tragverhalten mit dem aktuellen Stand der Technik abgebildet werden kann. Um ein besseres Verständnis über den Zusammenhang zwischen einem standortspezifischen seismischen Ereignis und den daraus resultierenden gründerzeitlichen Strukturantworten tragender und nichttragender Bauelemente zu erhalten, wird in dieser Forschungsarbeit das dynamische Tragwerksverhalten unter Erdbeben anhand von differenzierten Methoden gesamtheitlich untersucht. Dabei wurden drei Forschungsziele mit den nachfolgenden Schwerpunkten formuliert:

- Schwerpunkt 1: Erforschung des dynamischen Tragwerksverhaltens
- Schwerpunkt 2: Evaluierung der seismischen Verletzbarkeit – Versagensmechanismen
- Schwerpunkt 3: Evaluierung der aktuell angewandten Bemessungsmethoden

Die Forschungsarbeit dient primär dem Bereich der Erforschung des dynamischen Tragwerksverhaltens von gründerzeitlichen Mauerwerksbauten. Eine adäquate seismische Bestandsbeurteilung ist nur mit einem umfassenden Wissen über die Interaktion sowie der seismischen Verletzbarkeit einzelner Strukturbereiche ausführbar. Um den definierten Schwerpunkten zu entsprechen, wurden geeignete Herangehensweisen und Lösungsstrategien in den fünf wissenschaftlichen Aufsätzen [1], [2], [3], [4] und [5] definiert. Die einzelnen Themenschwerpunkte und der übergreifende Zusammenhang der einzelnen Aufsätze können dem übergeordneten Themengebiet „Gründerzeitliche Mauerwerksbauten unter Erdbeben“ eingeordnet werden, vgl. **Bild 1.1**.

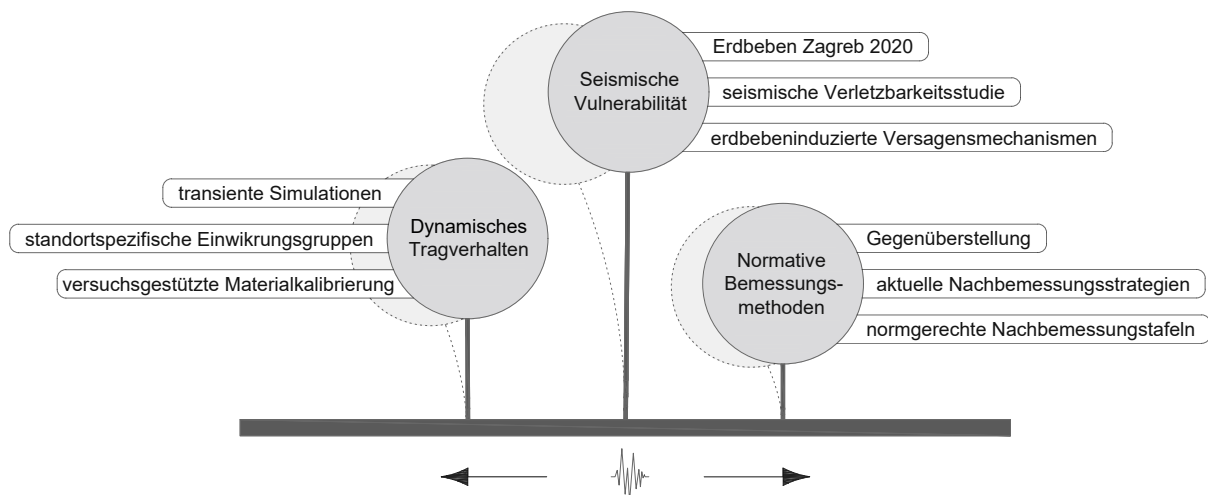


**Bild 1.1:** Einordnung der wissenschaftlichen Aufsätze entsprechend der gesetzten Forschungsschwerpunkte.

Die Aufsätze [1], [2] und [3] befassen sich primär mit den Themenschwerpunkten der Erforschung des dynamischen Tragwerksverhaltens von gründerzeitlichen Mauerwerksbauten sowie der seismischen Verletzbarkeit einzelner Strukturbereiche. Der Fokus der Publikation [4] liegt dabei auf der Evaluierung der gegenwärtig angewandten Bemessungsmethode nach Bauer & Kern [19] zur Bewertung der Standsicherheit von Bestandsobjekten und der daraus resultierenden normativen Vorgaben bezüglich der seismischen Nachbemessungsstrategien. Dabei wird neben einer umfassenden Sensitivitätsanalyse die Formulierung einer normgerechten Nachbemessungsstrategie vorgestellt. In den beiden Aufsätzen [2] und [3] werden neben der umfassenden Analyse der seismischen Verletzbarkeit und lokaler Versagensmechanismen einzelner Strukturbereiche die normativen Bemessungsansätze für nichttragende Bauelemente zur fachgemäßen seismischen Beurteilung qualitativ gegenübergestellt und diskutiert. Mit der Publikation [5] wird das Themengebiet der Bauwerksicherheit unter seismischen Einwirkungen vervollständigt und der bedeutende Einfluss eines klassischen Dachgeschossausbaues „Leicht“ nach [36] auf die strukturelle Tragwerksantwort unter dynamischer Einwirkung aufgezeigt.

### 1.3 Methodik

Angesichts der damaligen Bauvorschriften und der charakteristischen Baukonstruktionsweise wurden die Gründerzeithäuser nach den gleichen konstruktiven Vorgaben erbaut und bilden neben unsachgemäßer Adaptierungen, der Materialqualität und dem heutigen Erhaltungszustand daher einheitliche Tragwerkssysteme/-konzepte [10], [11]. Dieser Umstand begünstigt die gewählten Strategiemethoden, um den definierten Schwerpunkten ganzheitlich nachzukommen. Die wissenschaftlichen Lösungsmethoden können grob in eine zuverlässige numerische Modellierungsstrategie, einen umfassenden Untersuchungsteil von Erdbebenschäden am gründerzeitlichen Mauerwerksbestand und einen intensiven Evaluierungsteil der gegenwärtig angewandten analytischen Bemessungsmethoden beschrieben werden. **Bild 1.2** zeigt die schematische Interpretation der angewandten Lösungsansätze zur Erfüllung der gesetzten Forschungsziele.



**Bild 1.2:** Schematische Einordnung der angewandten Lösungsansätze.

Die numerische Modellierungsstrategie erlaubt einerseits die Identifikation von kritischen Strukturbereichen, die durch plastische Aktivitäten und lokale Versagensmechanismen (Zug-, Schub-, Verbundversagen etc.) gekennzeichnet sind. Andererseits wird durch die detaillierte Wiedergabe der Tragwerksantworten unter den transienten Simulationen (Stockwerksverschiebung, -beschleunigung etc.) ein besseres Verständnis über das Tragverhalten unter den definierten standortspezifischen Einwirkungs niveaus geschaffen. Der zweite Bereich der Arbeit umfasst eine statistische sowie qualitative Erdbebenschadensanalyse am gründerzeitlichen Mauerwerksbestand in Zagreb, Kroatien aus der damaligen Österreichisch-Ungarischen Monarchie nach dem verheerenden Erdbeben im Frühjahr 2020 [29]. Die seismische Verletzbarkeit einzelner gründerzeitlicher Strukturbereiche konnte mit der Ableitung modifizierter Vulnerabilitätsfunktionen aufgezeigt werden. Insbesondere konnte die Wechselwirkung zwischen den einzelnen tragenden und nichttragenden Gebäudestrukturen sowie die Identifizierung maßgebender Versagensmechanismen erarbeitet und evaluiert werden. Dabei konnte eine ausgezeichnete Korrelation der beobachteten Erdbebenschäden am Zagreber Altbestand mit den numerischen Versagensmechanismen unter dynamischer Beanspruchung erreicht werden. Der Evaluierungsteil stellt eine ausführliche Untersuchung der normativen Bemessungsstrategien für tragende und nichttragende Bauelemente dar. Die Gegenüberstellung zur Frage, inwieweit die normativen Ansätze das reale Tragwerksverhalten wiedergeben können, stellt einen wesentlichen Themenschwerpunkt dieser Arbeit dar. Die gewählten Methoden ermöglichen die Gegenüberstellung der normativen Bemessungsansätze für tragende und nichttragende Strukturelemente mit dem erdbebeninduzierten Tragverhalten sowie den transienten Simulationen. Dabei wurde durch eine umfangreiche Sensitivitätsanalyse der gegenwärtig angewandten Pushover-Berechnungsmethode nach Bauer & Kern [19] für den Nachweis der Standsicherheit gründerzeitlicher Objekte die Formulierung einer normgerechten Nachbemessungsstrategie ermöglicht.

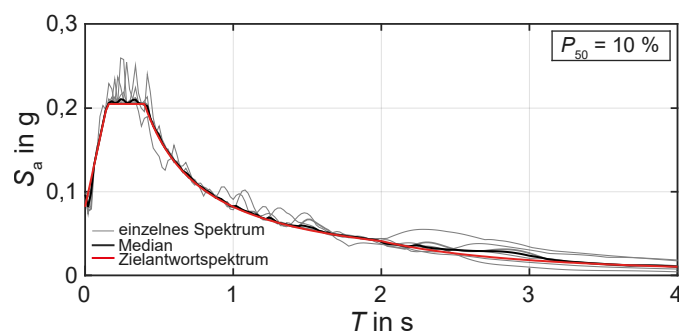
### 1.3.1 Numerische Simulationen

Wie wir aus zahlreichen früheren Forschungsarbeiten (u. a. [38], [39], [40]) wissen, fordert der Mauerwerksbau aufgrund seines material- und konstruktionspezifischen Verhaltens unter dynamischer Belastung eine komplexe Systembetrachtung. Um repräsentative Aussagen über das dynamische Tragwerksverhalten treffen zu können, muss sowohl eine zuverlässige standortspezifische Einwirkung als auch ein zuverlässiges Materialmodell in der Modellierung definiert werden. Dabei sollte die Modellierung das stark hysteretische Materialverhalten mit seinen materialspezifischen Lastumlagerungen sowie Versagensmechanismen des Mauerwerksgefüges reproduzieren können. Für die verlässliche Tragwerksanalyse wurde in dieser Arbeit ein leistungsstarkes Makromodell der Materialdatenbank multiPlas herangezogen und in das Softwareprogramm ANSYS implementiert. Hinsichtlich einer vollständigen Berücksichtigung möglicher Tragwerksantworten unter dynamischer Einwirkung ist die Auswahl geeigneter spektrum-kompatibler Bodenbeschleunigungsschriebe entscheidend. Die Erstellung von standortspezifischen, spektrum-kompatiblen Bodenbeschleunigungsschrieben erfolgte mit der Erdbeben-Software SeismoMatch. Für die vertiefenden numerischen Analysen wird als Grundlage das „Gründerzeit-Mustergebäude“ aus [19], [27] herangezogen. Die damalige Baukonstruktionsweise zeichnet sich vor allem durch ihre massiven vertikalen Bauelemente aus Mauerwerk (Mauerstein und Mörtel) und durch ihre leichten, schubweichen horizontalen Strukturen in überwiegender Form aus hölzernen Deckensystemen (Tram- und Dippelbaumdecken) aus [12]. Aufgrund der flexiblen, schubweichen Deckensysteme und ihren teilweise unzureichenden Wandverankerungen (vereinzelt nur durch Schließen) wird die mögliche teilweise Interaktion dieser Strukturen unter dynamischer Beanspruchung nicht berücksichtigt. Ebenso konnte ein geringer Einfluss der charakteristischen gründerzeitlichen Dachkonstruktion auf das globale Tragverhalten anhand von messtechnischen in situ Versuchen unter dynami-

scher Anregung in [17], [41] nachgewiesen werden. Entsprechend der untergeordneten Rolle der Dachkonstruktion auf die globale dynamische Schwingungsantwort wurde eine Modellierung im räumlichen Modell vernachlässigt. Eine solche Vorgehensweise wurde auch in vorangegangenen Forschungsarbeiten (u. a. [20], [21], [27]) verfolgt.

### Einwirkung

Um den gesamten Bereich der möglichen Tragwerksantworten und der Aktivierung kritischer Strukturmechanismen infolge dynamischer Belastung zu generieren, werden Akzelerogramme vergangener Erdbeben mit wesentlichen Merkmalen bezogen auf den Energie- und Frequenzgehalt, die Amplitude und Dauer herangezogen. In den Aufsätzen [1], [2] und [5] werden für den Raum Wien ausgewählte Erdbebenszenarien betrachtet, wobei für jede Einwirkungsgruppe/Gefährdungsgruppe standortspezifische Zielantwortspektren definiert werden. **Bild 1.3** zeigt exemplarisch ein generiertes standortspezifisches Zielantwortspektrum  $S_a$  und die Antwortspektren der einzelnen Schriebe sowie den Median dieser Spektren für die betrachtete Einwirkungsgruppe für den Raum Wien im Erdbebenbemessungsfall mit einer Referenzbodenbeschleunigung ( $a_{gR}$ ) von 0,08 g und einer Wiederkehrperiode von 475 Jahren ( $P_{50} = 10\%$ ) [42]. Zur Erstellung der einzelnen Antwortspektren wurde jeweils das elastische Antwortspektrum Typ 1 mit 5 % viskoser Dämpfung, die Bedeutungskategorie 2 und Baugrundklasse A nach ÖNORM B 1998–1:2017 [42] definiert.



**Bild 1.3:** Generierte Antwortspektren für den Standort Wien im Erdbebenbemessungsfall ( $P_{50} = 10\%$ ).

**Tabelle 1.1** zeigt die Festlegung der in der Publikation Karic et al. [2] untersuchten Erdbebenszenarien. Die generierten standortspezifischen Einwirkungsszenarien ermöglichen das vollständige Abbilden möglicher Strukturantworten von gründerzeitlichen Mauerwerksbauten unter möglichen Erdbebenereignissen am Standort Wien. Die Resultate der erzielten Streuung der einzelnen Spektren sind mit Forschungsergebnissen früherer Arbeiten [20] für den Raum Wien vergleichbar. Als Maß der Streuung wird in Tabelle 1.1 die maximale Standardabweichung der logarithmierten Erdbebensätze ( $\sigma_{\ln(S_a),\max}$ ) angeführt.

**Tab. 1.1:** Definition der Einwirkungszenarien – Gefährdungsgruppen nach [2].

$P_{50}$ [%]	$T_L$ in Jahren	$a_g$ [ $m/s^2$ ]	$a_{g,max}$ [ $m/s^2$ ]	$\sigma_{Ln(Sa),max}$
95	16,7	0,26	0,31	0,5470
50	72	0,43	0,49	0,5466
20	225	0,62	0,73	0,5466
10	475	0,80	0,95	0,5462
2	2475	1,39	1,64	0,5464

Ebenso werden in **Tabelle 1.2** die für die Ableitung der standortspezifischen Erdbebenzenarien herangezogenen realen Erdbebenaten wiedergegeben.

**Tab. 1.2:** Parameter der realen Erdbebenereignisse – PEER NGA Datenbank [43] nach [2].

Ereignis	RSN	Station	Jahr	$M_W$	Mechanismus	PGA [g]
Friaul	125	Tolmezzo	1976	6,5	Reverse	0,35
Kobe	1107	Kakogawa	1995	6,9	Strike Slip	0,34
Landers	879	Lucerne	1992	7,3	Strike Slip	0,78
Loma Prieta	767	Gilroy Array	1989	6,9	Rev. Oblique	0,37
Northridge	963	Castaic, CA–Old Ridge Route	1994	6,7	Reverse	0,57
Trinidad	421	Rio Dell Overpass, E Ground	1983	5,7	Strike Slip	0,19

## Widerstand

Um den vollständigen Bereich möglicher Strukturantworten unter dynamischer Beanspruchung zu reproduzieren, wird ein leistungsstarkes Materialmodell zur Beschreibung der makroskopischen Eigenschaften des spröden Mauerwerksgefüges benötigt. Die Abbildung des hochgradig nichtlinearen Materialverhaltens gemauerter Strukturen unter seismischer Einwirkung wird durch die Implementierung und Kalibrierung eines räumlichen Materialmodells aus der Materialdatenbank multiPlas [44] in ANSYS ermöglicht, das auf dem Fließkriterium nach Ganz [45] basiert. Durch die Plastizitätstheoretische Betrachtung fast aller Versagensmechanismen (Stein-, Fugen-, Verbundversagen etc.) eines regulären Mauerwerksverbands, der Berücksichtigung geeigneter Ent- und Verfestigungsmodelle sowie des anisotropen Verformungs- und Rissverhaltens in Abhängigkeit vom Belastungszustand wird ein effizientes und realistisches Materialverhalten unter zyklischer Belastung erreicht.

Materialschädigungen am Mauerwerksgefüge werden durch eine Abnahme der Anfangsfestigkeiten infolge Schub- oder Zugversagen beschrieben. Beispielsweise führt eine Überschreitung der Scherfestigkeiten zu einer exponentiellen Abnahme der Kohäsion  $c$  auf die Restkohäsion  $c_r$  und einer linearen Abnahme des Reibungswinkels  $\phi$  auf den Restreibungswinkel  $\phi_r$ . Folglich wird eine Übertragung von Scherkräften nur in begrenztem Maße ermöglicht. Die Bruchenergie dient als Maß zur Streuung der Rissbreite, wobei die Erweichung/Entfestigung durch die auftretenden plastischen Dehnungen beschrieben wird. Durch das leistungsstarke Materialmodell wird eine angemessene Berücksichtigung des spröden Materialverhaltens unter dynamischer Beanspruchung erreicht. Beispielsweise wird das Versagen der Mörtelfuge senkrecht zur Fugenebene – charakterisiert durch das Öffnen der Mörtelfuge – durch den Dilatanzwinkel  $\psi$  definiert [1], [38]. Zusammenfassend ermöglichte das räumliche Materialmodell durch seine umfassende Beschreibung des elastoplastischen Materialverhaltens, der bruchmechanischen Mechanismen sowie des Nachbruchverhaltens eine robuste Wiedergabe des hysteretischen Materialverhaltens auf Seiten des Mauerwerksgefüges unter dynamischer Beanspruchung.

Die Kalibrierung des Materialmodells erfolgte an gut dokumentierten in situ Schubversuchen unter kombinierter Belastung an repräsentativen Mauerwerkswänden eines viergeschossigen Gründerzeithauses sowie an weiteren Prüfungen, wie etwa Dreisteinprüfungen zur Bestimmung der Anfangsscherfestigkeit etc. Die umfangreichen Mauerwerks- und Komponentenprüfungen am Institut für Hochbau, Baudynamik und Gebäudetechnik/Forschungsbereich Hochbaukonstruktionen und Gebäudeerhaltung [16] bildeten den Grundstein für die ausführliche Kalibrierung des Materialmodells [21]. **Tabelle 1.3** zeigt die erzielten Materialparameter, welche in der vorliegenden Arbeit als Grundlage für die umfangreichen transienten (dynamischen) Erdbebensimulationen dienen.

**Tab. 1.3:** Parameter des kalibrierten Mauerwerk-Materialmodells nach [5], [21].

Materialparameter	Physikalische Größe
<b>Elastische Eigenschaften</b>	
E-Modul vertikal (x-Richtung)	$E_x = 850 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
E-Modul horizontal (y-Richtung)	$E_y = 283 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
E-Modul (z-Richtung)	$E_z = 283 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Querdehnzahl	$\nu_{xy} = \nu_{yz} = \nu_{xz} = 0,026 \text{ [-]}$
Schubmodul – xy	$G_{xy} = 102 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Schubmodul – yz, xz	$G_{yz} = G_{xz} = 76,5 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
<b>Festigkeitsparameter – Mauerwerk nach Ganz</b>	
Druckfestigkeit normal zur Lagerfuge	$f_{mx} = 3,69 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Druckfestigkeit normal zur Stoßfuge	$f_{my} = 2,46 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Druckfestigkeit normal zur Längsfuge	$f_{mz} = f_{my} = 2,46 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Zugfestigkeit normal zur Lagerfuge	$f_{tx} = 0,01 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Zugfestigkeit normal zur Stoßfuge	$f_{ty} = 0,14 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Zugfestigkeit normal zur Längsfuge	$f_{tz} = f_{ty} = 0,14 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Restzugfestigkeit	$f_{tr} \approx 0 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Kohäsion	$c = 0,026 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Restkohäsion	$c_r \approx 0 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Reibungswinkel	$\phi = 38 \text{ [}^\circ\text{]}$
Restreibungswinkel	$\phi_r = 22 \text{ [}^\circ\text{]}$
Dilatanzwinkel	$\psi = 30 \text{ [}^\circ\text{]}$
Bruchenergie – Zugbruch normal zur Lagerfuge	$G_{FF1} = 0,004 \text{ [Nmm/mm}^2\text{]}$
Bruchenergie – Zugversagen von Steinen (horizontal)	$G_{FS1} = 0,015 \text{ [Nmm/mm}^2\text{]}$
Bruchenergie – Scherversagen der Lagerfuge	$G_{FF2} = 0,080 \text{ [Nmm/mm}^2\text{]}$
Verfestigungswert Druck	$\kappa = 5 \cdot 10^{-4} \text{ [-]}$

Die generierten dynamischen Eigenschaften (Eigenfrequenzen  $f_n$ , Eigenschwingungsformen etc.) der räumlichen Tragwerksmodelle konnten im Zuge von Modalanalysen der betrachteten Fallbeispiele untersucht werden. Die dynamischen Charakteristika der Fallbeispiele korrelieren mit Ergebnissen früherer dynamischer Untersuchungen im Gründerzeitbestand [17] und ermöglichen es, akzeptable Strukturantworten unter dynamischer Beanspruchung zu produzieren. Zur Abschätzung der strukturellen Bauwerksdämpfung wird das Lehr'sche Dämpfungsmaß von  $\zeta = 4 \%$  der Grundschiwingung herangezogen, die im Zuge von messtechnischen Untersuchungen im gründerzeitlichen Bestand [41] ermittelt werden konnten. Die Berücksichtigung der Werkstoff-/Materialdämpfung in den dynamischen Simulationen wird mit der klassischen Rayleigh-Dämpfung [46] nach den nachfolgenden **Gleichungen 1.1** und **1.2** mit den Koeffizienten

$\alpha$  und  $\beta$  beschrieben.

$$\beta = \frac{\zeta}{\pi \cdot (f_1 + f_2)} \quad (1.1)$$

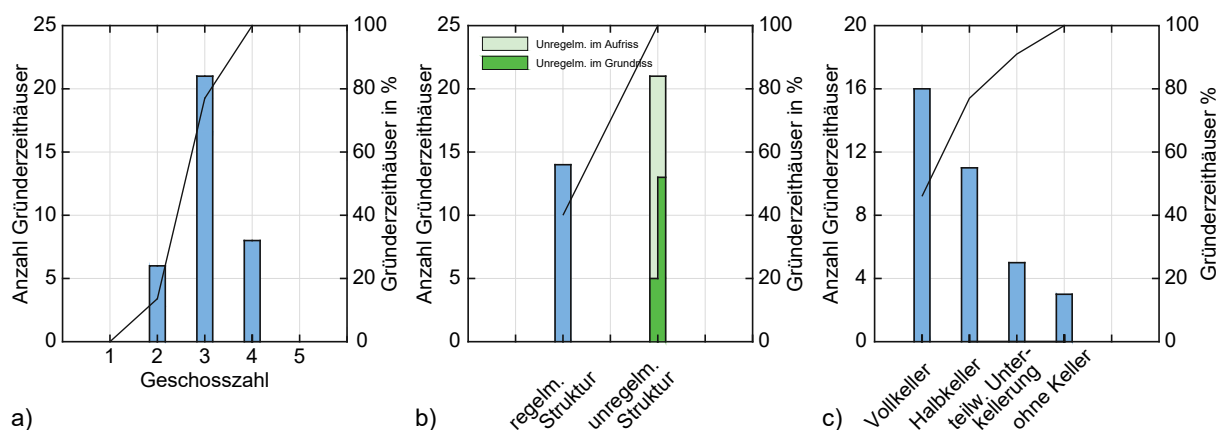
$$\alpha = 4 \cdot \pi^2 \cdot f_1 \cdot f_2 \cdot \beta \quad (1.2)$$

Die explizite Abbildung der Widerstands- und Einwirkungsseite ermöglicht eine repräsentative Untersuchung der dynamischen Tragwerksantworten einer gründerzeitlichen Bebauung unter transienten Simulationen. Als Identifikation kritischer Strukturbereiche und Interpretation des Tragwerksverhaltens unter dynamischer Beanspruchung wurden vorwiegend die plastische Dehnung  $\epsilon_{pl}$  sowie die Dehnung  $\epsilon_{tot}$  ( $\epsilon_{el} + \epsilon_{pl}$ ), die Hauptspannungsvektoren als konvergierte Gleichgewichtslösungen der Spannungszustände, die relative Stockverschiebung (interstory drift mit  $|u|_{\max/h}$ ) sowie die absoluten, horizontalen Stockwerksbeschleunigungsantworten als Verstärkungsfunktion (FAA als  $\Omega = PHFA/PGA$ ) definiert.

### 1.3.2 Untersuchung von Erdbebenschäden

Eine umfassende Studie über die seismische Verletzbarkeit des gemauerten Altbestandes konnte anhand der Erdbebenschäden am gründerzeitlichen Mauerwerksbestand in Zagreb, Kroatien nach dem Erdbeben am 22. März 2020 abgeleitet werden. Die Zagreber Gründerzeithäuser wurden nach den damaligen handwerklich tradierten Konstruktionsregeln aus der Österreichisch-Ungarischen Monarchie errichtet und sind identisch mit den Baukonstruktionen im Raum Wien (vgl. [2]). Die gut dokumentierte Schadensdatenbank [47] ermöglichte weitreichende Untersuchungen und Aussagen über das Strukturverhalten im Erdbebenfall. Für die detaillierten Untersuchungen wurde ein Häuserblock der Zagreber Innenstadt herangezogen, der repräsentativ für die gründerzeitliche Bebauung der Stadt Zagreb ist. Mit umfangreichen Bestandsdaten (Bestandpläne, Baubeschreibungen etc.) konnten die Gründerzeithäuser eindeutig klassifiziert und einzelne Adaptierungen über die Jahre so gut wie möglich nachverfolgt werden.

Die statistische Aufbereitung der Schadensdaten ermöglichte die Ableitung und Formulierung modifizierter empirischer Vulnerabilitätsfunktionen. Die eindeutige Klassifizierung nach spezifischen Gebäudemerkmale ermöglichte eine bedeutende Gegenüberstellung der sich einstellenden erdbebeninduzierten Schadensdichte unter bestimmten Gebäudemerkmale, wie der Gebäudehöhe, der Regelmäßigkeit/Unregelmäßigkeit lastabtragender Bauelemente oder der Art der Kellerausbildung (Vollkeller, Souterrain, teilweise Unterkellerung). **Bild 1.4** gibt exemplarisch die Verteilung der erdbebenrelevanten Gebäudemerkmale des untersuchten innerstädtischen Häuserblocks wieder.



**Bild 1.4:** Verteilung der Gebäudemerkmale nach a) Geschlosszahl (2, 3 und 4 Geschosse), b) Un-/Regelmäßigkeit lastabtragender Bauelemente im Grund- und Aufriss und c) Art der Kellerausbildung (Voll-, Halbkeller und teilweiser Unterkellerung) nach [2].

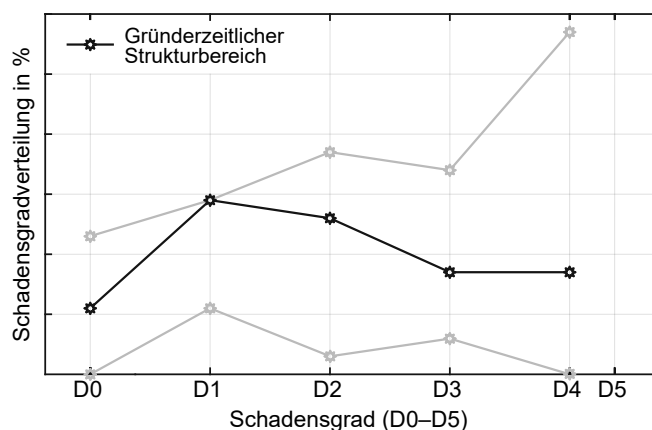
Die Kriterien für die Zuweisung der Höhe des Schadensgrades (D0–D5) folgen in Anlehnung an die EMS-98 [48] eindeutigen Regeln [2]. Die Schadensgradzuweisung (D0–D5) erfolgt nach dem Kriterium des maximal beobachteten Schadens je gründerzeitlichen Strukturbereich. In dieser Arbeit wird bei der Schadensgradzuweisung nicht zwischen tragendem und nichttragendem Mauerwerk unterschieden. **Bild 1.5** zeigt die definierte Zuordnung der Erdbebenschadensgrade (D0–D5) mit entsprechenden Bildern und Beschreibungen des Erdbebenschadens zu den einzelnen bedeutenden Strukturbereichen.



		Definition der Schadensgrade (D0–D5)						
		D0	D1	D2	D3	D4	D5	
		<b>Kein Schaden</b>	<b>Leichte Schäden</b> Feine Risse – Haarrisse, Risse im Putz	<b>Mäßige Schäden</b> Deutlich erkennbare Risse im Putz, geringfügige Putzablösung	<b>Starke Schäden</b> Starke Risse im Putz, größere Putzabplatzungen, Lockerung von Mauerwerksfugen, lose Ziegel die von höheren Gebäudeteilen herabfallen	<b>Sehr starke Schäden</b> Versagen der Mauerwerks- konstruktion – gebrochene Steine, Versagen einzelner Konstruktionselemente (Treppen, Decken) sowie von nichttragenden Elementen (gemauerte Schornsteine, Giebelwände etc.)	<b>Kompletter Einsturz</b>	
<b>Schadensmuster nach gründerzeitlichen Strukturbereichen</b>	Tragendes Mauerwerk						Nicht beobachtet	
	Treppenhaus							
	Nichttragendes Mauerwerk							
	Deckenkonstruktion							Nicht beobachtet
	Dachboden							

Bild 1.5: Definition der Schadensgrade (D0–D5) mit dazugehörigen Schadensbildern zu den gründerzeitlichen Strukturbereichen nach [2].

Die definierte Vorgehensweise der statistischen Erhebung und Auswertung nach Strukturbereichen ermöglicht eine qualitative Analyse der seismischen Verletzbarkeit einer gründerzeitlichen Bebauung. Ebenso konnte der Einfluss bauspezifischer Gebäudemerkmale auf die sich einstellende Schadensverteilung aufgezeigt werden. Eine schematische Darstellung der abgeleiteten und angewandten Vulnerabilitätsfunktionen zeigt **Bild 1.6**.



**Bild 1.6:** Schematische Darstellung der Auswertungsmethodik anhand von empirischen Vulnerabilitätsfunktionen.

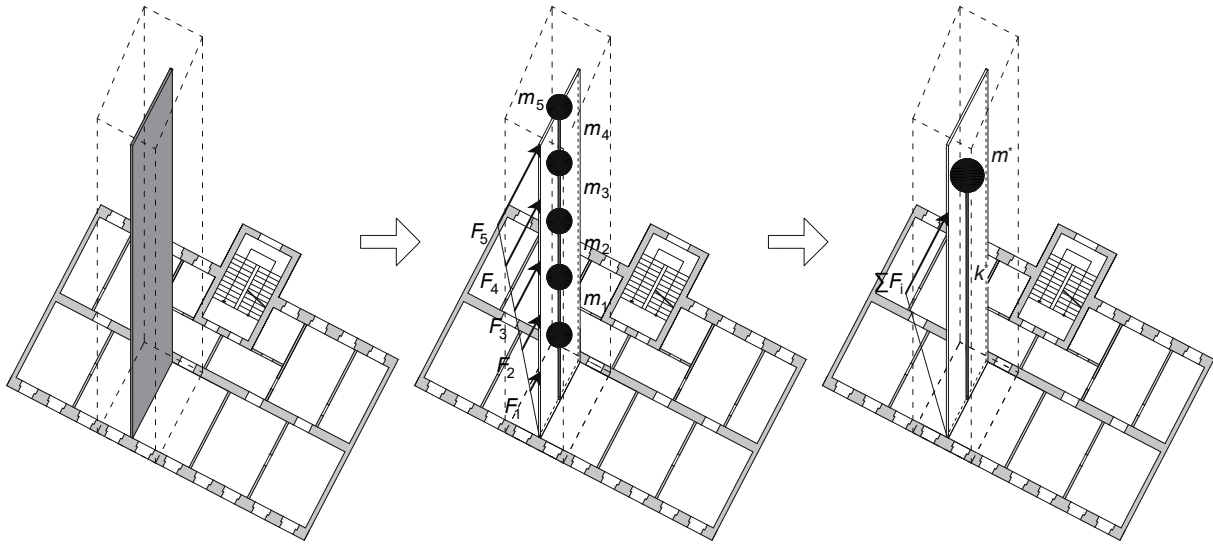
Weiterführend konnte in der Publikation Karic et al. [3] eine umfassende Auseinandersetzung der erdbebeninduzierten Versagens- und Einsturzmechanismen zu den einzelnen bedeutenden Strukturbereichen erhoben und diskutiert werden. Die intensive Erhebung der Erdbebenschäden ermöglicht die eindeutige Identifizierung kritischer Strukturbereiche, wie auch die Beschreibung der erdbebeninduzierten Wechselwirkung zwischen den tragenden Strukturen und nichttragenden Bauelementen. Im Hinblick auf die seismische Verletzbarkeit der Baukonstruktion konnten bedeutende tragende und nichttragende Gebäudebereiche definiert und das beobachtete Strukturverhalten unter dem Erdbebenereignis klassifiziert und erläutert werden.

### 1.3.3 Normative Bemessungsstrategien

Neben den Erkenntnissen über das dynamische Strukturverhalten von Gründerzeithäusern stellt die realistische, analytische Berechnung sowohl der globalen als auch der lokalen Tragwerkswiderstände der gründerzeitlichen Baukonstruktionen nach normativen Vorgaben die Grundvoraussetzung für eine akzeptable Risikobewertung gegenüber seismischen Ereignissen dar. Bauliche Eingriffe sind maßgeblich auf die berechneten seismischen Tragwerkskapazitäten nach den gegenwärtig angewandten Bemessungsstrategien zurückzuführen. Folglich stellt die ausführliche Auseinandersetzung der normativen Bemessungsstrategien einen entscheidenden Teil dieser Forschungsarbeit dar.

Die aktuellen normativen Vorgaben der ÖNORM EN 1998-1:2013 [37] und die ÖNORM EN 1998-3:2013 [25] mit ihren nationalen Anhängen ÖNORM B 1998-1:2013 [42] und ÖNORM B 1998-3:2018 [26] bilden den Grundstein für die Nachbemessung von gemauerten Bestandsobjekten im Erdbebenfall. Speziell befassen sich die Dokumente EN und B 1998-3 mit der Beurteilung und Ertüchtigung von Bestandsbauten gegenüber Erdbeben und definieren Bemessungsstrategien für tragende und nichttragende Bauelemente. Die aktuelle Überprüfung der Standsicherheit erfolgt im Erdbebenlastfall vorwiegend mit der Pushover-Berechnungsmethode nach EN 1998-1:2013

[37] und der Empfehlungen der Kammer der ZiviltechnikerInnen nach Bauer & Kern [19], die auf der N2-Methode von Peter Fajfar [28] beruht. **Bild 1.7** zeigt beispielsweise die schematische Vorgehensweise der Diskretisierung einer betrachteten gründerzeitlichen Schubwand in ein äquivalentes Einmassenschwinger System (SDOF) sowie die lineare Verteilung (MODE1) der resultierenden Horizontalkräfte unter horizontaler Beanspruchung.



**Bild 1.7:** Diskretisierung einer gründerzeitlichen Schubwand.

Aufbauend auf einer vertiefenden gründerzeitlichen Bestandsstudie, die auf einer intensiven Erhebung von Gebäudedaten von mehr als 200 Objekten und auf Kennwerten umfangreicher Mauerwerksprüfungen von 125 Gründerzeithäusern im Raum Wien basiert, konnten Pushover-Analysen der betrachteten gründerzeitlichen Objekte in Gebäudequer- und -längsrichtung durchgeführt werden. Durch eine intensive Sensitivitätsanalyse der Pushover-Berechnungen konnten die wesentlichsten Einflussparameter (stratigraphisches Profil, wandgeometrische und materialtechnische Parameter etc.) auf das zu erreichende Zuverlässigkeitsniveau von Gründerzeithäusern analysiert und definiert werden. Im Sinne einer qualitativen Gegenüberstellung konnten die Materialqualität, der Erhaltungszustand, die Typologie, Geometrie sowie die Nutzung in der Nachweisführung berücksichtigt werden. Durch die umfangreichen Berechnungsanalysen konnten bedeutende Zusammenhänge zwischen der Schubtragfähigkeit  $V_f$ , der Eigenperiode  $T^*$  des äquivalenten Einmassenschwingers (EMS) einzelner aussteifender Schubwände und dem Erdbenerfüllungsfaktor  $\alpha$  unter Berücksichtigung der statistischen Variation der Materialqualität aus der Bestandsanalyse erfasst werden. Aufbauend auf den wertvollen Erkenntnissen der detaillierten Sensitivitätsanalyse konnte die Ableitung einer effizienten und normgerechten Nachbemessungsstrategie in Form von Nachbemessungstabellen für gründerzeitliche Schubwände (Zwischenwände) formuliert werden.

Neben der Nachweisführung der Standsicherheit von Bestandsobjekten werden nach ÖNORM EN 1998-3:2013 keine spezifischen normativen Ansätze zur Auslegung von nichttragenden Bauelementen vorgeschrieben. Für nichttragende Bauelemente sowie ihre Verbindungen und Verankerungen werden nach ÖNORM EN 1998-1:2013 vereinfachte Methoden vorgeschlagen. Die normative Berechnungsmethode basiert auf der vereinfachten Berechnung der einwirkenden horizontalen Ersatzkraft auf das nichttragende Bauelement und ist der **Gleichung 1.3** zu entnehmen.

$$F_a = \frac{(S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a)}{q_a}, \text{ mit } S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[ \frac{3 \cdot \left(1 + \frac{z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right] \geq \alpha \cdot S \quad (1.3)$$

Mit:

- $F_a$  als horizontale Ersatzlast, die im Massenmittelpunkt des nichttragenden Bauelementes in ungünstiger Richtung wirkt.
- $S_a$  als Erdbebenbeiwert für nichttragende Bauelemente.
- $W_a$  als Gewicht des Bauelementes.
- $\gamma_a$  als Bedeutungsbeiwert für nichttragende Bauelemente zwischen 1,0 und 1,5.
- $q_a$  als Verhaltensbeiwert für nichttragende Bauelemente zwischen 1,0 und 2,0.

Demgegenüber konnte mit dem generierten numerischen Schwingungsverhalten zufolge der transienten Simulationen in Karic et al. [2] und [5] sowie der Erhebung der Schadensdichte beschleunigungsempfindlicher Bauelemente am gründerzeitlichen Baubestand in Zagreb [2], [3] eine geeignete Methode zur qualitativen Gegenüberstellung mit dem vereinfachten normativen Berechnungsansatz für nichttragende Elemente geschaffen werden.

## 1.4 Zusammenfassung der Publikationen

### 1.4.1 Zusammenfassung von Publikation [1]

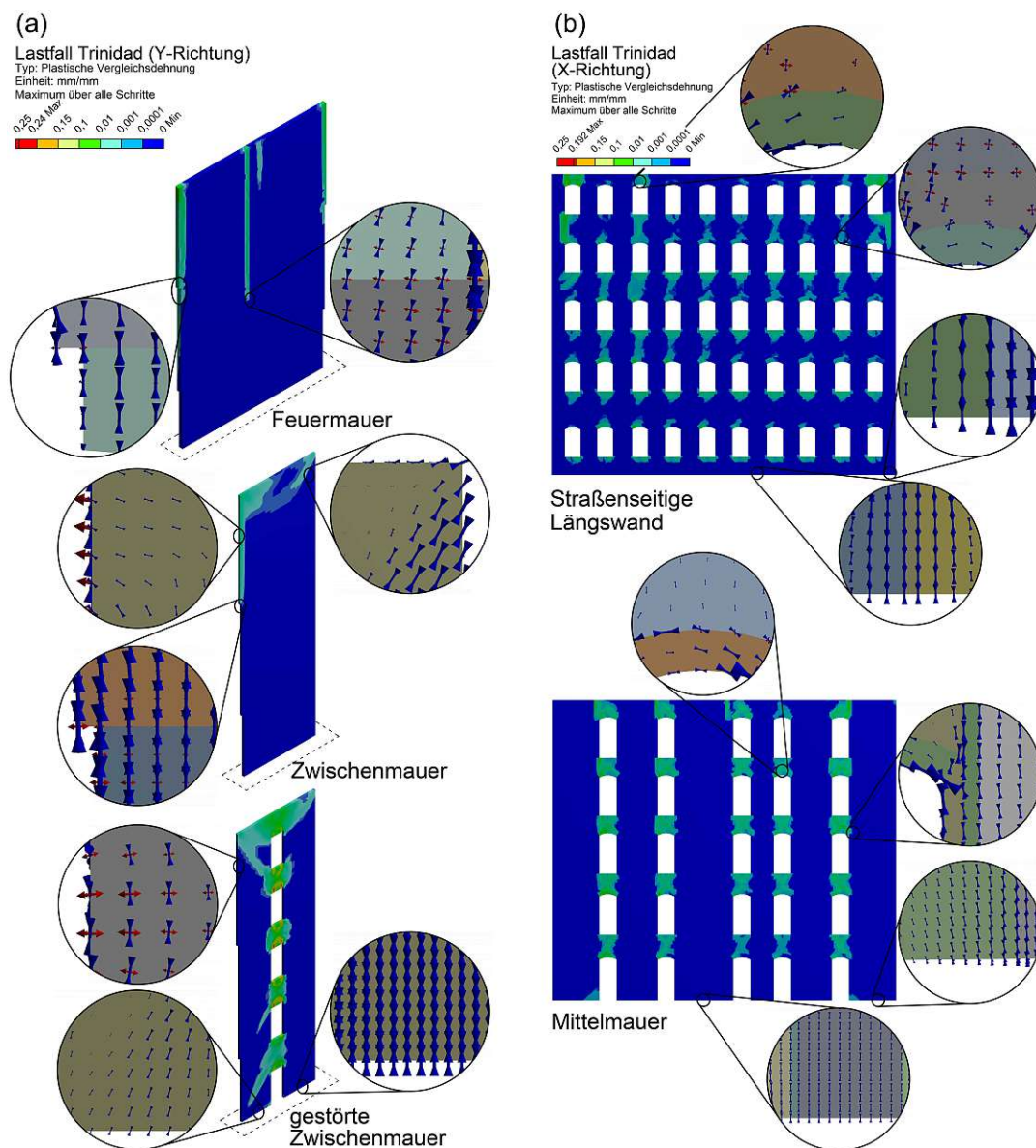
#### Gründerzeitliche Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung – Tragverhalten im Widerspruch zur aktuell angewandten Nachbemessung

In der Publikation Karic & Kolbitsch [1] wird auf Grundlage von numerischen transienten Simulationen die dynamische Tragwerksantwort unter dynamischer Beanspruchung analysiert und diskutiert. Die gewählte Methode bietet eine differenzierte Betrachtung der einzelnen Strukturbereiche und ermöglicht die exakte Wiedergabe der Aktivierung einzelner Versagensmechanismen sowie der Interaktion einzelner, gemauerter Strukturbereiche unter dynamischer Einwirkung. Als Vorlage für die räumliche Modellierung wurde das „Gründerzeit-Mustergebäude“ nach [19] herangezogen. Das Mustergebäude diente als Untersuchungsgegenstand von zahlreichen vorangegangenen Forschungsarbeiten und ermöglicht insofern einen direkten Vergleich mit bisherigen Untersuchungen, wie etwa mit [20], [21], [27].

Das Tragwerksverhalten hängt einerseits von der dynamischen Einwirkung und andererseits von den materialspezifischen Besonderheiten des gemauerten Gebäudebestandes ab. Die Tragwerksantwort eines gemauerten Altbaus wird maßgeblich vom nichtlinearen Material-, vom Entfestigungs- sowie Verfestigungsverhalten, von material- und strukturspezifischen Versagensmechanismen und lokalen Lastumlagerungseffekten beeinflusst. Die Abbildung der durch die dynamische Beanspruchung induzierten hysteretischen Materialantworten wurden durch das an in situ Prüfversuchen kalibrierte makroskopische Materialmodell der Materialdatenbank multiPlas [44] ermöglicht, das auf dem Fließkriterium von Ganz [45] basiert. Für die betrachtete transiente Erdbebensimulation wurde für das Erdbebenszenario eine Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10 % in 50 Jahren definiert, das einer Wiederkehrperiode von 475 Jahren und das Bemessungserdbeben für den Standort Wien südlich der Donau darstellt [42].

Die dreidimensionale räumliche Betrachtung ermöglicht eine genaue Wiedergabe des Tragwerksverhaltens sowie der Aktivierung wesentlicher erdbebeninduzierter Mechanismen des historischen

Mauerwerksgefüges. Die Identifikation überbeanspruchter, kritischer Strukturbereiche wird unter dem definierten Erdbebenszenario anhand von plastischen Aktivitäten (plastische Vergleichsdehnung -  $\epsilon_{pl}$ ) aufgezeigt. **Bild 1.8** zeigt exemplarisch selektierte Strukturbereiche, die den komplexen Lastabtrag unter horizontaler Beanspruchung detailliert veranschaulichen. Die Wiedergabe der Spannungszustände der konvergierten Gleichgewichtslösung mit den Hauptspannungsvektoren (rot: Zugspannung, blau: Druckspannung) ermöglicht die Illustrationen des resultierenden komplexen Lastabtrags sowie der Lastumlagerung unter dynamischer Einwirkung.



**Bild 1.8:** Strukturverhalten repräsentativer Mauerwerkswände a) aussteifende Querwände (Feuermauer und Zwischenwände) und b) tragende Längswände (straßenseitige Mauerwerkswand und Mittelmauer). Gegenüberstellung der plastischen Dehnungen ( $\epsilon_{pl}$ ) mit den Hauptspannungsvektoren nach [1].

Zusammenfassende Erkenntnisse nach [1]:

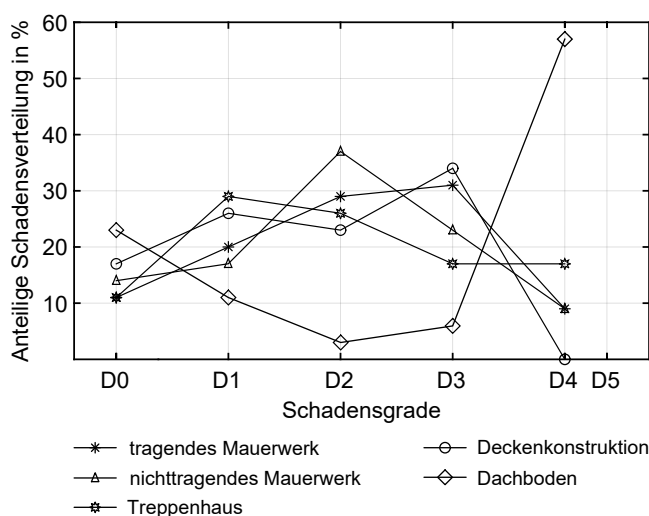
- i) Strukturbereiche höherer Beanspruchungen konzentrieren sich vorwiegend in Bereichen von großen Steifigkeitsänderungen (Wandanschlussbereiche etc.) sowie in Bereichen von Strukturschwächungen durch Mauerwerksöffnungen (Türen, Fenster etc.).
- ii) Die aussteifenden Zwischenwände (keine Beteiligung an der vertikalen Lastableitung – nur Wandeigengewicht) sind durch die unidirektionale Lastabtragung der tragenden Längswände gekennzeichnet und erfahren unter dynamischer Einwirkung hohe Beanspruchungen in den Wandanschlussbereichen. Die Hauptspannungsvektoren bekräftigen den komplexen Lastabtrag und das charakteristische Lastumlagerungsvermögen des Mauerwerksgefüges nach Überschreitung zulässiger Spannungen. Die Vermutung konnte bestätigt werden, dass Nachweise auf Scheibenebene (Biegeversagen, Schubversagen nach EN 1998-3:2013) das globale Verhalten sowie die zu erwartenden Versagensmechanismen unzureichend beschreiben. Das Versagen der Anschlussbereiche (vor allem in den oberen Geschossen) kann zu einer Minderung der aussteifenden Wirkung der Zwischenwände und zu einem negativen Einfluss auf das globale Strukturverhalten führen. Insbesondere kann die daraus resultierende erhöhte Biegebeanspruchung der Längswände deren out-of-plane Versagen mit zunehmender Wandhöhe verstärken.
- iii) Im Erdbebenfall stellen die Mauerwerksriegel Bereiche höherer Beanspruchung dar. Das beruht insbesondere aufgrund der Beanspruchungskonzentration durch die Strukturschwächungen der Mauerwerksöffnungen sowie der deutlich schlankeren Parapetausbildungen. Durch die Umlagerung von nicht aufnehmbarer Zug- und Schubbelastungen unter der Aktivierung der mittragenden Mauerwerksriegel sind diese durch kreuzförmige Bänder plastischer Aktivitäten gekennzeichnet. Ein Versagen der Mauerwerksriegel kann gravierende Folgeschäden durch das lokale Versagen der Auflagerbereiche der Deckenkonstruktionen (Holztraversedecken etc.) bewirken. Die massiven Mauerwerkspfeiler der Längswände stellen vorwiegend überdrückte Bereiche dar. Eine entkoppelte Betrachtungsweise der Mauerwerkspfeiler, die vor allem in den unteren Geschossen annähernd gleiche Abmessungen in beiden Hauptachsen (Wandstärken bis zu 90 cm) aufweisen, würde nach rechnerischen Ansätzen für beide Hauptträgheitsachsen annähernd gleiche Tragfähigkeitskapazitäten aufweisen, die mit zunehmender Höhe divergieren.
- iv) Insbesondere werden die bedeutenden Wechselwirkungen und Interaktionen der einzelnen Strukturbereiche aufgezeigt. Der komplexe Lastabtrag (vgl. Hauptspannungsvektoren Bild 1.8) von gründerzeitlichen Mauerwerksbauten bestätigt, dass die Wechselwirkung zwischen den einzelnen Strukturbereichen einen wesentlichen Beitrag im dynamischen Strukturverhalten einnimmt.

## 1.4.2 Zusammenfassung von Publikation [2]

### Seismische Verletzbarkeit von gründerzeitlichen Mauerwerksbauten in Wien

In der Publikation Karic et al. [2] wird eine umfassende Studie über die seismische Verletzbarkeit von gründerzeitlichen Mauerwerkshäusern anhand von gut dokumentierten Erdbebenschäden am Zagreber Gründerzeitbestand nach dem Erdbeben am 22. März 2020 vorgestellt. Darüber hinaus wird auf Grundlage der vorangegangenen Forschungsarbeit [1] über erweiterte, transiente Simulationen die Einschätzung der standortspezifischen seismischen Vulnerabilität von gründerzeitlichen Mauerwerksbauten in Wien präsentiert.

Auf Basis der Erdbebenschäden am gründerzeitlichen Altbaubestand in Zagreb (HCPI-Datenbank [47]), umfangreicher Gebäudedaten (Bestandspläne, Baubeschreibungen etc.) und der einheitlichen Baukonstruktionsweise aus der Österreichisch-Ungarischen Monarchie sowie der ausgezeichneten Vergleichbarkeit der mechanischen Materialkenngrößen (Zagreb–Wien) konnten richtungweisende Aussagen über die Verletzbarkeit einzelner Strukturbereiche der gründerzeitlichen Bebauung erzielt werden. Die statistische Erhebung und Aufbereitung der umfassenden Schadens- und Bestandsdaten ermöglichte die Ableitung von empirischen Vulnerabilitätsfunktionen für einzelne Strukturbereiche unter Berücksichtigung gebäudespezifischer Merkmale. Die erhobenen anteiligen Verteilungen der Schadensgrade der begutachteten Gründerzeithäusern der Zagreber Innenstadt (Häuserblock mit 35 Objekten) sind in **Bild 1.9** wiedergegeben. Die Schadensgradzuweisung (D0–D5) erfolgt in Anlehnung an die EMS-98 [48] eindeutigen Regeln [2] und folgt dem Kriterium des erfassten Maximalschadens über den einzelnen Strukturbereichen.



**Bild 1.9:** Schadensgradverteilung über den bedeutenden Strukturbereichen des untersuchten gründerzeitlichen Häuserblocks nach [2].

Es ist deutlich zu erkennen, dass der Dachboden mit seinen überwiegend beschleunigungsempfindlichen nichttragenden Bauelementen (freistehende Schornsteine, Giebelwände, dekorative Bauelemente etc.) den mit Abstand anfälligsten Strukturbereich mit sehr starken Schäden (D4) von  $\approx 60\%$  darstellt. Die Erdbebenschäden waren überwiegend durch das Abwerfen von Schornsteinen, freistehenden Giebelwänden etc. charakterisiert. In den Strukturbereichen tragender und nichttragender (aussteifender) Mauerwerkskonstruktionen konzentrierten sich die erdbebeninduzierten Schäden in den Bereichen lokaler Steifigkeitsänderungen, wie Wand-Wand- und Wand-Decken-Anschlüssen sowie Mauerwerksöffnungen (Tür- und Fensteröffnungen), und waren

durch Schubbeanspruchung in der Wandebene und Biegebeanspruchung aus der Wandebene gekennzeichnet. Bei der tragenden Gebäudestruktur zeigten die gründerzeitlichen Treppenhäuser den Strukturbereich mit der höchsten anteiligen Schadensdichte von sehr starken Erdbebenschäden (D4). Typische Schadensmuster stellten sich in Bereichen von Tür- und Fensteröffnungen, in Anschlussbereichen zwischen Hauptgebäude und herausragendem Treppenhaus sowie als vereinzelte Schubrisse in den Treppenhauswandebenen ein. Die Treppenkonstruktion zeigte ebenso ihre seismische Empfindlichkeit mit vereinzelt zerstörten Treppenstufen. Das schubweiche, flexible Tragverhalten der hölzernen Deckenkonstruktionen konnte anhand der erdbebeninduzierten Schäden bestätigt werden. Putzrisse und Abplatzung entlang der einzelnen Holzbalken und der Wandanschlüsse waren die typischen erdbebeninduzierten Schadensbilder. Die erfassten Schadensbilder deuten auf eine relative hohe Verformung, eine erhebliche Biegebeanspruchung der einzelnen Holzbalken sowie auf eine unzureichende Mauerwerksverankerung hin. Neben Putzrisse konnten keine strukturellen Schäden an den flexiblen, hölzernen Deckensystemen erfasst werden. Im Gegensatz zu den oberirdischen Geschossen konnten in den begutachteten Untergeschossen sowie bei den massiven Kellergeschossdecken keine ausgeprägten Erdbebenschäden verzeichnet werden [2].

Insbesondere konnte eine entscheidende Gegenüberstellung des Einflusses gebäudespezifischer Merkmale auf die sich einstellenden Schadensgradichten erreicht werden. **Bild 1.10** zeigt die abgeleiteten Vulnerabilitätsfunktionen über den einzelnen gründerzeitlichen Strukturbereichen bezogen auf spezifische Gebäudemerkmale. Es konnte der Einfluss der Gebäudehöhe (2, 3 und 4 oberirdische Geschosse), der Un-/Regelmäßigkeit lastabtragender Bauelemente im Grund- und Aufriss sowie der Kellergeschossausbildung (Vollkeller, Souterrain und teilweise unterkellert) auf die sich einstellende Schadensgradverteilung über den einzelnen untersuchten Strukturbereich gezeigt werden. Es ist deutlich zu erkennen, dass bestimmte Gebäudemerkmale einen signifikanten Einfluss auf das gründerzeitliche Tragverhalten sowie auf die sich einstellende seismische Vulnerabilität besitzen.



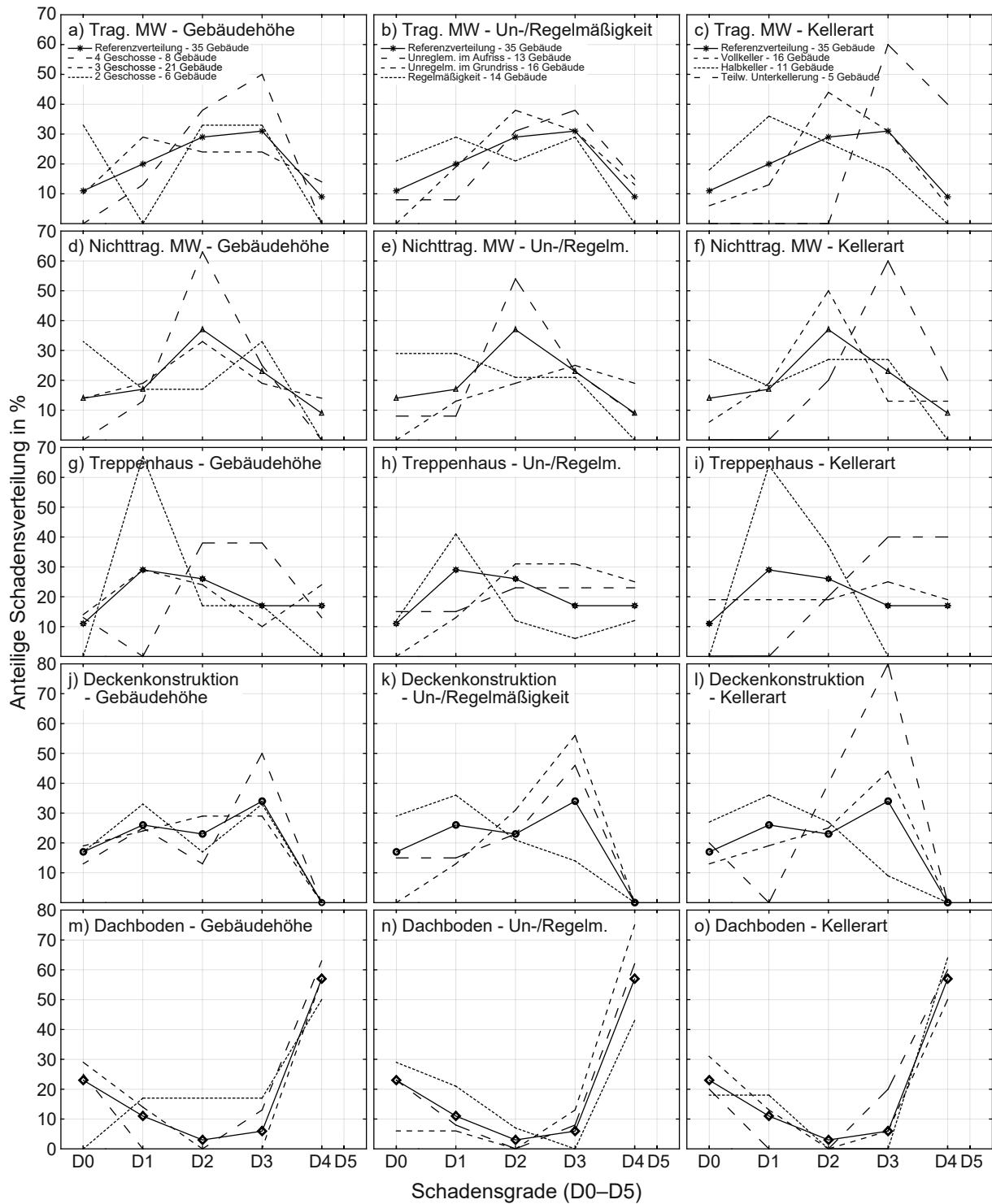


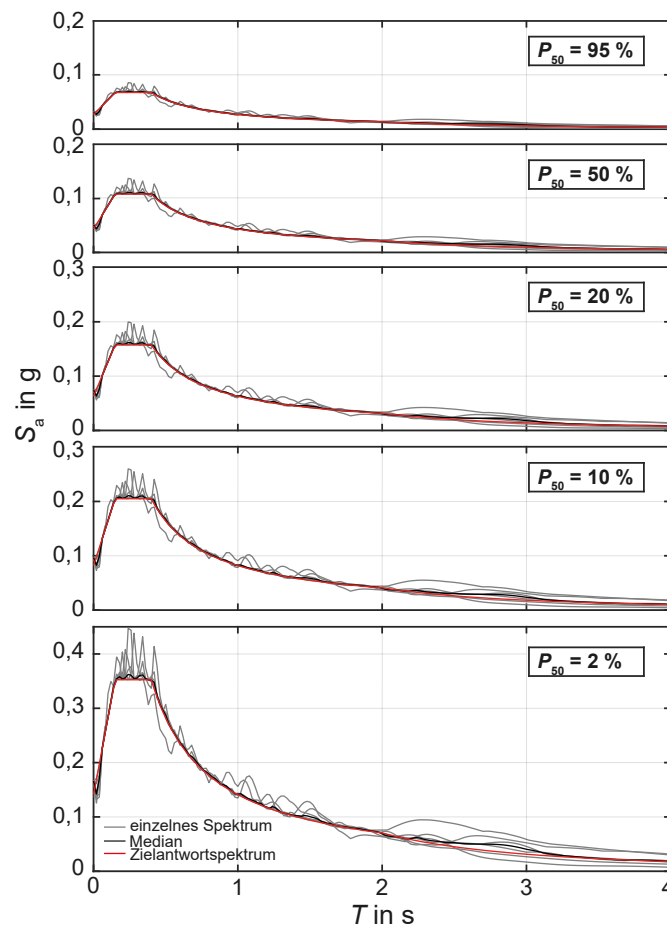
Bild 1.10: Schadensgradverteilung über einzelne gründerzeitliche Strukturbereiche unter gebäudespezifischen Merkmalen nach [2].

Die abgeleiteten Verletzbarkeitsfunktionen bestätigen, dass neben lokalen Bodenverstärkungseffekten, dem Erhaltungszustand, der Materialqualität sowie des generellen Gebäudetyps (Vulnerabilitätsklasse B nach EMS-98), auch gebäudespezifische Merkmale einen erheblichen Einfluss auf die erdbebeninduzierten Tragwerksantworten haben können.

Zusammenfassend lassen sich folgende Erkenntnisse aus der Verletzbarkeitsstudie [2] ziehen:

- i) Mit zunehmender Geschosszahl kann auch eine Zunahme der anteiligen Dichte der Schadensgrade über den einzelnen Strukturbereichen beobachtet werden, wobei im tragenden und nichttragenden Mauerwerk in allen untersuchten viergeschossigen Häusern leichte bis starke Schäden erfasst werden konnten.
- ii) Ein positiver Effekt auf die Schadensdichte kann insbesondere unter einer regelmäßigen Anordnung lastabtragender Bauteile hervorgehoben werden, die mit einer deutlichen Abnahme höherer Schadensdichten über den Strukturbereichen gekennzeichnet ist. Unter regelmäßiger Anordnung lastabtragender Bauelemente konnten in den Strukturbereichen des tragenden und nichttragenden Mauerwerks keine sehr starken Schäden (D4) festgestellt werden.
- iii) Der negative Einfluss der Unregelmäßigkeit lastabtragender Bauteile im Grundriss (L-, T-, U-förmige Grundrisse und/oder  $L/B > 4$ , siehe [2]) und Aufriss (weiches Geschoss etc., siehe [2]) auf die seismische Empfindlichkeit konnte bestätigt werden.
- iv) Die ausgeprägteste Verteilung der Schadensgrade konnte bei der Ausbildung des Kellergeschosses verzeichnet werden. Eine teilweise Unterkellerung führte zu einer deutlichen Zunahme der Schadensdichte. Ein positiver Einfluss auf die oberirdischen Strukturantworten konnte einem Halbkeller (Souterrain) im Gegensatz zu Gründerzeithäusern mit Vollkeller zugeschrieben werden. Zum Einfluss von nicht unterkellerten Objekten auf die erdbebeninduzierte Schadensdichte konnte aufgrund der geringen anzutreffenden Gebäudeanzahl keine aussagekräftige statistische Auswertung getroffen werden.
- v) Die beobachteten Schadensmuster/-trends konnten ebenso bei den hölzernen Deckensystemen erfasst werden, wobei auf Grund ihrer flexiblen Baukonstruktionsweise keine sehr starken erdbebeninduzierten Schäden zugeordnet werden konnten, vgl. 1.10.
- vi) Der Dachbodenbereich zeigte eine ausgeprägt hohe Schadensdichte unter allen Gebäudemerkmalen auf, wobei eine Unregelmäßigkeit lastabtragender Bauelemente im Grundriss zu einem markanten Anstieg der sehr starken Schäden an Schornsteinen, freistehenden Mauerwerkswänden, dekorativen Bauelementen etc. führte.

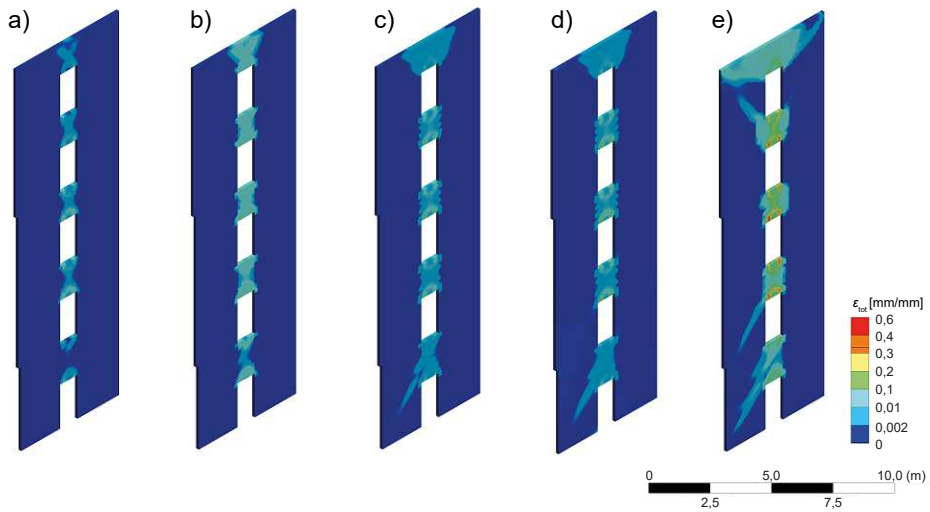
Neben den Erkenntnissen aus der Verletzbarkeitsstudie der gründerzeitlichen Bebauung konnten aufbauend auf die Forschungsarbeit Karic & Kolbitsch [1] erweiterte numerische Vulnerabilitätsanalysen für den Standort Wien erzielt werden. Für die transienten Simulation wurden das fünf- (a) und ein modifiziertes dreigeschossiges „Gründerzeit-Mustergebäude“ (b) nach [19] herangezogen. Die räumliche Modellierung sowie die Kalibrierung des leistungsstarken Mauerwerk-Materialmodells basieren auf der vorangegangenen Forschungsarbeit [1]. Um valide Aussagen über die Vulnerabilität und die möglichen Strukturantworten im Raum Wien erzielen zu können, wurden fünf standortspezifische Erdbebenszenarien definiert. **Bild 1.11** zeigt die definierten Einwirkungsgruppen mit den generierten Zielantwortspektren  $S_a$ , den einzelnen Antwortspektren und dem Median dieser Spektren.



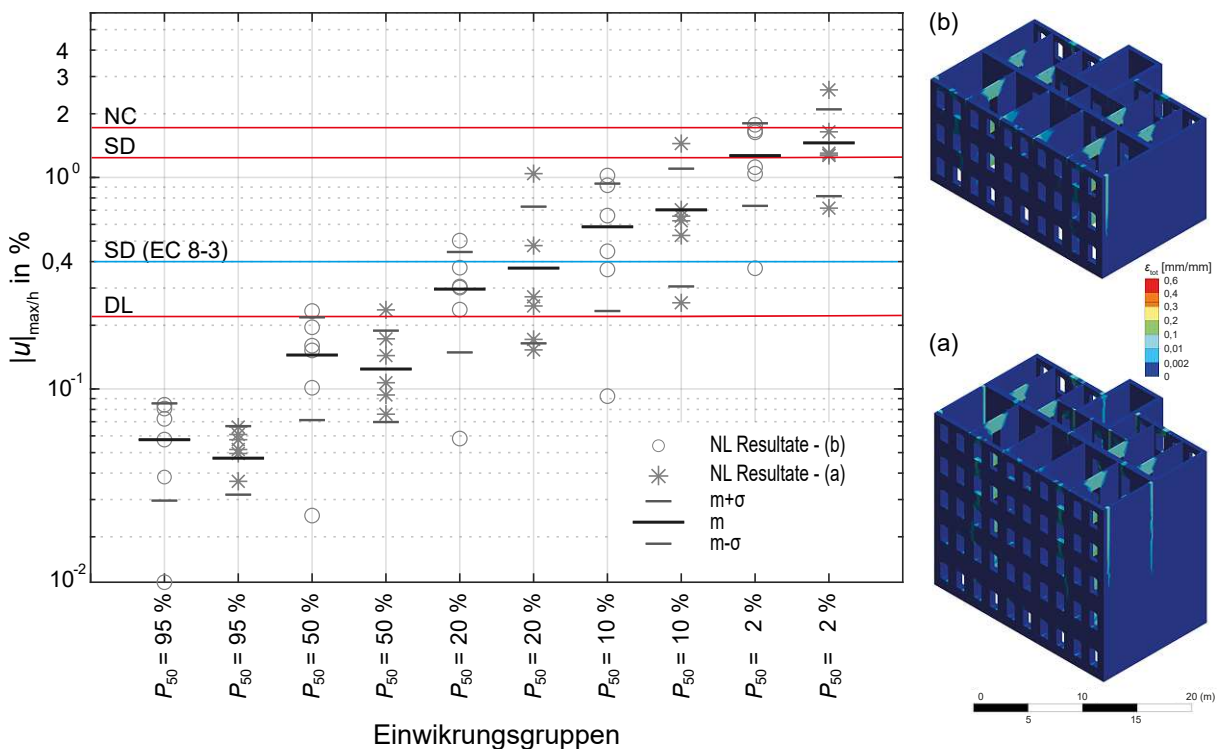
**Bild 1.11:** Definierte Erdbebenszenarien für den Standort Wien nach [2].

Die numerischen Simulationen ermöglichten eine detaillierte Nachbildung des dynamischen Tragwerksverhaltens und korrelieren mit den beobachteten erdbebeninduzierten Schadensmustern am gründerzeitlichen Bestand in Zagreb. Exemplarisch werden in **Bild 1.12** die sich einstellenden Plastifizierungen selektierter Schubwände (Zwischenwände) des betrachteten Fallbeispiels (a) unter den einzelnen Erdbebenszenarien wiedergeben. Es wird eine hervorragende hysteretische Materialantwort erreicht, die beispielsweise durch die Ausbildung der typischen kreuzförmigen Plastifizierung der Mauerwerksbalken und der Umverteilung der Zug- und Schubspannungen gekennzeichnet ist.

Neben der ausgezeichneten numerischen Abbildung der beobachteten kritischen Strukturbereiche werden die erzielten Resultate den gegenwärtig angewandten normativen Schwellenwerten (EC 8) gegenübergestellt. **Bild 1.13** gibt die Verteilung der maximal erfassten relativen Stockwerksverschiebungen ( $|u|_{\max/h}$ ) des betrachteten fünfgeschossigen und dreigeschossigen Gründerzeit-Mustergebäudes in % und den Grenzwert nach EN 1998–3:2013 [25] sowie der experimentell ermittelten Schadensschwellen wieder. Die Simulationsergebnisse bestätigten das hochkomplexe Materialverhalten und die unterschiedlichen Strukturantworten der einzelnen Fälle (a) und (b) unter dynamischer Beanspruchung. Die Gegenüberstellung der Tragwerksantworten zeigt, dass das dreigeschossige Mustergebäude (b) bei schwächeren und das fünfgeschossige Mustergebäude (a) bei zunehmenden Erdbebenphasen stärker reagiert.

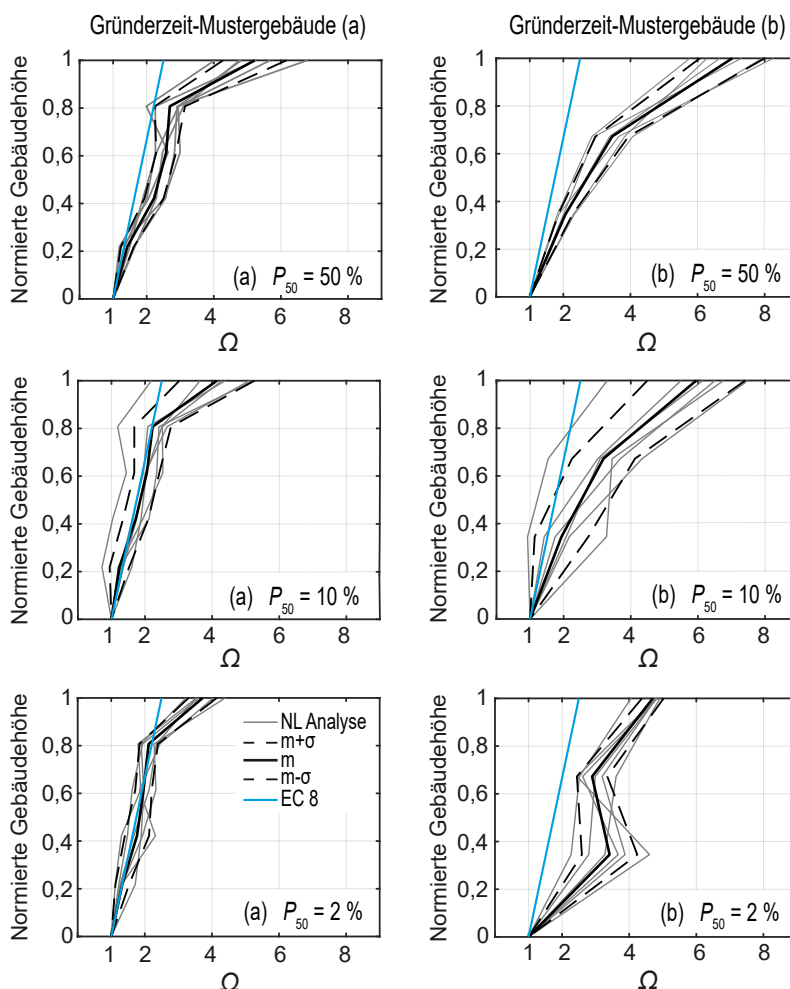


**Bild 1.12:** Plastifizierung ( $\epsilon_{tot}$ ) selektierter aussteifender Schubwände des fünfgeschossigen Gründerzeit-Mustergebäudes (a) unter den standortspezifischen Einwirkungsgruppen a)  $P_{50} = 95\%$  bis e)  $P_{50} = 2\%$  nach [2].



**Bild 1.13:** Verteilung der maximalen Stockwerksverschiebungen ( $|u|_{max/h}$ ) in % der betrachteten Fallbeispiele (a) und (b) unter den standortspezifischen Einwirkungsgruppen nach [2].

Des Weiteren konnten die bedeutenden Beschleunigungsantworten in Form von maximalen horizontalen Stockwerksbeschleunigungsverstärkungen ( $\Omega = \text{PHFA}/\text{PGA}$ ) dem vereinfachten Bemessungsansatz nach EC 8 gegenübergestellt werden. **Bild 1.14** zeigt die maximalen, horizontalen Stockwerksbeschleunigungsantworten als Funktionen der Beschleunigungsverstärkung  $\Omega$  der straßenseitigen Mauerwerkswand (W 1) über der Wandhöhe der Gründerzeit-Mustergebäude (a) und (b). Die umfangreichen Resultate bestätigten das hochkomplexe Materialverhalten und die unterschiedlichen Strukturantworten der einzelnen Fälle (a) und (b) unter dynamischer Beanspruchung. Die ausgeprägten Nichtlinearitäten sowie das Reißen des Mauerwerks unter Starkbebenphasen und der daraus resultierenden Steifigkeitsreduzierung führen zu einer Abnahme der Beschleunigungsverstärkung [2]. Die Gegenüberstellung der numerischen Strukturantworten mit dem vereinfachten Ansatz der Beschleunigungsverstärkung nach EC 8 zeigt, dass das strukturelle Schwingungsverhalten unter den definierten standortspezifischen Erdbebenphasen/-szenarien keiner einfach zu folgenden Kausalität folgt.



**Bild 1.14:** Verteilung der maximalen horizontalen Stockwerksbeschleunigungsverstärkung  $\Omega$  (PHFA/PGA) über der straßenseitigen Wand (W 1) der Gründerzeit-Mustergebäude (a) und (b) nach [2].

Zusammenfassende Erkenntnisse nach [2]:

- i) Die überwiegend nichttragenden Bauelemente im Dachbodenbereich (Schornsteine, freistehende Mauerwerkswände etc.) stellen den empfindlichsten Strukturbereich gegenüber seismischen Einwirkungen dar. Die charakteristisch starken Stockwerksbeschleunigungsverstärkungen sowie die nicht gegen Erdbebeneinwirkungen ausgelegten Baukonstruktionsweisen begünstigen eine hohe Schadensdichte der nichttragenden gründerzeitlichen Bauelemente. Auch bekräftigen die Simulationsresultate durch die charakteristisch starken Beschleunigungsverstärkungen die zu erwartende hohe Verletzbarkeit beschleunigungsempfindlicher Bauelemente am Dachboden. Die erheblichen dynamischen Verstärkungseffekte können ebenso bei Erdbebenereignissen von geringerer Stärke zu verheerenden Folgen an nichttragenden Bauelementen und durch herabfallende sich lösende nichttragende Bauelemente führen. Dieser Umstand bestätigt ebenso die beobachtete Schadensdichte an und durch nichttragende Bauelemente infolge des Seebeben-Erdbebens aus dem Jahr 1972 mit einer erfassten maximalen Bodenbeschleunigung (E-W) von 0,027 g (Hohe Warte, ZAMG). In Stadtbereichen erhöhter Schadensdichte wurde bis zu einer zwei- bis dreifachen Amplitudenverstärkung ausgegangen [9].
- ii) Ebenso zeigt die Gegenüberstellung mit dem vereinfachten Bemessungsansatz nach EC 8, dass mit der vereinfachten Abbildung die horizontalen Beschleunigungsantworten im Gebäude nicht zutreffend abgebildet werden können, insbesondere unter Berücksichtigung der in dieser Forschungsarbeiten aufgezeigten Einflüsse, hervorgerufen aus spezifischen Gebäudemerkmalen, wie der Gebäudehöhe, der Gebäudeunregelmäßigkeit, -regelmäßigkeit oder der Kellerausbildung.
- iii) Kritische Gebäudestrukturen stellen vor allem Bereiche mit großen globalen sowie lokalen Steifigkeitsänderungen dar, wie Anschlussbereiche, Mauerwerksöffnungen dar. Die höchste Schadensdichte hat der Strukturbereich des Treppenhauses erfahren. Dies liegt vor allem an der oftmals exzentrischen Situierung des Treppenhauses im Gebäudegrundriss und der konstruktiven Ausbildung (unterschiedliche horizontale und vertikale globale Steifigkeiten), die zu unterschiedlichen Schwingungsantworten im Erdbebenfall führen.
- iv) Die teilweise unzureichenden Decken-Wand-Anschlüsse und die flexible Tragwerksantwort der hölzernen Deckenkonstruktionen konnten bestätigt werden.
- v) Ein positiver Einfluss auf die sich einstellende Schadensdichte (Tragwerksantworten) konnte bei geringeren Gebäudehöhen, bei regelmäßiger Anordnung von lastabtragenden Bauelementen und Gebäuden mit Halbkeller (Souterrain) beobachtet werden.
- vi) Ein negativer Einfluss auf die sich einstellende Schadensdichte konnte unter Zunahme der Gebäudehöhe, der unregelmäßigen Anordnung lastabtragender Bauelemente im Grund- und Aufriss sowie einer teilweisen Unterkellerung beobachtet werden.
- vii) Halbkeller (Souterrains) zeigen im Gegensatz zu Vollkellern sowie teilweiser Unterkellerung eine Abnahme starker und sehr starker Schäden (D3 und D4) in allen begutachteten Strukturbereichen. Dies ist vor allem auf den fehlenden Aussteifungseffekt mit zunehmender Einbettung [49] und der charakteristischen gründerzeitlichen Bauweise zurückzuführen, da gründerzeitliche Objekte im Gegensatz zu Neubauten kein starres Plattenfundament (vorwiegend nur Streifen-/Flachfundamente) aufweisen. Die Annahme eines ausreichend steifen Kellergeschosses unabhängig von der horizontalen und vertikalen Ausbildung des Kellergeschosses, erscheint in der aktuell angewandten Nachweisführung der Standsicherheit als unangemessen.

### 1.4.3 Zusammenfassung von Publikation [3]

#### Erdbebenschäden an gründerzeitlichen Mauerwerksbauten – Wechselwirkung zwischen tragender Gebäudestruktur und nichttragenden Bauelementen

In der Publikation Karic et al. [3] wird aufbauend auf der vorangegangenen Forschungsarbeit [2] eine vertiefende Studie über das seismische Verhalten von einzelnen Strukturelementen und den zugrundeliegenden Versagens-/Einsturzmechanismen vorgestellt. Insbesondere ist die Kenntnis über die Wechselwirkung der einzelnen tragenden und nichttragenden Strukturelemente entscheidend, um die Aktivierung von lokalen Versagens-/Einsturzmechanismen durch gezielte bauliche Eingriffe verhindern zu können. Auf Grundlage der detaillierten Schadensdatenbank zu den Erdbebenschäden am gründerzeitlichen Bestand in Zagreb (HCPI-Datenbank [47]) konnte eine umfassende Identifikation und Interpretation der sich einstellenden Versagensmechanismen erarbeitet werden. Zudem erfolgte eine qualitative Gegenüberstellung der normativen Herangehensweise zur Bemessung der erdbebenempfindlichen nichttragenden Bauelemente.

Die Bauweise während der Gründerzeit zeichnet sich vor allem durch ihre massiven vertikalen Bauelemente aus Mauerwerk (Mauerstein und Mörtel) und durch ihre überwiegend leichten, schubweichen horizontalen Strukturen in Form von hölzernen Deckensystemen (Tram-, Dippelbaumdecken etc.) aus. Im Hinblick auf die seismische Bestandsbewertung der Baukonstruktionen in der Gründerzeit kann die Bauweise während dieser Zeit in bedeutende, strukturelle Strukturbereiche, wie tragendes und nichttragendes (aussteifendes) Mauerwerk, hölzerne und massive Decken- und Treppenkonstruktionen etc. im Erdbebenfall klassifiziert werden [3], [12]. Neben den bedeutenden Strukturbereichen stellen die ausgeprägten dekorativen Fassadengestaltungen (Gesimse, Zierelemente etc.), die oftmals schweren, dekorativen Bauelemente (Türme, Parapete etc.) sowie weitere freistehende nichttragende Bauelemente (Schornsteine, Giebelwände etc.) insbesondere in Gebieten mit einer moderaten Seismizität [6] eine hohe Sach- und Personengefährdung dar [3].

**Bild 1.15** illustriert exemplarisch die erfassten erdbebeninduzierten Schadensmuster zu den einzelnen tragenden und nichttragenden gründerzeitlichen Strukturbereichen.



**Bild 1.15:** Erdbebenschäden an a) tragender gründerzeitlicher Gebäudestruktur, b) aussteifenden Mauerwerkswänden und nichttragenden Bauelementen, wie c) freistehenden, gemauerten Giebelwänden, d) gemauerten Schornsteinen und e) dekorativen Bauelementen nach [3].



Zusammenfassend lassen sich über die maßgebenden erdbebeninduzierten Schadensmuster, den Versagens-/Einsturzmechanismen an den tragenden und aussteifenden Gebäudestrukturen sowie nichttragenden Bauelementen folgende Erkenntnisse nach [3] ziehen:

### **Tragende Gebäudestruktur**

Das globale Strukturverhalten von gründerzeitlichen Mauerwerksbauten unter dem Zagreber Starkerdbebenereignis war maßgebend durch lokale Versagens- und Einsturzmechanismen gekennzeichnet, die zu verheerenden Erdbebenschäden und schwerwiegenden sozialen Folgen führten. Erdbebeninduzierte Versagensmechanismen sind am tragenden Mauerwerk vorwiegend durch Biegebeanspruchung aus der Wandebene charakterisiert. Vereinzelt waren die tragenden Mauerwerkswände durch ein Überschreiten der Scherfestigkeit in der Wandebene und überwiegend in den Mauerwerksriegeln über Mauerwerksöffnungen gekennzeichnet. Insbesondere stellen Bereiche globaler Steifigkeitsänderung (Treppenhaus-Hauptgebäude), lokaler Steifigkeitsänderung (Wand-Wand, Wand-Decke) und Steifigkeitsstörungen durch Wanddurchbrüche erdbebenempfindliche Bereiche in der tragenden Gebäudestruktur dar, vgl. Bild 1.15. Die Schadensbilder der hölzernen Deckenkonstruktionen, überwiegend in Form von Putzrissen und Abplatzungen in Balkenrichtung sowie in den Deckenanschlussbereichen, bestätigen das charakteristische flexible Tragverhalten sowie die unzureichenden kraftschlüssigen Decken-Wand-Anschlüsse. Es konnten Rissöffnungen bis zu 5 cm zu den tragenden Längswänden erfasst werden, welche die hohe Anfälligkeit des out-of-plane Versagens der tragenden Längswände vor allem in höheren Geschossen bekräftigen. Treppenhäuser, die bedeutende Fluchtwege darstellen, zeigten hohe Schadensdichten in den Anschlussbereichen (Hauptgebäude-Treppenhaus), in Bereichen von Strukturschwächungen (Fenster- und Türöffnungen), vereinzelt an zerstörten Treppenstufen, an den Anschlussbereichen der Podestdecken und an den Abschlussdecken der Treppenhäuser. Die Versagensmechanismen der Anschlussbereiche (Treppenhaus-Hauptgebäude) deuten auf Steinzugversagen infolge von Spannungskonzentrationen hin, die aus den unterschiedlichen Schwingungsantworten der beiden Gebäudeteile resultierten. Die gründerzeitlichen Dachkonstruktionen wiesen vorwiegend Folgeschäden aus sich lösenden nichttragenden Bauelementen, wie gemauerten Giebelwänden, Schornsteinen etc. auf [3].

### **Aussteifende Mauerwerkswände**

Die beobachteten Schadensmuster an den aussteifenden Mauerwerkswänden (Zwischenwände, Feuermauern etc.) bekräftigen die bedeutende Interaktion und Wechselwirkung der einzelnen Wandelemente im globalen dynamischen Strukturverhalten und dass diese insbesondere aufgrund der mangelnden kraftschlüssigen Decken-Wand-Interaktion über die Wandanschlussbereiche im Erdbebenfall aktiviert werden. Eine hohe Schadensdichte konnte vor allem in den Anschlussbereichen (Wand-Wand, Wand-Decke), in Bereichen von Strukturschwächungen (Türen etc.) und vereinzelt durch Schubrisse in der Wandebene beobachtet werden. Eine Überschreitung der Reibungskraft und/oder Steinzugversagen infolge Zugbeanspruchung parallel zur Lagerfuge führte zum Reißen der Wandanschlussbereiche. Die Verzahnungsqualität der aussteifenden Mauerwerkswände mit den tragenden Längswänden stellt einen bedeutenden Aspekt bei der Gebäudestabilisierung dar, wobei keine oder nur teilweise Mauerwerksverzahnung zu einer beobachteten verstärkten out-of-plane Beanspruchung der orthogonal gehaltenen Mauerwerkswände infolge des Erdbebens führte [3].

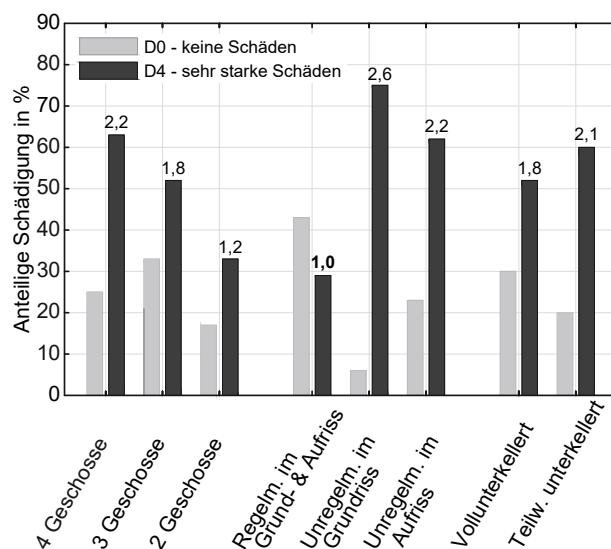
### **Nichttragende Bauelemente**

Neben den bedeutenden tragenden Strukturbereichen waren die nichttragenden Bauelemente die anfälligsten gründerzeitlichen Strukturbereiche. Freistehende Giebelwände zeigten durch ihre nicht ausreichende Rückverankerung sowie ihre charakteristische schlanke Konstruktionsausführung mit 15 cm Wandstärke eine hohe seismische Verletzbarkeit auf. Es konnten teilweise wie auch vollständige Einstürze von freistehenden Giebelwänden bei höheren Gebäuden gegenüber der Nachbarbebauung erfasst werden. Schornsteine stellten durch ihre damalige nicht erdbebenresistente konstruktive Ausbildung beschleunigungsempfindliche nichttragende Bauteile dar. Das generelle Schadensbild war durch ein Umkippen, Verdrehen und vereinzelt durch einen Versatz der Schornsteine über der Dachhaut charakterisiert. Ihr Einsturz führte in den meisten Fällen zu schwerwiegenden Folgeschäden an der Dachkonstruktion sowie an der Nachbarbebauung, vgl. Bild 1.15. Gemauerte, dekorative Bauelemente (Türme, Attikaausbildungen, Zierelemente etc.) zeigten aufgrund ihrer mangelnden Rückverankerung und ihrer Konstruktionsweise aus Ziegel und Mörtel ebenso eine hohe seismische Anfälligkeit. Der erdbebeninduzierte Versagensmechanismus ist bei dekorativen Attikaausbildungen durch das Aufklappen der Lagerfuge im Fußbereich durch Überschreitung der Haftfestigkeit gekennzeichnet und wird durch die unzureichenden Verankerungen der Decken und Querwände mit den straßenseitigen Längswänden verstärkt. Den dekorativen gemauerten Türmen kann aufgrund ihrer massiven Ausbildung und ihrer oftmals exzentrischen Situierung an Eckhäusern ein negativer Einfluss auf das Schwingungsverhalten des Hauptgebäudes zugeschrieben werden, die infolge des Zagreber Erdbebens eine hohe Schadensdichte aufwiesen [3].

### **Normative Nachweisführung – Zusammenfassende Erkenntnisse**

Bei der Nachweisführung zur Standsicherheit gründerzeitlicher Objekte, die gegenwärtig überwiegend mit der Pushover-Methode nach [19] erfolgt, stellen die betrachteten lastabtragenden Schubwände über der Kellerdeckenoberkante rechnerisch den Bereich der höchsten Beanspruchung dar, wobei die Zunahme der Erdbebenempfindlichkeit insbesondere in den oberen Geschossen in der gegenwärtigen Nachweisführung überwiegend unberücksichtigt bleibt. Das out-of-plane Verhalten vor allem in den oberen Geschossen der tragenden und nichttragenden Mauerwerkswände und deren Anschlüsse sollten in einer seismischen Bestandsbewertung nicht vernachlässigt werden. Störungen der Interaktionen der einzelnen Strukturbereiche durch mangelnde Mauerwerksverzahnungen oder durch Strukturschwächungen, wie Wandöffnungen in Randbereichen oberer Geschosse, können negative Einflüsse auf die lokale wie auch globale Gebäudestabilität hervorrufen [3].

Eine differenzierte Betrachtung der Beschleunigungsantworten im Dachboden konnte anhand der Schadensdichte sehr starker Schäden (D4) an beschleunigungsempfindlichen nichttragenden Bauelementen (Schornsteinen) approximiert werden. **Bild 1.16** zeigt deutlich, dass aufgrund der ausgewerteten Schadensdichten ein unterschiedlich starkes Schwingungsverhalten unter bestimmten Gebäudemerkmale, wie der Gebäudehöhe, Un-/Regelmäßigkeit lastabtragender Bauelemente im Grund- und Aufriss oder der Kellergeschossausbildung, zu erwarten ist. Es konnte exemplarisch gezeigt werden, dass der vereinfachte normative Ansatz nach ÖNORM EN 1998-1:2013 (siehe Gleichung 1.3) einige Unsicherheiten mit sich bringt [3].



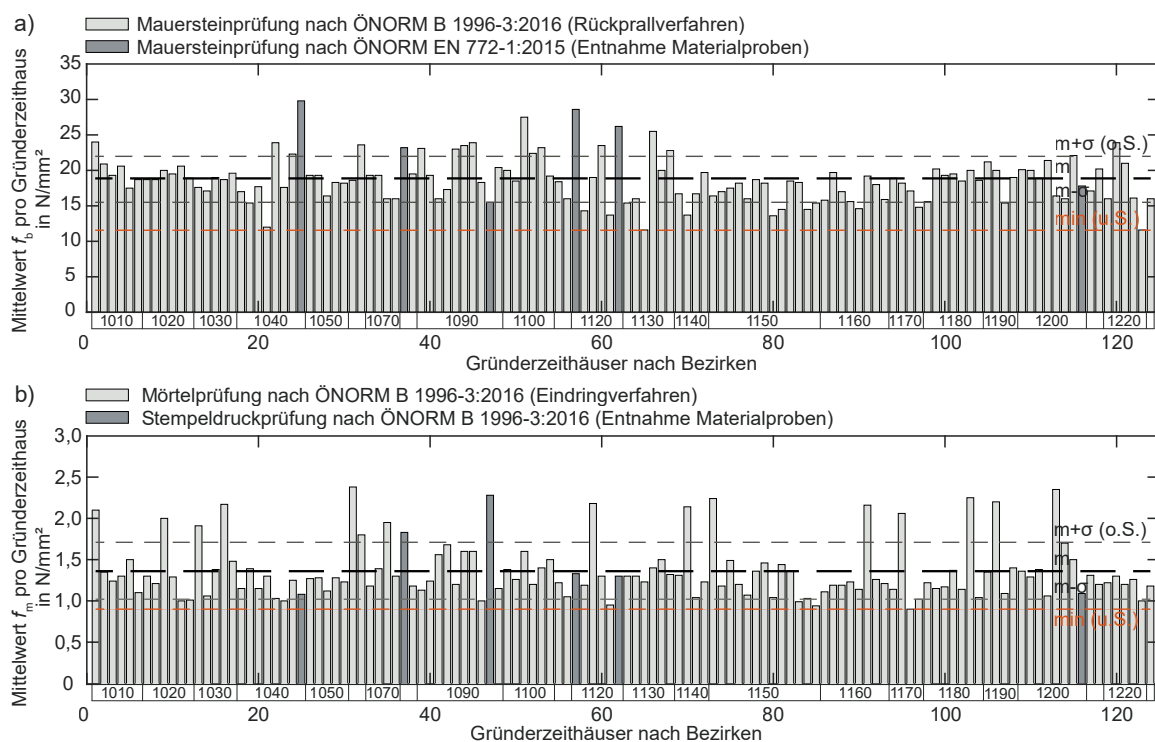
**Bild 1.16:** Anteilige Verteilung der Schadensgrade D0 und D4 an Schornsteinen bezogen auf wesentliche gründerzeitliche Gebäudemerkmale nach [3].

### 1.4.4 Zusammenfassung von Publikation [4]

#### Nachbemessungsstrategie für gemauerte, gründerzeitliche Schubwände

In der Publikation Karic et al. [4] wird eine umfangreiche Studie über die gegenwärtig angewandte Bemessungsstrategie der Standsicherheit von Gründerzeithäusern in Wien vorgestellt. Der Standsicherheitsnachweis im Lastfall Erdbeben wird vorwiegend mit der Pushover-Berechnungsmethode nach EN 1998-1:2013 [37] und der Empfehlungen der Kammer der ZiviltechnikerInnen nach [19], [27] geführt, die eine nichtlineare statische Berechnungsmethode darstellt und auf der N2-Methode mit inelastischen Antwortspektren von Peter Fajfar [28] basiert. Die einzelnen Schubwände werden aufgrund der schubweichen Deckensysteme (Tram- und Dippelbaumdecken) in der aktuellen Bemessungsstrategie als einzelne schwingungsfähige Systeme  $T_i \neq T_j$  betrachtet, die infolge ihrer raumgeometrischen Wandinflussbereiche nach [19] mit der erdbebeninduzierten abzutragenden Last beansprucht werden. Ein solcher Ansatz konnte durch die erdbebeninduzierten Strukturantworten der hölzernen Deckensysteme sowie der hohen Verletzbarkeit der Wandanschlussbereiche anhand der Erdbebenschäden in Zagreb [2], [3] bekräftigt werden, wobei das flexible Tragverhalten der hölzernen Deckensysteme sowie die teilweise unzureichenden Decken-Wand- und Wand-Wand-Verbindungen bestätigt werden konnten. Auf Grundlage einer ausführlichen mechanischen und geometrischen Bestandsanalyse von über 200 Gründerzeithäusern konnten die wesentlichsten Einflussparameter auf das zu erreichende Zuverlässigkeitsniveau (Erdbebenerfüllungsfaktor  $\alpha$ ) definiert und zur Formulierung einer effizienten und normgerechten Nachbemessungsstrategie berücksichtigt werden.

**Bild 1.17** zeigt a) die erhobenen normierten Ziegelfestigkeiten  $f_b$  und b) die Mörtelfestigkeiten  $f_m$  (Prismenfestigkeit) von Mauerwerksobjekten aus der Gründerzeit quer durch Wien (1.–23. Bezirk).



**Bild 1.17:** Verteilung a) der normierten Ziegeldruckfestigkeit  $f_b$  und b) der Mörteldruckfestigkeit  $f_m$  einzelner Gründerzeithäuser (Bezirke 1010–2230) nach [4].

Mit der umfangreichen Untersuchung an mehr als 1000 Prüfstellen der Komponentenfestigkeiten von Ziegelstein und Mörtel bei 125 gründerzeitlichen Mauerwerksbauten (überwiegend Wohnhäuser) konnte ein aussagekräftiger Überblick über die Verteilung der Mauerwerksqualität der gründerzeitlichen Bebauung erreicht werden. Die umfangreichen materialtechnischen Untersuchungen der Festigkeiten von Mauerstein und -mörtel sind durch eine durchaus geringe Streuung charakterisiert [4].

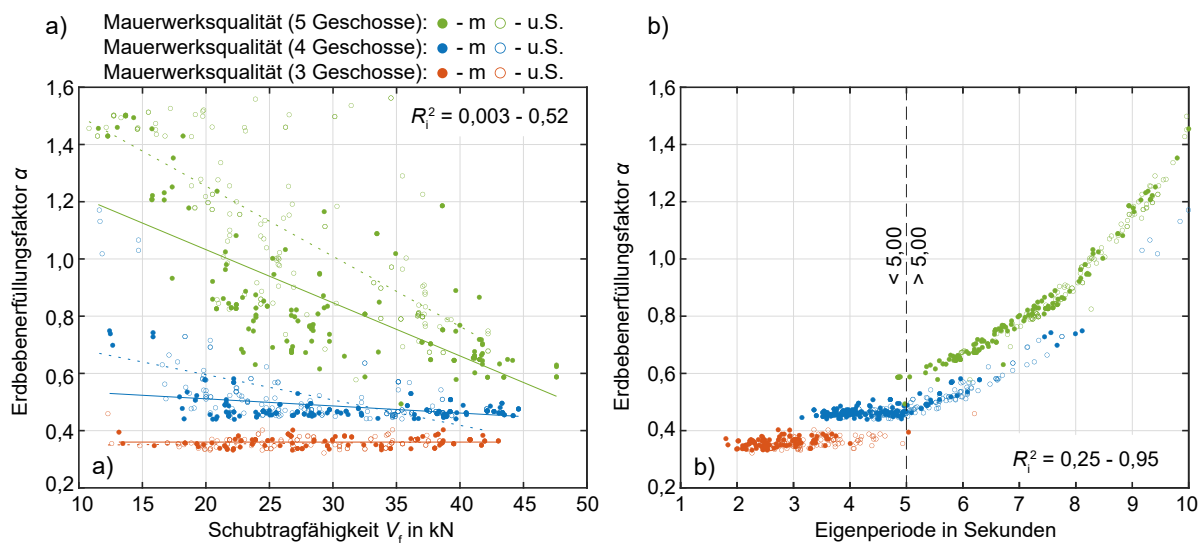
Neben den umfangreichen materialtechnischen Untersuchungen wurden detaillierte Bestandsdaten (Grundriss-, Aufrissausbildungen, Gebäudebeschreibungen, Erhaltungszustand etc.) von Wohnhäusern aus der Gründerzeit (> 75) erhoben, um mögliche Abweichungen von den damaligen Bauvorschriften oder über die letzten Jahrzehnte getätigten Umbauarbeiten oder Erweiterungen zu berücksichtigen. Zur Untersuchung der geometrischen Ausbildung wurden drei-, vier- und fünfgeschossige Wohnhäuser herangezogen, wobei Wohnhäuser mit großen Unregelmäßigkeiten im Grund- und Aufriss aufgrund der angewandten Bemessungsmethode nicht zur Ermittlung des Zuverlässigkeitsniveaus im Lastfall Erdbeben herangezogen wurden.

### Sensitivitätsanalyse

Die umfangreichen geometrischen und materialtechnischen Untersuchungen ermöglichten eine robuste Analyse der wesentlichsten Einflussparameter auf das zu erreichende Zuverlässigkeitsniveau (Erdbebenerfüllungsfaktor  $\alpha$ ) von aussteifenden Mauerwerkswänden in Gebäudequer- und -längsrichtung nach der gegenwärtig angewandten Pushover-Analyse nach Bauer & Kern [19]. Aufgrund der innerstädtischen Blockbebauung und der charakteristischen Bauweise stellt die Gebäudequerrichtung mit ihren überwiegend schlanken Schubwänden (Zwischenmauern, Feuermauern etc.) in der Regel rechnerisch die schwächere Gebäudeachse ( $\alpha$ -Werte in Gebäudequerrichtung <  $\alpha$ -Werte in Gebäudelängsrichtung) dar. Dabei konnte der bedeutende Einfluss der aussteifenden Zwischenwände auf das globale Gesamtsystem anhand von messtechnischen Untersuchungen unter dynamischer Anregung im gründerzeitlichen Bestand in [17] nachgewiesen werden. Unter Variation der Materialkennwerte (u. S., m, o. S.) konnten nachfolgende Berechnungsparameter neben der Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung mit  $a_{gR} = 0,80 \text{ m/s}^2$  (Wien südlich der Donau) mit einem wesentlichen Einfluss auf das zu erreichende Sicherheitsniveau einzelner aussteifender Zwischenwände definiert werden [4]:

- Stratigraphisches Profil (Baugrundklassen B, C und D)
- Wandgeometrische Parameter
- Auflast der Wandscheibe ( $N_d$ )
- Lasteinflussfläche der Wandscheibe.

**Bild 1.18** gibt exemplarisch die wichtigsten Zusammenhänge in der Berechnung des Erdbebenerfüllungsfaktors  $\alpha$  von drei-, vier- und fünfgeschossigen aussteifenden Zwischenwänden nach der gegenwärtig angewandten Pushover-Berechnungsmethode wieder.



**Bild 1.18:** Zusammenhang zwischen a) der Schubtragfähigkeit  $V_f$  und b) der Eigenperiode  $T^*$  des äquivalenten EMS einzelner Schubwände (Zwischenwände) mit dem Erdbebenerfüllungsfaktor  $\alpha$  nach [4].

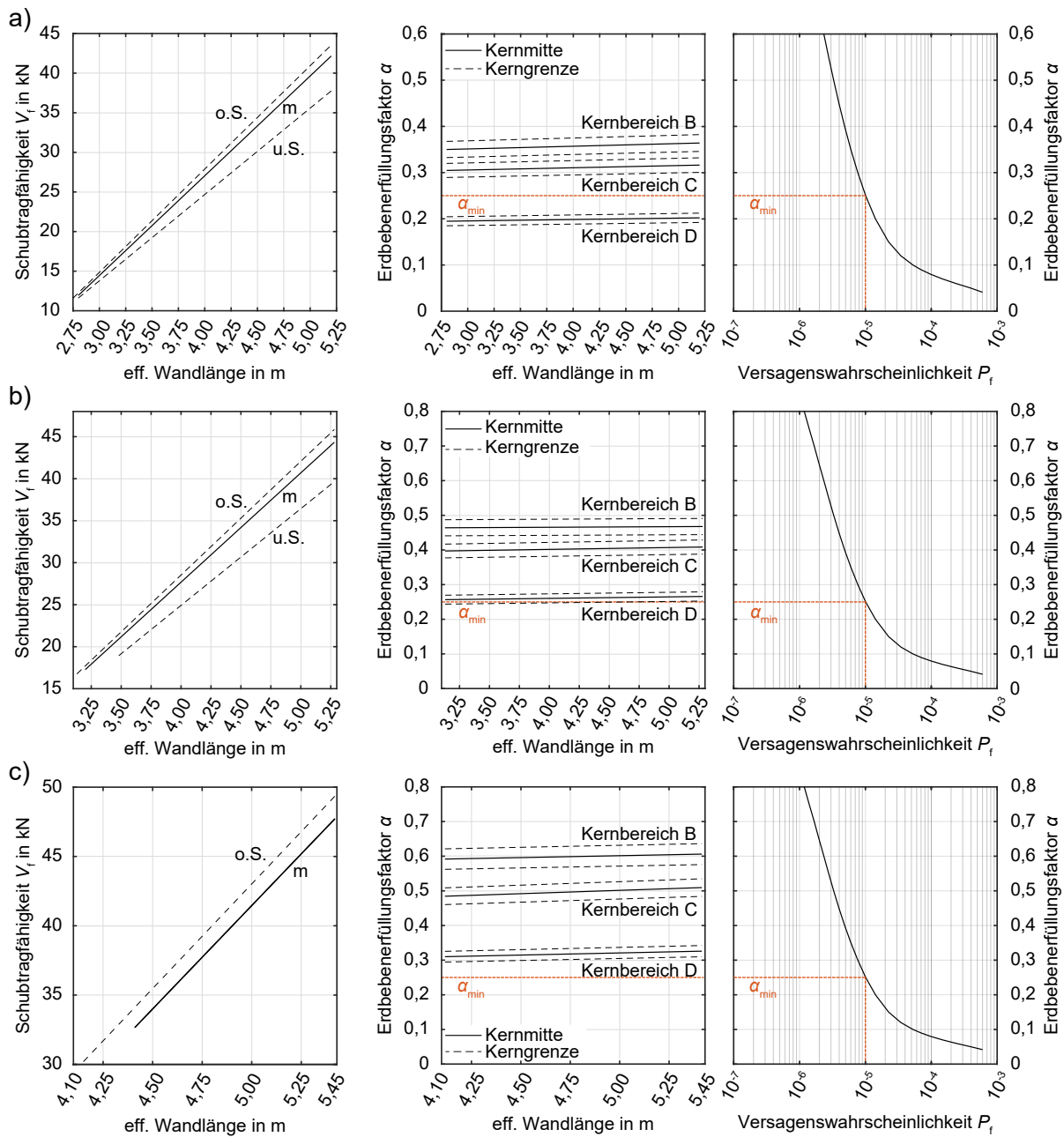
Zusammenfassende Erkenntnisse der Sensitivitätsanalyse in maßgebender Hauptträgheitsachse – Gebäudequerrichtung nach [4]:

- i) Das stratigraphische Bodenprofil (Baugrundklasse, B, C und D) hat direkten Einfluss auf das zu erreichende Zuverlässigkeitsniveau von gemauerten Schubwänden –  $\alpha$ -Werte unter B <  $\alpha$ -Werte unter C <  $\alpha$ -Werte unter D.
- ii) Materialkennwerte (o. S., m, u. S.) besitzen im inelastischen Periodenbereich ( $T^* > T_C$ ) der betrachteten aussteifenden Zwischenwände bis zu fünf Sekunden keinen wesentlichen Einfluss auf den Erdbebenerfüllungsfaktor der aussteifenden Schubwände, wobei die Materialqualität den Tragwiderstand ( $V_f$ ) aussteifender Zwischenwände vorgeben.
- iii) Eine Zunahme der Gebäudehöhe (drei-, vier-, fünfgeschossige Bauten) führt bei aussteifenden Zwischenwänden zu einer Erhöhung des Erdbebenerfüllungsfaktors. Wobei die seismische Verletzbarkeit in der Regel mit Zunahme der Gebäudehöhe steigt, wie anhand der Zagreber Erdbebenschäden am gründerzeitlichen Altbestand [2] beobachtet werden konnte.
- iv) Wandgeometrische und materialtechnische Gegebenheiten (Materialabminderungen, kurze Wandlängen, Steifigkeitsminderungen etc.) die Schwingungsdauern  $T^*$  der einzelnen Schubwände von mehr als fünf Sekunden hervorrufen, führen zu einer unverhältnismäßigen Erhöhung des Zuverlässigkeitsniveaus. Die baudynamische Abbildung der einzelnen Ersatzsysteme hat einen maßgeblichen Einfluss auf das Sicherheitsniveau der aussteifenden Zwischenwände.

### Nachbemessungsstrategie – Schubtafeln

Im Anschluss konnten durch die umfangreiche Auswertung der durchgeführten Pushover-Berechnungen der einzelnen Objekte mit über 769 Schubwänden ( $\approx 6920$   $\alpha$ -Werte) normgerechte Nachbemessungstafeln für aussteifende Schubwände mit 15 cm Wandstärke abgeleitet werden. **Bild 1.19** stellt die abgeleiteten Nachbemessungstafeln im Lastfall Erdbeben dar, die bei der

Berücksichtigung definierter Anwendungsgrenzen (siehe Karic et al. [4]) zur normgerechten Ermittlung der Schubtragfähigkeit  $V_f$ , des Erdbebenerfüllungsfaktors  $\alpha$  und der dazugehörige Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  für einzelne aussteifende Mauerwerkswände (Zwischenwände) herangezogen werden können. Die einzelnen Kernbereiche B, C und D kategorisieren das Zuverlässigkeitsniveau hinsichtlich der in Wien anzutreffenden Baugrundklasse B, C und D. Die effektive Wandlänge (abzüglich der Wanddurchbrüche) stellt die Eingangskenngröße dar [4].



**Bild 1.19:** Normgerechte Nachbemessungstabellen für aussteifende Mauerwerkswände (Zwischenwände) mit 15 cm Wandstärke nach a) drei oberirdischen Geschossen, b) vier oberirdischen Geschossen und c) fünf oberirdischen Geschossen nach [4].

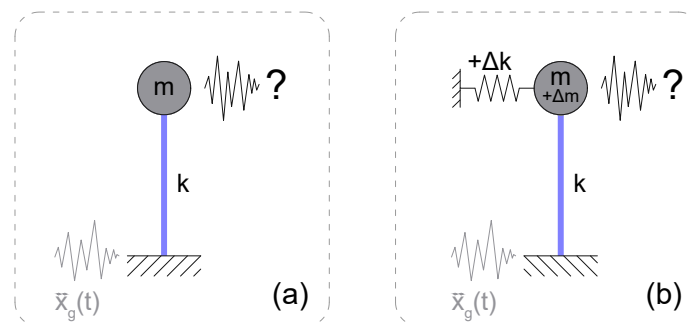
Ebenso wird durch die Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit  $P_{f,soll}$  mit **Gleichung 1.4** gemäß ÖNORM B 1998–3:2018, beispielsweise infolge einer Erhöhung der Personenzahl ( $PZ$ ) durch eine Bauwerksänderung oder Erhöhung der Schadensfolgeklasse und dergleichen, die Ermittlung des Erdbebenerfüllungsfaktors  $\alpha_{soll}$  anhand der Nachbemessungstafeln ermöglicht.

$$P_{f,soll} = \frac{PZ_{ist} \cdot P_{f,ist} + \Delta PZ \cdot P_{f,neu}}{(PZ_{ist} + \Delta PZ)}, \text{ mit } P_{f,neu} = 0,571 \cdot 10^{-6} \quad (1.4)$$

### 1.4.5 Zusammenfassung von Publikation [5]

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

In der Publikation Karic et al. [5] wird ein Beitrag zur Gebäudestabilisierung durch einen klassischen Dachgeschossausbau „Leicht“ nach [36] vorgestellt. Der klassische Dachgeschossausbau ist durch den Einbau einer schubstarrten Decke (Holzbetonverbunddecke) und der Erhöhung der Auflast ( $N_d$ ) durch die bauliche Erweiterung charakterisiert. **Bild 1.20** zeigt die schematische Gegenüberstellung der angewandten Systembetrachtung, basierend auf der räumlichen Ausbildung des „Gründerzeit-Mustergebäudes“ [19]. Für die transienten Erdbebensimulationen wurde der Erdbebenbemessungsfall mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10 % in 50 Jahren (Wiederkehrperiode von 475 Jahren) für den Standort Wien südlich der Donau mit  $a_{gR} = 0,8 \text{ m/s}^2$  definiert [42]. Das in den transienten Simulationen betrachtete Erdbebenszenario ermöglicht mit den acht an den Standort Wien angepassten Erdbebenschritten mit wesentlichen Merkmalen bezogen auf den Energie- und Frequenzgehalt, die Amplitude und Dauer (bis zu 40 Sekunden) eine breite Erhebung und Aktivierung möglicher Tragwerksmechanismen und -antworten. Die dynamische Tragwerksantworten werden maßgeblich vom nichtlinearen Materialverhalten, vom Entfestigungs- sowie Verfestigungsverhalten, von material- und strukturspezifischen Versagensmechanismen und lokalen Lastumlagerungseffekten beeinflusst. Die Abbildung der induzierten hysteretischen Materialantworten konnte durch das an Prüfversuchen kalibrierte, makroskopische Mauerwerksmodell der Materialdatenbank multiPlas [44] ermöglicht werden.

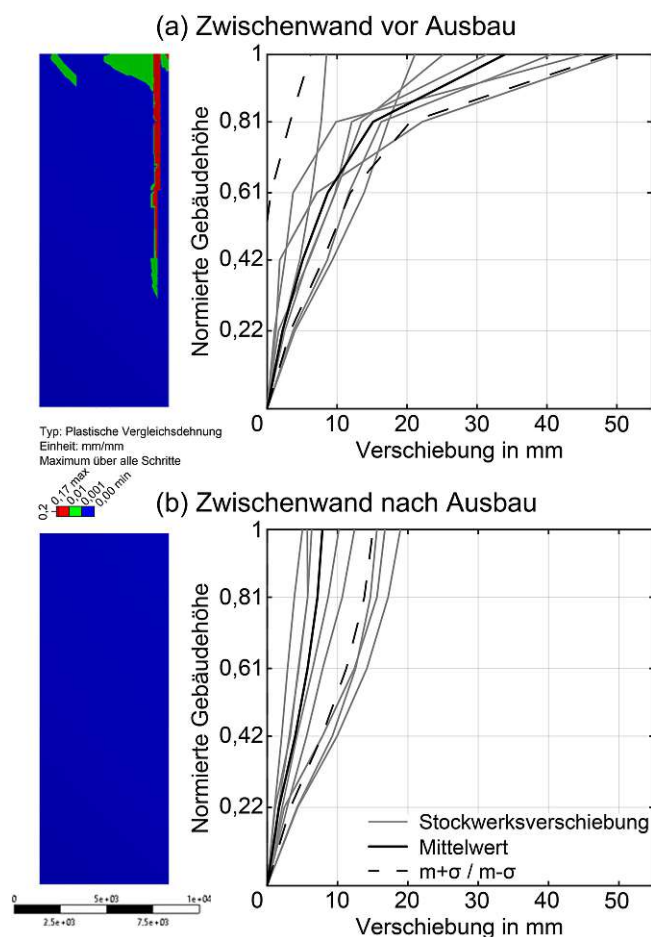


**Bild 1.20:** Systembetrachtung: (a) Gründerzeithaus vor Ausbau und (b) Gründerzeithaus nach Ausbau nach [5].

Die gewählte Methode bietet eine geeignete Betrachtung der dynamischen Strukturantworten vor Ausbau (a) sowie nach Ausbau (b) und ermöglicht mit der Wiedergabe der maximalen horizontalen Stockwerksbeschleunigungsverstärkungen  $\Omega$  (PHFA/PGA), der maximalen relativen Stockwerksverschiebungen  $|u|_{\max}$  über der Gebäudehöhe  $h^*$  und der plastischen Aktivitäten (plas-



tische Dehnung -  $\epsilon_{p1}$ ) eine hervorragende Gegenüberstellung der Gebäudestabilisierung. **Bild 1.21** zeigt exemplarisch den positiven Einfluss des Dachgeschossausbaues „Leicht“ auf die plastischen Dehnungen sowie die maximalen relativen Stockwerksverschiebungen der selektierten ungestörten Zwischenmauer über der normierten Gebäudehöhe  $h^*$ . Durch die umfangreichen transienten Simulationen konnte das hochkomplexe Materialverhalten sowie die, durch den baulichen Eingriff erzielte Gebäudestabilisierung erfasst werden.



**Bild 1.21:** Simulationsresultate (a) vor und (b) nach Ausbau der plastischen Aktivitäten und der maximalen relativen Stockwerksverschiebungen einer selektierten ungestörten Zwischenwand über der normierten Gebäudehöhe nach [5].

Zusammenfassende Erkenntnisse nach [5]:

- i) Der bedeutende Einfluss der Gebäudestabilisierung durch einen Dachgeschossausbau „Leicht“ mit der Ausbildung einer schubstarrten Decke konnte bestätigt werden. Sowohl die horizontalen Beschleunigungsantworten als auch die relativen Stockwerksverschiebungen werden positiv beeinflusst.
- ii) Es konnte eine entscheidende Reduzierung der Beschleunigungsantworten in Dachgeschossebene und dem daraus resultierenden positiven Einfluss auf beschleunigungsempfindliche Bauelemente (Schnornsteine, dekorative Bauelemente etc.) gezeigt werden.

- iii) Durch die charakteristische Bauweise stellen vor allem die Wand-Wand-Interaktionen zur Eckausbildung oder zum Anschluss von Zwischenwänden und Strukturschwächungen (Wandöffnungen) die kritischen Strukturbereiche dar. Insbesondere wird die Empfindlichkeit der straßenseitigen Längswand aufgrund der unidirektionalen Lastabtragung und der gründerzeitlichen Charakteristika gegenüber einem out-of-plane Versagen aufgezeigt. Der Dachgeschossausbau „Leicht“ ermöglicht eine außerordentliche lokale sowie globale Stabilisierung unter dynamischer Beanspruchung.
- iv) Durch den baulichen Eingriff wird eine positive Aktivierung der erdbebeninduzierten Lastumlagerung der schubstarrten Decke ermöglicht, die durch eine Abnahme der maximalen Stockwerksverschiebungen sowie des Plastifizierens der Anschlussbereiche unter dem Erdbebenbemessungsfall gekennzeichnet ist.

### 1.4.6 Fazit

Die im Kapitel 1.4 vorgestellten Zusammenfassungen der einzelnen wissenschaftlichen Aufsätze [1], [2], [3], [4] und [5] stellen eine überblicksmäßige Wiedergabe der gewonnenen Erkenntnisse der vorliegenden Dissertationsarbeit dar. Für eine vertiefende Auseinandersetzung mit den Grundlagen, der Methodik und den Erkenntnissen der wissenschaftlichen Aufsätze wird auf die entsprechenden Kapitel 2, 3, 4, 5 und 6 verwiesen.

Auf Basis der vertiefenden numerischen Simulationen und der umfangreichen Verletzbarkeitsstudien einer gründerzeitlichen Bebauung konnte eine umfassende Untersuchung des dynamischen Tragverhaltens sowie der seismischen Verletzbarkeit an realen Erdbebenschadensdaten hergeleitet und verifiziert werden. Zudem konnten ausgehend von den durchgeführten Studien die gegenwärtig angewandten Bemessungsstrategien gegenübergestellt und evaluiert werden.

## 1.5 Schlussfolgerung und Ausblick

Aufbauend auf den vorangegangenen wertvollen Forschungsarbeiten befasst sich die vorliegende Dissertationsarbeit vertiefend mit der Erdbebenthematik des gründerzeitlichen Mauerwerksbestands im Raum Wien und lässt sich nach den definierten Themenschwerpunkten wie folgt zusammenfassen:

**Dynamisches Tragverhalten** Die numerischen transienten Simulationen geben zuverlässige Einblicke in das gründerzeitliche Gebäudeverhalten unter dynamischer Beanspruchung. Die standortspezifische angepasste Einwirkung und die versuchsgestützte Kalibrierung des Materialmodells ermöglichen aussagekräftige Interpretationen der möglichen Tragwerksantworten in Bezug auf kritische Strukturbereiche, auf die zu erwartenden Versagensmechanismen, auf die Verschiebungskapazitäten sowie auf das Schwingungsverhalten. Dabei konnte eine ausgezeichnete Korrelation der numerischen Versagensmechanismen unter dynamischer Beanspruchung mit den beobachteten erdbebeninduzierten Schadensmustern am Zagreber Altbestand nach dem Erdbeben aus dem Jahr 2020 erreicht werden.

**Seismische Verletzbarkeit** Die Studie über die Erdbebenschäden am Zagreber Gründerzeitbestand aus der Zeit der Österreichisch-Ungarischen Monarchie ermöglichte wertvolle Einblicke zur Verletzbarkeit der gründerzeitlichen Gebäudestruktur. Neben der ausführlichen Identifikation und Interpretation kritischer Strukturbereiche, lokaler Versagensmechanismen und der Wechselwirkung zwischen tragenden und nichttragenden Gebäudestrukturen konnte der Einfluss gebäudespezifischer Merkmale, wie der Gebäudehöhe, der Regelmäßigkeit und Unregelmäßigkeit lastabtragender Bauelemente und der Art der Kellerausbildung (Vol-, Halbkeller (Souterrain), teilweise unterkellert) auf die sich einstellende Schadensdichte gezeigt werden.

**Normative Bemessungsmethoden** Die gegenwärtig angewandten Bemessungsstrategien beeinflussen im Rahmen der analytischen Risikobewertung maßgeblich die resultierenden Tragwerkskapazitäten sowie das erforderliche Ausmaß der baulichen Eingriffe. Neben den Erkenntnissen über das dynamische Strukturverhalten sowie die seismische Verletzbarkeit konnte durch eine umfangreiche mechanische und geometrische Bestandsanalyse (mehr als 200 Gründerzeitobjekte in Wien) die berechnungsrelevanten und dynamischen Berechnungsparameter/-einflüsse der gegenwärtig angewandten Pushover-Methode nach Bauer & Kern [19] ausgewertet und die Formulierung einer effizienten und normgerechten Nachbemessungsstrategie der Standsicherheit ermöglicht werden. Darüber hinaus konnten die vereinfachten Bemessungsansätze für nichttragende beschleunigungsempfindliche Bauelemente im Erdbebenbemessungsfall nach EN 1998-1:2013 mit der sehr anschaulichen Wiedergabe des dynamischen Tragwerksverhaltens und der intensiven Auswertung der Schadensdichten beschleunigungssensitiver nichttragender Bauelemente nach dem Zagreber Erdbeben gegenübergestellt werden.

Mit der vorgestellten Forschungsarbeit und dem Umfang der durchgeführten Untersuchungen konnten wertvolle Rückschlüsse über das Strukturverhalten an Mauerwerkshäusern aus der Gründerzeit unter erdbebeninduzierter Beanspruchung gewonnen werden. Es konnte gezeigt werden, dass das gründerzeitliche Tragverhalten maßgebend durch lokale Versagens- und Einsturzmechanismen, insbesondere in Gebieten mit einer moderaten Seismizität zu charakterisieren ist, wobei die dadurch implizierten Erdbebenschäden verheerende ökonomische sowie soziale Folgen nach sich ziehen können. Die detaillierte Interpretation und Identifikation sowohl lokaler als auch globaler erdbebeninduzierter Mechanismen bietet eine solide Basis für eine nachträgliche erdbebensichere Auslegung von Sicherheitsmaßnahmen, die ihre Aktivierung unter seismischen Ereignissen verhindern.

Aufbauend auf der vorliegenden Arbeit sowie der Erdbebenthematik im Raum Wien können nachfolgende Forschungsthemen empfohlen werden.

**Boden-Bauwerk-Interaktion** Der in dieser Arbeit aufgezeigte Einfluss der Kellergeschossausbildung (teilweise Unterkellerung, Einbettungstiefe etc.) auf die erdbebeninduzierte Tragwerksantwort sowie der mögliche positive Einfluss einer nachträglichen Bodenplatte auf die Gebäudestabilisierung im Erdbebenfall rechtfertigen eine vertiefende Forschungsarbeit.

**Normative Ansätze – lokale Versagens- und Einsturzmechanismen** Im Hinblick auf das zu erreichende Zuverlässigkeitsniveau, das maßgeblich von der Berechnungsmethode abhängt, werden Erweiterungen normativer Ansätze mit der Abbildung kritischer Strukturbereiche, der Wiedergabe lokaler Versagens- und Einsturzmechanismen etc. unter der Berücksichtigung einer zumutbaren Berechnungsdauer sowie gründerzeitspezifischer Anwendungsgrenzen empfohlen. Der mögliche positive Einfluss der hölzernen Bestandsdeckensysteme auf die Standsicherheit wie auch die hohe Verletzbarkeit lokaler Strukturbereiche sowie nichttragender Bauelemente bedarf einer detaillierten Betrachtung und einer angemessenen normativen Abbildung in der nachträglichen konstruktiven Auslegung.

**Organisation, Aufnahme und Bewertung von Erdbebenschäden – Erdbebenvorsorge**

Im Zusammenhang mit einem Starkerdbebenereignis und etwaigen Nachbeben sind Sicherheits- und Nutzbarkeitskriterien sowie die Durchführung einer Notfallinspektion der beschädigten Gebäude von Bedeutung. Eindeutige Regeln zur Bewertung von lokalen und globalen Gebäudestrukturen sowie eine vorbeugende Auseinandersetzung und Definition von organisatorischen und logistischen Aspekten sind erstrebenswert.

# Kapitel 2

## Gründerzeitliche Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung – Tragverhalten im Widerspruch zur aktuell angewandten Nachbemessung

Autoren: Amel Karic & Andreas Kolbitsch  
Zeitschrift: Mauerwerk 24 (2020), Heft 3, S. 137–147.  
DOI: <https://doi.org/10.1002/dama.202000009>  
Sprache: Deutsch

**ZUSAMMENFASSUNG** Die Standsicherheit historischer Mauerwerksbauten muss nicht nur bei gewöhnlichen Einwirkungen, sondern auch während Naturkatastrophen gewährleistet sein. Die seismische Bestandsbewertung der gründerzeitlichen Bausubstanz in Wien ist ein zentrales Thema in der qualitativen sowie konstruktiven Tragwerksbeurteilung. Obwohl der Mauerwerksbau seit vielen Jahrhunderten Anwendung findet, stellt die realistische Tragwerksbewertung eine hochkomplexe Herausforderung dar. Die nach aktuellen Regelwerken zur Nachbemessung herangezogenen Berechnungsmethoden vermögen nur unzureichend das reale Tragverhalten sowie die mögliche Aktivierung der globalen Versagensmechanismen wiederzugeben. Dies führt dazu, dass vereinfachte Nachweise rechnerisch oftmals nur schwer gelingen und zur Kompensation fragwürdige Verstärkungsmaßnahmen ergriffen werden, obwohl der Altbestand bereits einige Beben erlebt und überwiegend schadfrei überstanden hat. Der vorliegende Beitrag befasst sich mit den aktuell zur Erdbebennachbemessung verwendeten Ansätzen und verfolgt den Zweck, Problempunkte aufzuzeigen und sie einem leistungsfähigen, an Versuchsreihen gestützten Materialmodell zur räumlichen Tragwerksanalyse des historischen Altbestandes gegenüberzustellen. Es wird gezeigt, dass die herkömmlichen Berechnungsmethoden für den gemauerten Altbestand ohne Berücksichtigung der Interaktions- und Lastumlagerungseffekte sowie der charakteristischen Konstruktionsweise das reale Tragverhalten nur teilweise abbilden. Die Arbeit soll einen Beitrag zur technischen Fachdiskussion zur Erdbebensicherheit des Altbestandes darstellen sowie die Diskussion zur Formulierung realistischer Berechnungsmodelle beleben.

**STICHWÖRTER** historisches Mauerwerk, Erdbeben, Erdbebennachweis, Zeitverlaufssimulation, Makromodellierung, Verletzbarkeit

### 2.1 Einleitung

Die seismische Vulnerabilität von gemauerten Gründerzeithäusern in Wien ist in der Bestandsbewertung von grundlegender Bedeutung, vor allem da die Erdbebensicherheit der historischen Gründerzeithäuser in Fachkreisen umstritten ist [50]. Mit der Einführung der Normenreihe EN 1998 (EC 8) sowie den nationalen Anwendungsdokumenten wurde eine spezifische normative Grundlage für die Tragwerksbewertung im Altbestand gebildet. Die verankerten Nachweismethoden, wie die linear-elastischen Berechnungsmethoden sowie die nichtlineare statische Pushover-Berechnungsmethode [37], stellen im gemauerten Altbau eine sehr konservative Tragwerksanalyse

dar und weisen bei näherer Betrachtung vielfache Unzulänglichkeiten auf. Im Rahmen des vorliegenden Beitrages sollen diese Problempunkte in der Erdbebennachbemessung vom Altbestand aufgezeigt werden, um zur weiteren Diskussion anzuregen und die Problempunkte gemeinsam zukünftig auszuräumen.

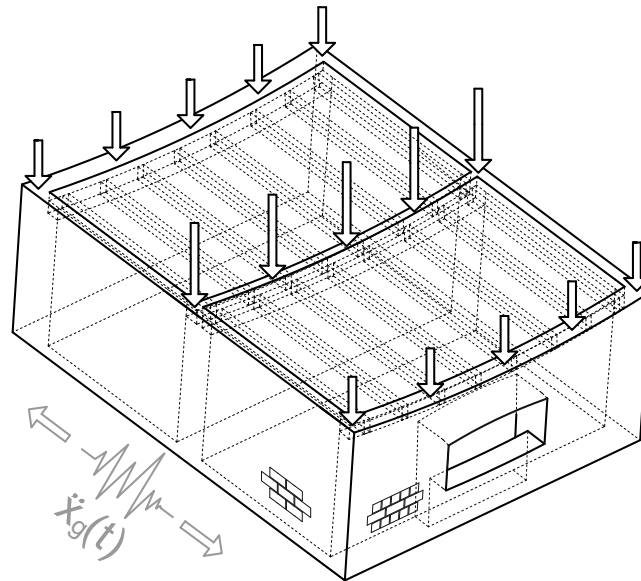
Der Bedarf einer umfangreichen Analyse zur Tragfähigkeitsbeurteilung von gründerzeitlichen Mauerwerksbauten begründet sich vor allem darin, dass der Widerstand des gründerzeitlichen Altbestands gegenüber seismischen Einwirkungen aufgrund seiner charakteristischen Bauweise mit den üblichen Berechnungsmethoden (Antwortspektrumverfahren, Pushover-Methode u. dgl.) rechnerisch oftmals nur schwer nachzuweisen ist, obwohl der Altbestand bereits einige Beben erlebt – und vorwiegend schadfrei überstanden – hat [51]. Das letzte schwere Beben war das Seebensteinbeben (1972) mit einer mittleren Epizentralintensität von  $6,5^\circ$  und einer maximalen Bodenbeschleunigung von  $a_g \approx 0,50 \text{ m/s}^2$  im Raum Wien [51]. Dies entspricht ungefähr  $0,5 \div 0,8 \approx 63 \%$  des Bemessungswertes ( $a_g = 0,8 \text{ m/s}^2$ ) für die Bodenbeschleunigung für den Standort Wien [42]. Die häufigsten Schadensfolgen waren gelockerte Gesimse, beschädigte Kamine sowie herabstürzende Balustraden. Gebäudeeinstürze oder schwere Bauwerksschäden an der gründerzeitlichen Tragstruktur wurden nicht gemeldet [51]. So liegt es nahe, falls keine sichtbaren Risse an den lastabtragenden Mauerwerkswänden nach dem Seebensteinbeben hervorgerufen wurden, dass die Erschütterung mit  $a_g \approx 0,50 \text{ m/s}^2$  wesentlich nur das elastische Materialverhalten aktiviert hat. So liegen je nach angewandter Berechnungsmethode die momentan nachweisbaren horizontalen Tragwerkskapazitäten weit unter den realen Tragwerksreserven der Gründerzeithäuser (vgl. [19], [27], [50]). Dies legt die Vermutung nahe, dass die horizontale Lastableitung der gründerzeitlichen Bebauung – vorsichtig ausgedrückt – anders funktioniert als angenommen.

### 2.1.1 Gründerzeitliche Mauerwerksbauten unter seismischen Einwirkungen

Die Seltenheit schwerer Erdbeben in Wien begründet den Umstand, dass über das Tragwerksverhalten sowie über die Verletzbarkeit des gründerzeitlichen Altbestandes kaum repräsentative Daten vorliegen. So liegt die Herausforderung der Tragwerksbewertung des Altbestandes besonders in der ingenieurmäßigen Bewertung der einzelnen lastabtragenden Komponenten und deren Zusammenspiel.

Unter einer seismischen Einwirkung werden bei Mauerwerksbauten derzeit Mauerwerkswände in Richtung der angreifenden seismischen Einwirkung zur globalen Gebäudeaussteifung herangezogen. Aufgrund der typischen historischen Konstruktionsweise der Gründerzeit aus massiv gemauerten Wänden und vorwiegend einseitig gespannten hölzernen Deckenkonstruktionen [12] sieht die aktuelle Vorgehensweise die Wandscheiben als voneinander unabhängige Aussteifungssysteme an, die jeweils ihren umliegenden Gebäudeabschnitt aussteifen [19]. Dies beruht insbesondere darauf, dass die abzutragenden Vertikallasten primär unidirektional über die Längswände abgetragen werden und die Holzdecken keine wesentliche kraftschlüssige Verbindung mit den querliegenden Mauerwerkswänden (Feuermauer, Zwischenwände) aufweisen [40], vgl. **Bild 2.1**. Den hölzernen Deckenkonstruktionen im Altbestand wird keine lastverteilende Scheibenwirkung (schubweiche Deckenkonstruktionen) zugewiesen [52]. Forschungsarbeiten vergangener Jahre, wie beispielsweise in Stefanoudakis [18], zeigen durchaus den positiven Einfluss der Kopplung zwischen den hölzernen Deckenträgen und den Längswänden auf. Bild 2.1 veranschaulicht einen charakteristischen Ausschnitt eines gemauerten Geschosses eines gründerzeitlichen Gebäudes mit unidirektionaler Deckenspannrichtung unter einer Erdbebeneinwirkung in Querrichtung. Wie zu erkennen ist, erfolgt die vertikale Ableitung der Deckenlasten (vertikale Pfeile) ausschließlich über die massiven Längswände und die Querwände bleiben unbelastet. Im Erdbebenfall ändert sich dieser Umstand weitestgehend und die schlanken Querwände mit geringer Vertikallast (nur Wandeigengewicht)

werden ausschließlich über die Eckverbände der Längswände zur Lastabtragung aktiviert [40].



**Bild 2.1:** Schematische Darstellung eines gründerzeitlichen Gebäudeausschnittes unter seismischer Einwirkung. Bild: A. Karic

Die Problematik bei der Bewertung von gründerzeitlichen Altbauten liegt vor allem in der Erfassung des komplexen Tragwerkverhaltens im Erdbebenfall sowie in der qualitativen Bewertung der Mitwirkung einzelner Bauteile sowie der Interaktion der Bauteile. Die Schwierigkeit liegt besonders in den material- und konstruktionsspezifischen Charakteristika begründet, da die spezifische Konstruktionsweise des Altbestands sich wesentlich vom heutigen Mauerwerksbau unterscheidet.

### 2.1.2 Systembetrachtung – Wiener Gründerzeithaus

In diesem Beitrag wird als Grundlage zur Tragfähigkeitsanalyse ein „typisches“ Wiener Gründerzeithaus, das dem Konzept des Mustergebäudes aus [27] folgt, herangezogen. In **Bild 2.2** sind der betrachtete Grundriss sowie die Aufrissausbildung dargestellt.

Die 4- bis 6-geschossige Konstruktionsweise der Gründerzeit bestand aus massiv gemauerten Längswänden in Stärken bis zu 90 cm sowie schlanken Querwänden in Stärken von 15 cm bis 30 cm. Die Mauerwerkswände wurden aus im Verband verlegtem Vollziegel des sogenannten Wiener Formats (29 cm × 14 cm × 6,5 cm) sowie großteils mit Kalkmörtel errichtet. Als Geschossdecken wurden fast ausschließlich einseitig gespannte hölzerne Deckenkonstruktionen, vorwiegend in Form von Tram- und Dippelbaumdecken mit Raumhöhen von 3,5 m bis 4,5 m eingebaut [12]. Eine besonders umfangreiche Wiedergabe der Bauweise der Gründerzeit kann aus den Werken von Kolbitsch [12] und von Titscher [53] entnommen werden.

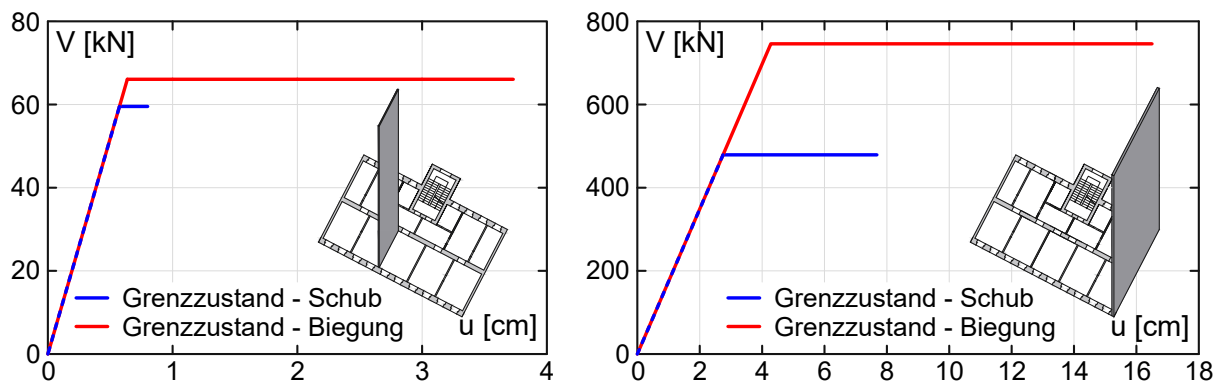




Nach den Bestimmungen des Erdbebenerfüllungsfaktors nach EN 1998–3:2013 [25] muss weiter **Gl. 2.2** gelten.

$$\frac{d_{\text{soll}}}{d_{\text{ist}}} \geq \alpha_{\text{req}} \quad (2.2)$$

**Bild 2.3** zeigt exemplarisch den errechneten horizontalen Widerstand in Wandebene gem. EN 1998–3:2013/Anhang C [25] aufgrund Biegeversagen (rot) und aufgrund Schubversagen (blau) für zwei repräsentative aussteifende Querwände. Auf die ausführliche sowie nachvollziehbare Anwendung der Pushover-Methode für Gründerzeithäuser wird auf die Literatur [19] sowie [27] verwiesen. Die erforderlichen Materialeingangswerte für die Berechnung der Wandwiderstände sind Tabelle 2.1 zu entnehmen.



**Bild 2.3:** Horizontale Wandwiderstände aufgrund Biegeversagen (rot) und Schubversagen (blau) repräsentativer Querwände: Zwischenwand (links); Feuermauer (rechts). *Bild: A. Karic*

Die Pushover-Methode ergibt einen Erdbebenerfüllungsfaktor für die Zwischenwand  $\alpha_{\text{vorh}} = 0,57 \leq 1,00$  und für die Feuermauer  $\alpha_{\text{vorh}} = 2,14 \geq 1,00$ . EN 1998–3:2013 [25] liefert im Lastfall Erdbeben eine reduzierte Mindestzuverlässigkeit für Bestandsbauten. Um das geforderte Zuverlässigkeitsniveau einzuhalten, wird bei typischen Wiener Gründerzeitbauten (CC2-Gebäude) gefordert, dass mindestens 25 % des Bemessungsbebens aufgenommen werden kann. Die Nachweisführung für die beiden Wände kann als erbracht gesehen werden, da laut EN 1998–3:2013 [25] der maßgebende Erdbebenerfüllungsfaktor gleich dem Mindesterdbebenbefüllungs faktor mit  $\alpha_{\text{req}} = \alpha_{\text{min}} = 0,25$  (RC2–CC2) ist und somit  $\alpha_{\text{vorh}} \geq \alpha_{\text{req}}$  vorliegt. Wie bereits erwähnt, ist das Seebeben (1972) im Raum Wien mit einer maximalen Bodenbeschleunigung  $a_g \approx 0,50 \text{ m/s}^2$  weit über dem 0,25-fachen des Bemessungsbebens aufgetreten und es wurden keine Gebäudeeinstürze oder schwere Bauwerkschäden an der Tragstruktur gemeldet [51]. Wie realistisch ist es, dass gründerzeitliche Altbauten unter einer seismischen Einwirkung rechnerisch nahe dem Kollaps ( $\alpha_{\text{vorh}} \leq 1,00$ ) sind bzw. den schon erlitten haben sollten, aber in Wirklichkeit einer Erdbebeneinwirkung nahe dem Bemessungsbeben ( $0,5/0,8 = 63 \%$ ) großteils ohne Schäden an der primären Tragstruktur (vereinzelt mit Haarrissen im Verputz) überstanden haben [50], [51]?

## 2.3 Numerische Tragwerksanalyse unter seismischer Einwirkung

### 2.3.1 Modellierung des gründerzeitlichen Mauerwerksverbandes

Mauerwerksbauten der Gründerzeit setzen aufgrund ihrer materialspezifischen sowie charakteristischen Besonderheiten eine komplexe Systembetrachtung voraus, die sich wesentlich von dem heutigen Mauerwerksbau unterscheidet. Das Mauerwerk besitzt unter Zug- und Schubbeanspruchung die Fähigkeit, durch Rissbildung und Verformung weniger ausgelastete Bereiche zu aktivieren und sich der Belastung anzupassen [38]. Der Mauerwerksverband erfordert ein leistungsfähiges Materialmodell, um das hochgradig nichtlineare Materialverhalten, die materialspezifischen Versagensmechanismen sowie die Lastumlagerungen realitätsnah analysieren zu können. Um eine zuverlässige Tragwerksanalyse im Erdbebenlastfall zu ermöglichen, wurde zur Materialmodellierung ein leistungsfähiges Makromodell der Materialdatenbank – multiPlas – herangezogen und in das FE-Programm ANSYS implementiert. Das verwendete Materialmodell zur Beschreibung der orthotropen Mauerwerksfestigkeiten basiert auf dem Mauerwerksmodell von Ganz [45]. Das räumliche Materialmodell (**Bild 2.4**) ermöglicht die Berücksichtigung der Zug-, Schub- und Druckfestigkeiten in dritter Richtung [38]. Darüber hinaus werden bruchmechanische Mauerwerkskennwerte sowie Materialver- und -entfestigungen durch die Implementierung des Materialmodells in der gründerzeitlichen Tragwerksanalyse wiedergegeben [44].

Die auf den räumlichen Zustand erweiterte Hypothese von Ganz [45] (vgl. Bild 2.4) weist durch die Plastizitätstheoretische Betrachtung fast aller Versagensmöglichkeiten in ihrem Verlauf keine Sprünge auf und bietet als Grundlage für die Tragwerksanalyse unter einer Erdbebeneinwirkung eine gute Basis. Forschungsarbeiten, wie beispielsweise in Dailer [54], haben die gute Übereinstimmung von experimentell gefundenen Verläufen und der bestehenden Mauerwerkshypothese von Ganz aufgezeigt.

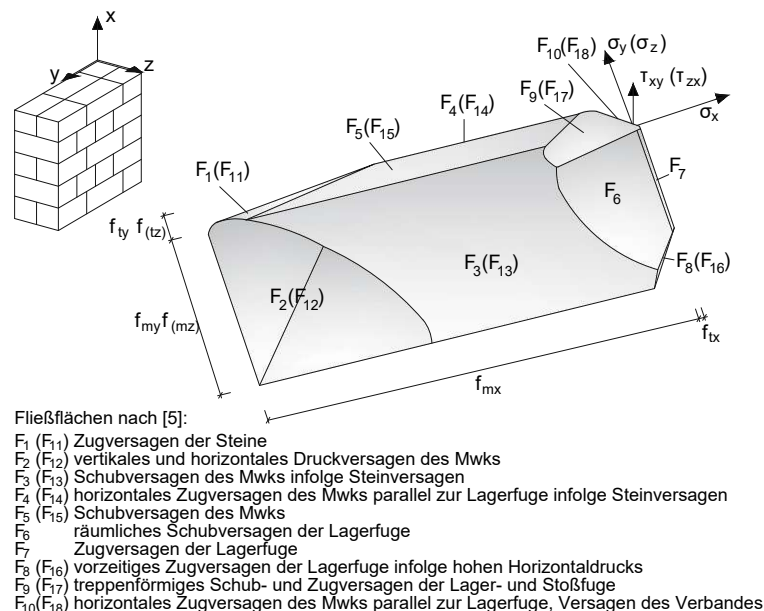


Bild 2.4: Räumliches Materialmodell nach Ganz [45]. Bild: A. Karic

Die hochkomplexe Tragwerksantwort eines Altbaus wird stark vom Entfestigungs- sowie Verfestigungsverhalten des Mauerwerks beeinflusst. Das verwendete Materialmodell ermöglicht die

Berücksichtigung des anisotropen Riss- und Entfestigungsverhaltens. Die Zugentfestigung senkrecht zur Lagerfuge nimmt infolge rasch fortschreitender Rissbildung in der Lagerfuge progressiv auf null ab. Zur Streuung der Rissbreiten dient hier die Bruchenergie als Maß für die hierfür erforderliche Energie, wobei die Entfestigung in Abhängigkeit der auftretenden plastischen Dehnung beschrieben wird. Beim Erreichen der Schubfestigkeit fällt die Kohäsion vom Reibungswinkel  $\phi$  linear auf den Restwert  $\phi_r$  ab. Die auftretenden Zug- und Schubentfestigungen sind miteinander gekoppelt und bewirken beispielsweise beim Auftreten eines Zugrisses in der Lagerfuge neben der Abnahme der Zugfestigkeit auch die Abnahme der Kohäsion durch die Verschlechterung des Haftverbundes [38], [45].

### 2.3.2 Kalibrierung des Materialmodells

Die Kalibrierung des verwendeten Makromodells erfolgte mittels gut dokumentierter quasi-statischer Versuchsreihen. Die Verifizierung des Schubversagens unter kombinierter Beanspruchung erfolgte anhand detaillierten in situ Schubversuchen an repräsentativen Schubwänden [55], die in einem gründerzeitlichen Altbau durchgeführt wurden. Die Anfangsscherfestigkeit in Lagerfugenebene zwischen historischem Mauerstein und Mauermörtel wurde anhand von Versuchen [16] an Drei-Stein-Prüfkörpern verifiziert. Eine umfangreiche Wiedergabe der Versuchsreihen kann den Arbeiten [55] sowie [16] entnommen werden.

Die versuchsbasierte Kalibrierung ermöglicht eine realitätsnahe Beschreibung der physikalischen Materialkennwerte und somit eine realitätsnahe Bestandsanalyse. Die gute Übereinstimmung der versuchsbasierten und der numerisch erstellten Last-Verformungskurven kann aus den Arbeiten von Karic et al. [5] sowie Rudisch et al. [56] entnommen werden. Des Weiteren wird das charakteristische hysteretische Materialverhalten von Mauerwerk sowie ein gutes Materialentfestigungsverhalten unter zyklischer Last erreicht, vgl. [5]. Die aus den Versuchsreihen gewonnenen Materialparameter werden in **Tabelle 2.1** wiedergegeben.

**Tab. 2.1:** Materialparameter des kalibrierten Makromodells [5].

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

### 2.3.3 Verifizierung des Gesamtmodells

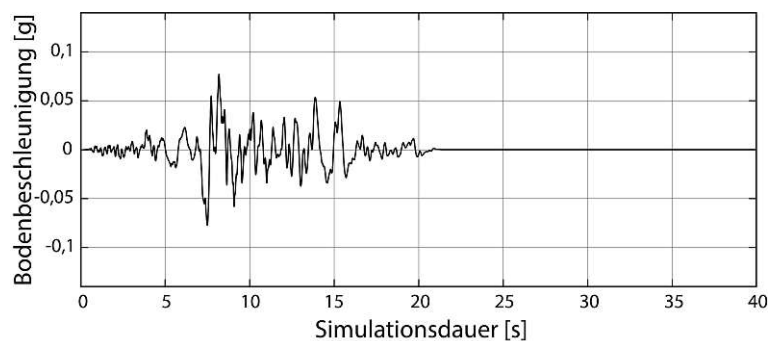
Die dynamischen Charakteristika des numerischen Tragwerksmodells weisen eine gute Übereinstimmung mit baudynamischen Messungen früherer Forschungsarbeiten [15], [17], [41] im gründerzeitlichen Altbestand auf. **Tabelle 2.2** zeigt die generierten globalen dynamischen Charakteristika des räumlichen Tragwerkmodells. Zur Abschätzung der strukturellen Bauwerksdämpfung wurde die Forschungsarbeit von Achs [41] herangezogen, in der im Zuge von baudynamischen Messungen in einem gründerzeitlichen Altbestand ähnlichen Ausmaßes das Lehr'sche Dämpfungsmaß von  $\zeta = 4 \%$  der Grundschwingung mit der Bandbreitenmethode ermittelt wurde. Die Rayleigh-Dämpfung wird mit den Koeffizienten  $\alpha$  und  $\beta$  beschrieben [57].

**Tab. 2.2:** Dynamische Charakteristika des numerischen Tragwerksmodells.

Dynamische Parameter	Physikalische Größe
1. Eigenfrequenz	$f_1 = 2,54 \text{ [Hz]}$
2. Eigenfrequenz	$f_2 = 2,69 \text{ [Hz]}$
3. Eigenfrequenz	$f_3 = 2,78 \text{ [Hz]}$
Lehr'sches Dämpfungsmaß	$\zeta = 4,00 \text{ [%]}$
Rayleigh-Koeffizient- $\beta$	$\beta = 0,00244 \text{ [-]}$
Rayleigh-Koeffizient- $\alpha$	$\alpha = 0,656 \text{ [-]}$

### 2.3.4 Lastfall Erdbeben

Um ein standortspezifisches Tragverhalten unter einer Erdbebeneinwirkung simulieren zu können, werden Erdbebenschriebe vergangener Erdbeben (Trinidad 1983, Friaul 1976, Kobe 1995 u. dgl.) herangezogen und mit dem Software-Programm (SeismoMatch-2016) spektrumkompatible Beschleunigungsschriebe hergestellt. Für die generierten Erdbebenbeschleunigungsschriebe wurde das vorliegende stratigraphische Bodenprofil mit der Baugrundklasse A sowie das elastische Antwortspektrum Typ 1 mit 5 % Dämpfung gemäß EN 1998–1:2013 [37] gewählt. Beispielhaft ist der an den Standort Wien spektrumkompatible Erdbebenbeschleunigungs-Zeitverlauf von Trinidad (1983) in **Bild 2.5** dargestellt.



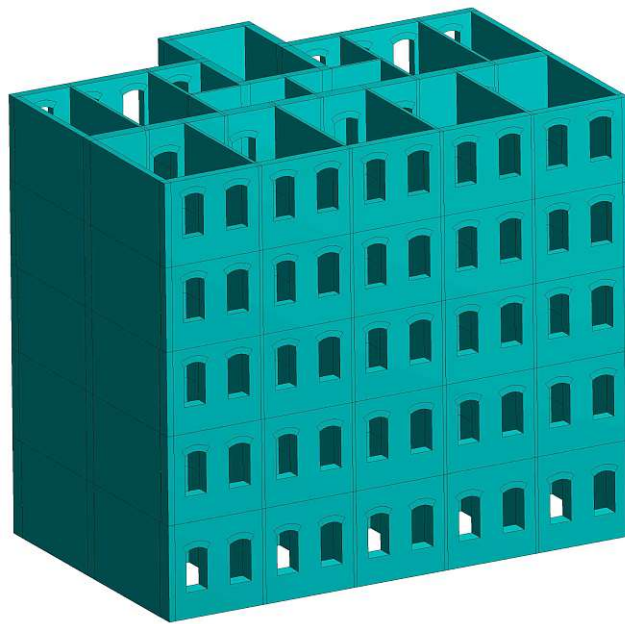
**Bild 2.5:** Spektrumkompatibler Erdbebenbeschleunigungszeitverlauf für den Standort Wien (Trinidad, 1983). *Bild: A. Karic*

## 2.4 Tragfähigkeitsuntersuchung der Wiener Gründerzeitbauten

Die Motivation für die Erdbebensimulationen der gründerzeitlichen Mauerwerksbauten liegt vor allem in

- der Identifikation der kritischen Strukturbereiche in der gründerzeitlichen Mauerwerkstruktur,
- der Beurteilung der vorhandenen Standsicherheit sowie Gebrauchstauglichkeit,
- der Gegenüberstellung mit der aktuell angewendeten Nachbemessung.

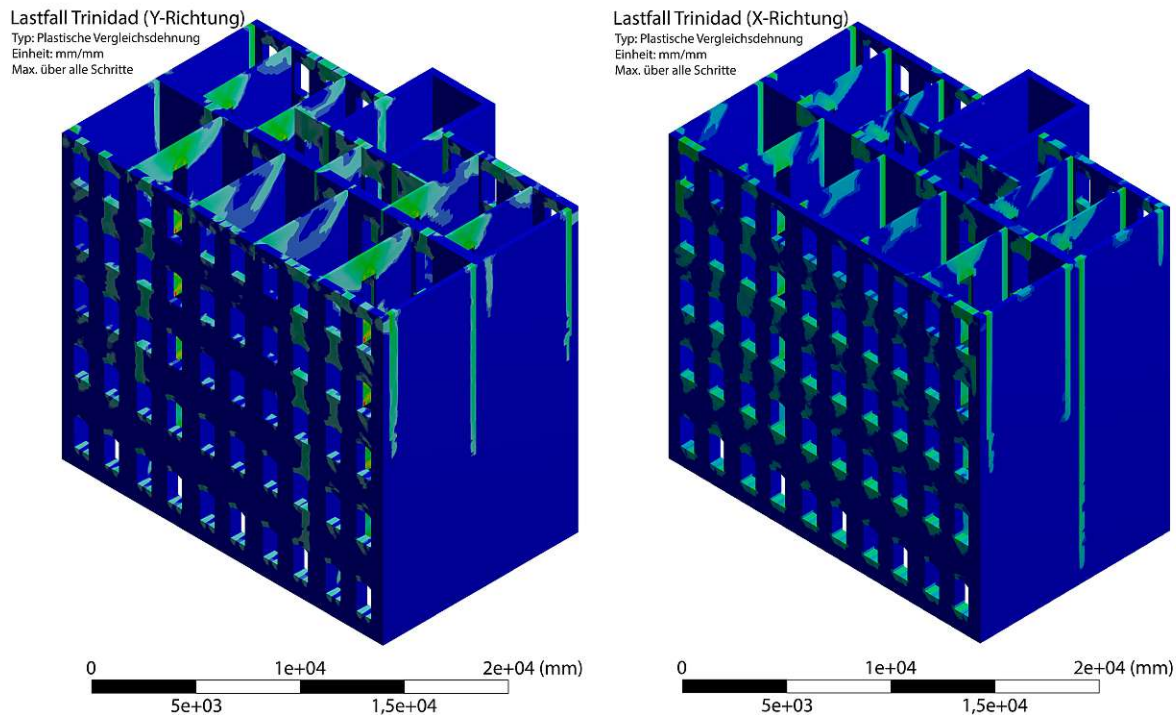
Die numerische Erdbebensimulation bringt den wesentlichen Vorteil, dass der gründerzeitliche Mauerwerksaltbestand im Gesamtmodell untersucht werden kann und so die Interaktion der unterschiedlichen Mauerwerksbereiche unter Berücksichtigung des nichtlinearen Material und Strukturverhaltens erfasst wird. Die Modellierung des „typischen“ Wiener Gründerzeithauses erfolgte als räumliches Modell (**Bild 2.6**), dabei wird der im Verband verlegte Vollziegel mit einem Überbindmaß von 14 cm im Materialmodell berücksichtigt. Zur realistischen Erfassung wurden die Überdeckung der Wanddurchbrüche in Form von Bögen nachmodelliert und die geschossweise Wandabstufung mit den unidirektional eingeleiteten Geschosslasten gem. EC 8 berücksichtigt. Um eine gute Gegenüberstellung mit der aktuell angewandten Bemessungsmethode, wo den Holzdecken keine verteilende Scheibenwirkung zugewiesen wird, zu erreichen, wird in dieser



**Bild 2.6:** Dreidimensionales FE-Gesamtmodell eines typischen Wiener Gründerzeithauses. *Bild: A. Karic*

Arbeit die Decken-Mauerwerk-Interaktion nicht berücksichtigt.

Das dreidimensionale Modell ermöglicht eine genaue Wiedergabe der Bauwerksbeanspruchung sowie die Aktivierung wesentlicher Tragwerksmechanismen (Lastumlagerung bei Überschreitung zulässiger Spannungen etc.) infolge des horizontalen Lastabtrags gründerzeitlicher Altbauten. Für die Auswertungen der Simulationsergebnisse werden die plastischen Dehnungen, die zur Identifikation der kritischen Strukturbereiche dienen, herangezogen. Es zeigt, in welchen Mauerwerksbereichen die gewonnenen Spannungszustände sich auf der Fließfläche befinden und so plastisch aktiv sind. Weiterhin kann nach Überschreitung zulässiger Spannungen das Lastumlagerungsvermögen beobachtet werden, indem die resultierenden Ungleichgewichtskräfte aus den Überschreitungen in der Mauerwerksstruktur umgelagert werden. **Bild 2.7** zeigt die plastischen Vergleichsdehnungen unter einer Erdbebensimulation (LF Trinidad) in Querrichtung (links) und in Längsrichtung (rechts).

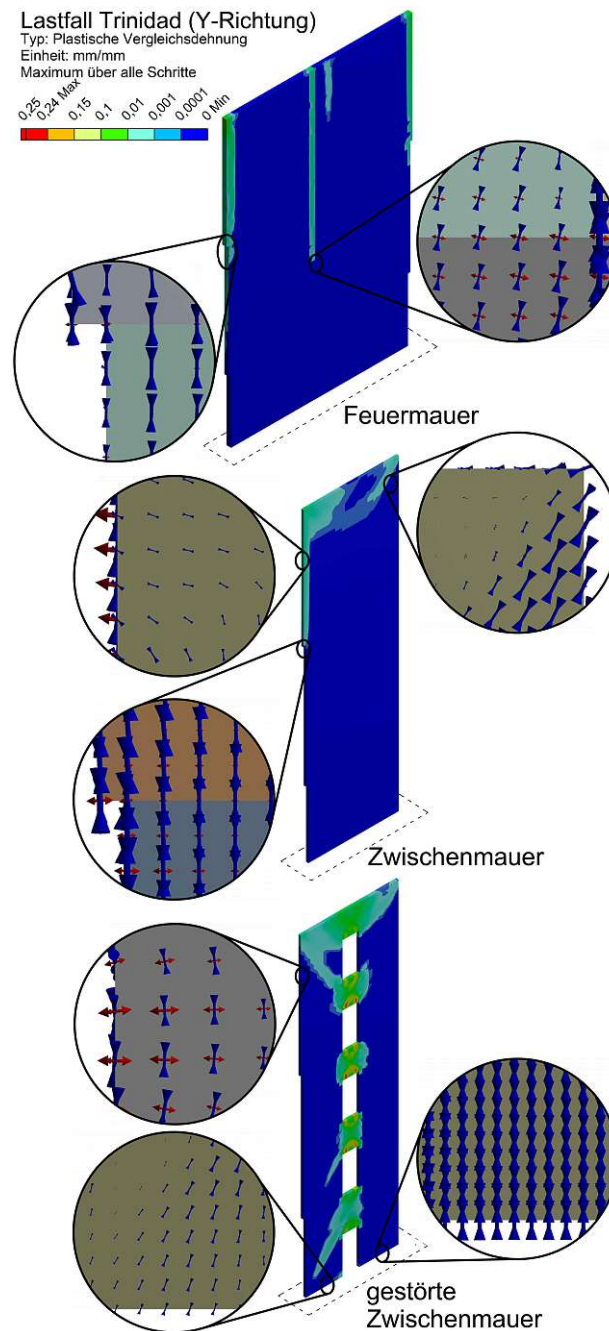


**Bild 2.7:** Strukturverhalten des Mauerwerksaltbestandes im Lastfall Erdbeben – Erdbebeneinwirkung in Querrichtung (links) und Längsrichtung (rechts). *Bild: A. Karic*

Um ein besseres Verständnis über die auftretenden Spannungszustände zu erreichen, werden in den nachfolgenden Abbildungen ebenso die Hauptspannungsvektoren ausgewählter Bereiche dargestellt. Die Vektorpfeile (rot: Zugspannung, blau: Druckspannung) zeigen die Hauptspannungsrichtung sowie qualitativ die Größe der Spannung an. In weiterer Folge werden repräsentative Strukturbereiche des Gesamtmodells selektiert und diskutiert.

#### - Querwände im Erdbebenfall

**Bild 2.8** zeigt beispielsweise die Strukturantwort repräsentativer Querwände (FM, ZM und „gestörte“ ZM). Zu beobachten ist, dass sich die größte Beanspruchung in den Anschlussbereichen der unbelasteten Querwände mit den belasteten Längswänden konzentriert. Dies beruht vor allem auf der Tatsache, dass durch die unidirektionale Lastabtragung des Altbestandes die Längswände (Mittelwand, straßen-/hofseitige Längswand) primär lastabtragend aktiviert werden und unterschiedliche dynamische Längswandantworten, je nach Auflast und Wandgeometrie, generiert werden. Die resultierende Überbeanspruchung kann durch ein durchgehendes Band plastischer Aktivitäten in den Anschlussbereichen identifiziert werden. Weiter wird das Tragverhalten durch die Spannungszustände der konvergierten Gleichgewichtslösung mit den Hauptspannungsvektoren gut wiedergegeben und illustriert anschaulich den resultierenden komplexen Lastabtrag. Die Überschreitungen der zulässigen Festigkeiten in den Anschlussbereichen der Querwände kann von einem Versagen der Anschlussbereiche der Querwände bis zu einem Herausfallen der Längswände (out-of-plane Versagen) führen.



**Bild 2.8:** Strukturverhalten repräsentativer Querwände im Erdbebenfall: Gegenüberstellung der plastischen Dehnung mit den Hauptspannungsvektoren. *Bild: A. Karic*

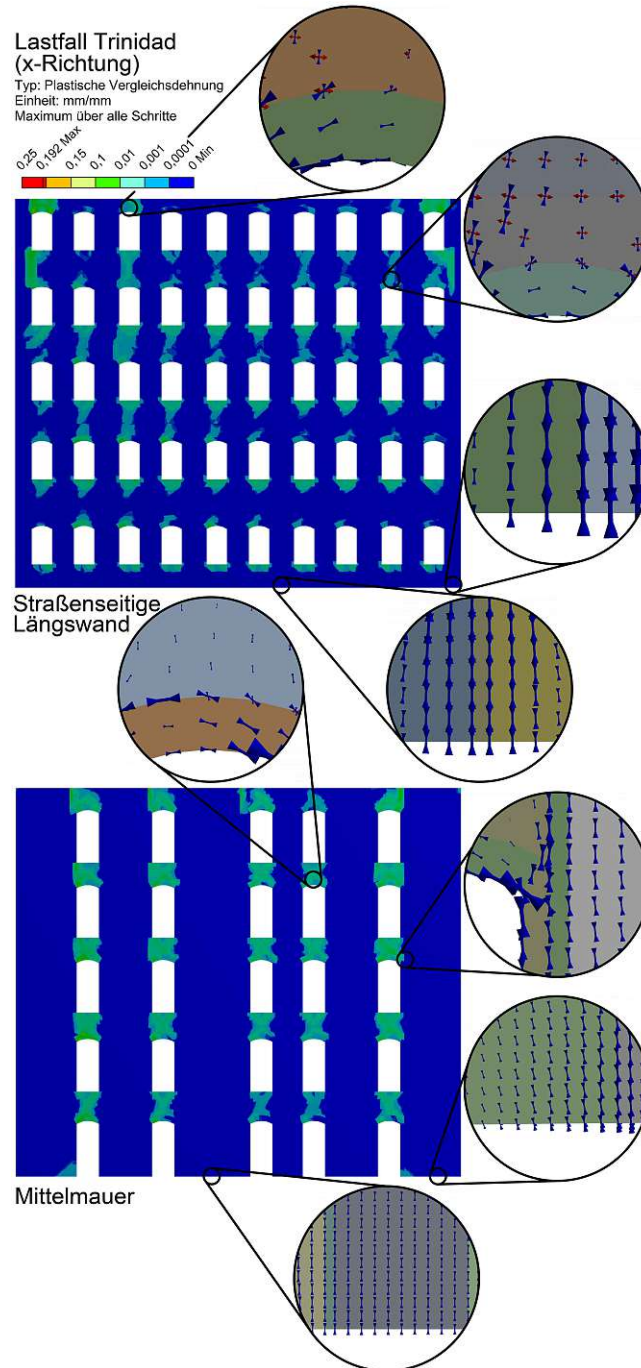
Die Simulationsergebnisse zeigen, dass die maßgebenden Versagenskriterien (Biegeversagen, Schubversagen u. dgl.) der aktuell angewandten Pushover-Methoden das Werkstoffverhalten der unbelasteten Querwände im Versagensfall ungenügend genau wiedergeben und das Schädigungsverhalten im Bemessungserdbebenfall nicht zutreffend beschrieben wird. Vor allem bedarf die in-plane/out-of-plane Interaktion in der aktuell angewandten Nachweisführung einer detaillierteren Betrachtung, da durch ein out-of-plane-Versagen einer Wandscheibe die aussteifende Wirkung dieser in weiterer Folge verloren geht.



### - Längswände im Erdbebenfall

**Bild 2.9** zeigt die Strukturantwort der straßenseitigen Längswand sowie der Mittelmauer im Erdbebenfall. Den kritischen Bereich der Längswände stellt die Überbeanspruchung der Mauerwerksriegel dar. Durch die Erfassung der detaillierten Strukturmodellierung wird eine realitätsnahe Bewertung der Mauerwerksriegel ermöglicht. Durch die Wechselwirkung zwischen den einzelnen Mauerwerkspfeilern unter der horizontalen Einwirkung stellt sich eine Plastizierung der Mauerwerksriegel ein. Den Mauerwerksriegeln kommt eine besondere Bedeutung zu, da unter einem Versagen des Riegels die Folgeschäden durch das Teilversagen der Decke gravierend ausfallen können. Die Simulationsergebnisse (Bild 2.9) zeigen anhand der Bereiche der plastischen Aktivität sowie der Hauptspannungsvektoren die Aktivierung der tragenden Mitwirkung der Mauerwerksriegel, die durch die Umlagerungen nicht-aufnehmbarer Zug- und Schubspannungen gekennzeichnet sind. Einen weiteren interessanten Bereich stellen die massiv gemauerten Mauerwerkspfeiler dar, die anhand der Hauptspannungsvektoren vorwiegend überdrückte Pfeiler darstellen. Die Mauerwerkspfeiler sind im Altbau vor allem in den unteren Geschossen als Pfeiler mit annähernd gleichen Abmessungen in beide Richtungen (Wanddicken bis 0,90 m) ausgeführt. Würde man jegliche Umlagerungsmöglichkeit durch die Mauerwerksriegel in Wandebene sowie der Deckenanschlüsse aus der Wandebene vernachlässigen, so müssten die Materialparameter (Festigkeits- und Steifigkeitsparameter) in x- sowie y-Richtung vor allem in den unteren Geschossen die gleichen sein. Im Falle gleichgroßer Materialparameter in x- und y-Richtung würde der Zylinder des vorgestellten Mauerwerksmodells nach Ganz (Bild 2.4) verschwinden und die elliptischen Kegel würden verschmelzen, was auch schon in [54] angedeutet wurde. Dies würde bedeuten, dass, wenn die Mauerwerkspfeiler nach rechnerischen Ansätzen als entkoppelte Krag­scheiben betrachtet werden dürfen, sie auch in beide Richtungen bei gleichen Wandabmessungen identische Tragfähigkeitskapazitäten aufweisen müssten. Das hätte eine nicht unbedeutende Erhöhung der rechnerischen Erdbebenkapazität in Querrichtung (schwache Achse) zur Folge. Auch wenn in dieser Arbeit sicherheitshalber abgeminderte Materialwerte für die physikalischen Mauerwerkseigenschaften (Tabelle 2.1) aus der Wandebene verwendet wurden, da für die Modellkalibrierung nur Versuchsreihen in Wandebene herangezogen wurden, zeigt der gewonnene Kraftfluss der massiven Mauerwerkspfeiler einen positiven Einfluss auf die horizontale Lastableitung in beide Haupttragheitsachsen.

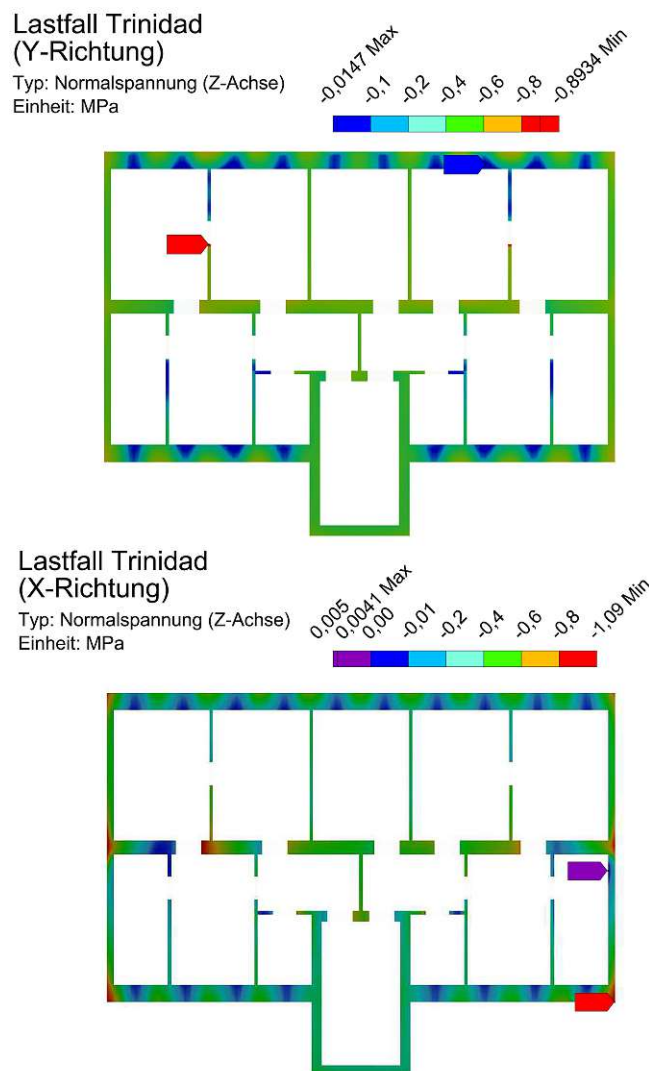
Derzeit angewandte Berechnungsmethoden bilden daher das tatsächliche Tragwerksverhalten im Erdbebenfall nicht zutreffend ab und können mit keiner ausreichenden Sicherheit nachgewiesen werden. Nicht selten hängt der errechnete Erdbebenwiderstand von der Berechnungsmethode des Mauerwerksmodells ab.



**Bild 2.9:** Strukturverhalten der Längswände im Erdbebenfall: Gegenüberstellung der plastischen Dehnung mit den Hauptspannungsvektoren; straßenseitige Längswand (oben), Mittelmauer (unten). *Bild: A. Karic*

- Fußpunkt

**Bild 2.10** zeigt beispielsweise die Spannungsverteilung im Fußpunktplateau. Die Illustration anhand von Normalspannungen (Normal zum Fußpunktplateau) ermöglicht eine gute Identifikation des Lastpfades in der Auflagerebene unter einer Erdbebensimulation in Querrichtung (y-Richtung) sowie in Längsrichtung (x-Richtung). Die Ergebnisse verdeutlichen, dass der Beanspruchungszustand im Auflagerplateau wesentlich durch die Interaktion der Gesamtstruktur sowie der Lastumlagerungen geprägt ist. Das Fußpunktplateau ist überwiegend überdrückt und gibt in beiden Einwirkungsrichtungen ein komplexes Verhalten wieder, dass keiner einfach zu erfassenden Kausalität folgt.



**Bild 2.10:** Normalspannungsverteilung (z-Achse) im Fußpunktplateau unter Erdbebensimulation in Querrichtung (y-Richtung) und in Längsrichtung (x-Richtung). *Bild: A. Karic*

Oftmals werden bei historischen Mauerwerksbauten zur Nachbemessung im Erdbebenfall die Wandscheiben als einzelne Kragarme betrachtet. Aufgrund der charakteristischen Bauweise im Altbau ermöglicht die Nichtberücksichtigung der Wechselwirkung zwischen den einzelnen Wänden offensichtlich keine eindeutige Schlussfolgerung über das Strukturverhalten. Bild 2.10

zeigt deutlich, dass die Reduzierung der Gesamtstruktur auf Wandscheiben eine qualitative Beschreibung der Tragfähigkeit nicht hinreichend genau wiedergeben kann.

## 2.5 Schlussfolgerung

Abschließend ist festzuhalten, dass durch die umfangreichen numerischen Erdbebensimulationen das komplexe Lastabtragungsmodell sowie die strukturelle Integrität des gründerzeitliche Mauerwerksgefüges nachvollziehbar wiedergegeben werden. Zurückliegende Erdbeben, wie beispielsweise das Beben in Zagreb mit ähnlicher gründerzeitlicher Bausubstanz am 22. März 2020, haben gezeigt, dass die in der Simulation ermittelten Versagensformen in den Anschlussbereichen der Wände mit geringen Vertikallasten vor allem in den oberen Geschossen maßgebend sein können. Die Anwendung der aktuellen Nachbemessungsmethoden im Altbestand ist kritisch zu bewerten, da die Versagensarten, die in der Realität beobachtet wurden, kritische Strukturbereiche im Altbau nicht abdecken. Die Simulationsergebnisse bekräftigen die Vermutung, dass die Lastabtragung des gründerzeitlichen Altbaus mit den aktuell angewandten Nachbemessungsmodellen nicht richtig erfasst werden kann und somit kritische Strukturbereiche nicht betrachtet werden, die aber bei einer erdbebensicheren Nachbemessung unbedingt beachtet werden sollten.

Abschließend sei darauf hingewiesen, dass zukünftige Forschungsarbeiten eine Schubbegrenzung der Anschlussbereiche in Wandrichtung sowie aus der Wandebene und den aussteifenden Einfluss der massiven Längswände in Gebäudequerrichtung zur Untersuchung in Betracht ziehen sollten. Die Aktivierung der mittragenden Längswand zur Querwand „T-Stummel“ bedarf einer genaueren Betrachtung sowie einer Begrenzung der auftretenden Beanspruchung im Anschlussbereich, um über die Gesamthöhe einen intakten Querschnitt aufweisen zu können; dies liegt vor allem begründet in der charakteristischen Konstruktionsweise des Altbestandes mit großer Querschnittsänderung/Steifigkeitsänderung in den Mauerwerkswänden (schlanke Querwände mit geringer Vertikallast und massive Längswände).

# Chapter 3

## Seismic vulnerability of historic brick masonry buildings in Vienna

Autoren: Amel Karic, Josip Atalić & Andreas Kolbitsch

Zeitschrift: Bulletin of Earthquake Engineering 20 (2022), Heft 8, S. 4117–4145.

DOI: <https://doi.org/10.1007/s10518-022-01367-2>

Sprache: Englisch

**ABSTRACT** This paper presents a seismic vulnerability analysis of historic brick masonry buildings in Vienna, Austria from the period of the Austro-Hungarian monarchy (1840–1918). The vulnerability study is based on comprehensive data from the devastating earthquake damage to the masonry buildings in Zagreb, Croatia on March 22, 2020, which are from the Austro-Hungarian monarchy and comparable to Viennese buildings from that period, as well as on comprehensive numerical structural analyses calibrated on in situ test series. The statistical analysis of the earthquake damage to the Zagreb masonry stock and the comprehensive numerical simulations, allowed profound conclusions about the proportional damage distribution over individual structural areas of the masonry buildings, considering construction-specific characteristics such as the building height, the structural regularity/irregularity or the construction type under the ground level. This study enhances the still limited knowledge about the vulnerability of the historic brick masonry buildings from the period of the Austro-Hungarian monarchy and allows extensive conclusions about the seismic vulnerability of these buildings.

**KEYWORDS** Earthquake, Masonry buildings, Seismic vulnerability, Numerical structural analyses

### 3.1 Introduction

The risk assessment of the seismic vulnerability of historic brick masonry buildings is a challenging topic in Vienna, Austria due to the construction- and material-specific characteristics as well as the absence of seismic events with building damage. In Vienna, the occurrence of earthquakes with building damage is observed in a very irregular sequence. Due to the rarity of earthquakes, the historic brick masonry building stock has not been subjected to any tests so far in the last decades to be able to draw any conclusions on the seismic vulnerability. However, historical earthquakes have shown that the seismic risk of Vienna cannot be ignored [7]. To provide a qualitative and realistic assessment of the vulnerability of the Viennese historic brick masonry buildings under seismic events, a comprehensive data base of observed structural damage to the masonry stock is essential. A pure extrapolation of historical earthquake damage, such as the well-documented damage to the Viennese stock caused by the historical earthquake of “Ried am Riederberg” in 1590 [8] is limited and can only be done with caution because of the historically strong earthquake events which took place far in the past, there is no clear transferability to the characteristic masonry stock from the period of the Austro-Hungarian monarchy [7]. Earthquake damage data of lower earthquake intensities are available, yet do not clearly identify the bearing capacity reserves of the masonry stock from the period of the Austro-Hungarian monarchy under seismic events [51]. For example, the last stronger earthquake in the Vienna area, the so-called “Seebenstein earthquake” in 1972, with an intensity of 6°–7° according to EMS-98 [48],

resulted mainly in damage to non-structural elements of the historic brick masonry stock [51]. The observed damage, mainly at two- to four-story buildings, included hundreds of damaged chimneys, damage to parapets and balustrades, and a whole series of consequential damage from collapse in attics and on traffic areas. There were reports of slight damage in upper stories, such as plaster damage, small cracks in walls and cracks in windowpanes. Building damage to structural components or partial building collapse were not reported in Vienna [9].

This paper provides a comprehensive analysis not only of the global structural behavior, but also of the non-structural behavior under seismic influence of brick masonry buildings from the period of the Austro-Hungarian monarchy. With the main aim to gain more knowledge of the structural behavior of historic brick masonry under earthquakes and to analyze the still relatively limited knowledge about seismic vulnerability of the historic brick masonry stock in Vienna and to emphasize the influence of specific building characteristics on seismic safety. Earthquake damages of past seismic events, such as the Zagreb earthquake 2020 [29] or even the L'Aquila earthquake 2009 [31], show that significant economic and ecological losses are due to damage to non-structural components. The potential for substantial damage from non-structural components, as well as local failure and local damage mechanisms in areas of lower seismicity are a further motivation for this detailed investigation. National as well as international building standards, such as according to Eurocode 8 [25], FEMA P-154 [58], SIA 269/8 [59] or assessments, such as according to [60], [61], [62] provide a valuable basis for the evaluation of existing buildings due to earthquakes. A good overview of possible assessment methods is given in [63]. The building standards often deal with different building types, which means that the specific properties of the Viennese historic brick masonry buildings cannot always be clearly covered.

In the last decades, intensive experimental and theoretical investigations have been carried out, which have contributed to a significant improvement of the knowledge about the dynamic structural behavior of historic brick masonry buildings in Vienna. Particularly experimental tests on constituents of the historic masonry [13], [16] up to tests on wall level [15] were performed and efficient numerical material models [23], [64] were presented. Furthermore, in [65], [66] extensive measurement investigations of the dynamic behavior provided valuable knowledge of the influence of individual structural elements (such as the partition walls, etc.) on the global dynamic system. The work of [62] presents a rapid-visual-screening (RVS) method for a rapid seismic assessment developed to historic brick masonry buildings, where both the physical vulnerability and the socio-economic vulnerability are considered and provides new findings of the vulnerability of historic brick masonry buildings. In addition, efficient numerical and analytical methods for describing the load-bearing behavior of individual historic masonry walls were presented in [20], [56].

The first part of this paper analyzes the seismic vulnerability of the historic brick masonry buildings based on the earthquake damage observed after the earthquake in Zagreb, Croatia on March 22, 2020. The considered buildings in Zagreb are from the period of the Austro-Hungarian monarchy from 1840 to 1918 and are comparable or identical to Viennese buildings from that period, as many structures were built by Austrian planners/builders. The analyze of the earthquake damage allow a qualitative and realistic assessment of the vulnerability of the historic brick masonry buildings. For a detailed damage analysis within the building typology, a building block in the Zagreb city center was used, which is representative for the historic brick masonry buildings of Zagreb. Based on the well-documented damage database [47], extensive conclusions about the proportional damage distribution over individual structural areas of the masonry buildings are made possible. The statistical acquisition and processing of the damage data allowed the derivation of modified vulnerability functions [67] for individual structural areas, considering construction-specific characteristics such as building height, structural regularity/irregularity or construction type under the ground level (cellar, basement). Influences of weathering, past seismic events, war impacts or non-professional reconstructions/additions over

the decades could not always be clearly determined. The criteria for determining the grade of damage (D0–D5) follow detailed rules, whereby the criteria are in accordance with the EMS-98 scale [48] as well as [68], [69]. The empirical vulnerability functions allow the comparison among individual structural areas as well as the evaluation of the proportional damage distribution under construction-specific characteristics. Through the statistical analysis the vulnerable structural as well as the non-structural areas can be located, and the underlying damage trends can be identified, which represents a significant increase in value, as the vulnerability of individual building areas of historic brick masonry buildings in Vienna is generally little known.

The second part of the paper presents an extended reliable evaluation of the structural behavior of the historic brick masonry buildings obtained by using probabilistic dynamic FE time history analysis (ANSYS). Considered are the cases (a) 5-story building and (b) 3-story building with regularity in plane and elevation that follow the concept from [27]. For a good comparison of the structural behavior under dynamic loading, the material behavior with its strong dissipative properties was calibrated using extensive in-situ shear test series on masonry walls of a 4-story masonry building [16]. To reproduce the full range of possible structural responses due to dynamic loading, accelerograms of past earthquakes with significant earthquake properties related to energy content, frequency content, amplitude and duration [70] were used and matched for the Vienna area. The earthquake engineering software Seissoft [71] allows to match of a site-specific target response spectrum by using real earthquake accelerograms. The use of test-based numerical simulations enabled a significantly improved identification of critical structural areas in Viennese masonry buildings. Furthermore, the numerical simulations show excellent agreement with the critical structural regions presented in the first part of this work. Vulnerable structural areas under dynamic load were presented as the total strain  $\epsilon_{\text{tot}}$  [72], [73]. The plastic strain allows to identify the areas in which local load shifting or material failure/crack formation take place [44]. The obtained results were given as maximum relative inter-story drifts [74] and peak horizontal floor acceleration amplification (PHFA/PGA) along the building height [75]. For comparison, the currently valid thresholds according to EC 8 were also given and discussed.

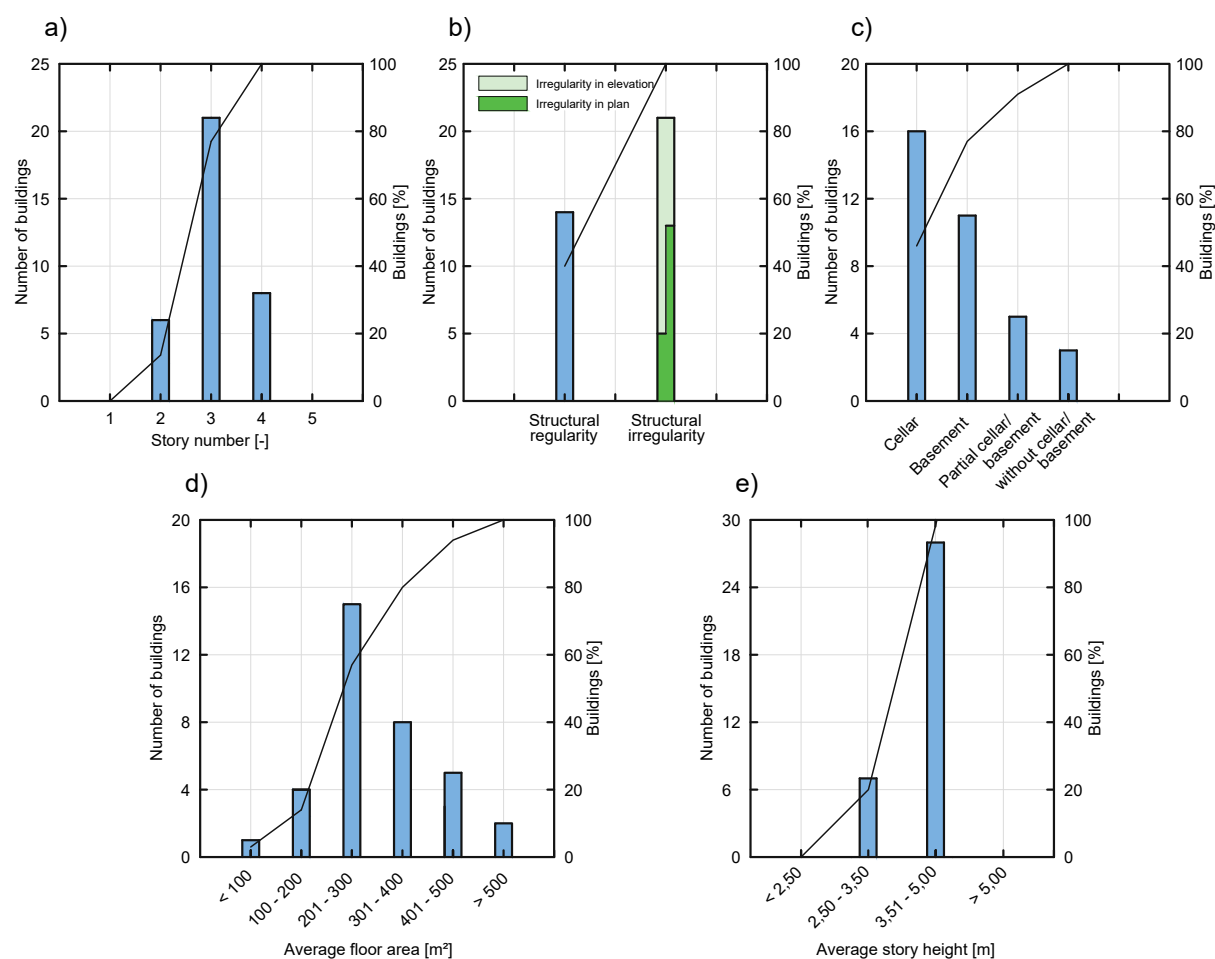
### 3.2 Seismic vulnerability of historic brick masonry buildings – earthquake of Zagreb on March 22, 2020

The earthquake damage to the masonry buildings of Zagreb, Croatia, after the Zagreb earthquake on March 22, 2020, is used with the goal to identify and evaluate critical structural areas. The  $M_W 5.4$  earthquake of Zagreb was the strongest earthquake in Zagreb since the  $M_L 6.2$  earthquake of 1880 [29], [76]. The earthquake in 2020 showed a ground motion of more than 0,2 g and a maximum spectral acceleration of about 0,6 g at 0,1 s [29]. The ground motion was felt throughout Croatia and even in parts of Austria (ZAMG 2020). In the area in and around Zagreb, seismic activity is significantly higher than in Vienna [42]. The expected horizontal peak ground acceleration according to the Earthquake Hazard Map of Republic of Croatia for the Zagreb area is up to 0,28 g for a return period of a 475-year earthquake according to HRN EN 1998 [77] and up to 0,08 g for Vienna area [42]. The Zagreb earthquake caused major damage to buildings, especially to the city's historical and cultural heritage, which showed significantly higher seismic vulnerability compared to buildings made of reinforced concrete or concrete frame buildings with unreinforced masonry infill walls. A pronounced damage pattern was found in the city center, especially in the three- to five-story masonry buildings from the period of the Austro-Hungarian monarchy to 1918 [29], [78].

### 3.2.1 Classification of buildings

For this study a perimeter building block with 35 historic brick masonry buildings in the Zagreb city center was selected. This block is representative of the Zagreb masonry buildings and serves as a basis for research investigations as well as possible retrofitting measures. In the investigated block area, masonry buildings with flexible ceiling and roof diaphragms predominate, which were built mainly before 1918. The buildings were classified based on extensive building data, construction plans and other recorded data. Based on the database (HCPI database [47]) and construction plans, it was possible to clearly identify the building construction (type of construction, year of construction, structural design, etc.), as well as to trace individual reconstructions/additions as far as possible. The characteristic masonry construction method consists of solid masonry bearing (longitudinal) walls in wall thicknesses of 30–90 cm and slender nonbearing (transverse) walls in wall thicknesses of 15–30 cm. The masonry structure was built of solid bricks laid in pattern and mainly lime mortar. Timber joist ceilings are the predominant type of ceiling. Massive ceilings were used above the underground story [78]. The foundations were mostly made as masonry wall footing to distribute loads of the structural bearing walls to the ground. In most cases, the width of the wall foundation was usually the same width of the wall and was made by the same masonry material as the vertical structure wall. In some cases, underground walls were also reinforced. It should also be noted that due to the much stronger wall structures and with the massive ceiling structures, the underground stories have a much higher stiffness than the upper stories. The detailed construction plans allow a clear classification according to occurring building characteristics and provides the basis for an analysis for statistical comparison of emerging damage distributions under certain building characteristics. Furthermore, in the case of mixed construction types, e.g., different ceiling systems, the non-dominant type is neglected. Double classification occurs only when different systems occur with equal significance [79]. **Figure 3.1** shows the proportional distributions of the occurring building characteristics in the form of histograms as well as their cumulative percentage, which will be comprehensively investigated in the further study.





**Fig. 3.1:** Distribution of masonry building as function of **a** story number (without underground and attic story), **b** structural regularity/irregularity, **c** type of underground story, **d** average floor area and **e** average story height. *Source: A. Karic*

The distribution by building characteristics shows that about 80 % of the buildings have a story number of 3 and 4 (without underground story and attic). The attics are primarily not extended. More than 90 % of the buildings have an underground story (cellar, basements, or partial cellar/basements). A classification was also made according to the type of underground story. It was possible to identify 4 types of underground stories: buildings with cellars, buildings with basements, buildings with partial cellars/basements and buildings without cellar/basement. Cellar means that it is completely below the level of the ground or curb. Basements (Souterrains) means that part of the room height of the basement is above the level of the ground or curb. The irregularity in plan is characterized by L-, T- or U-shaped plans where the floor area of the projecting building wing ( $A_2$ ) is greater than  $0,15 \times A_1$  ( $A_1$ : floor area main building) or the ratio of building length to building width is  $> 4$  [62]. The classification as irregularity in elevation was made if several or all of the shear walls in individual stories (e.g. soft ground floor, etc.) were not present or were replaced by columns/piers [62]. The distribution of average floor areas (Fig. 3.1d) and average story heights (Fig. 3.1e) is also shown. The individual building parameters are well dispersed among each other and are sufficiently available to provide a qualitative statement about the emerging damage trend under specific building characteristics. Influences of weathering, past seismic events, war impacts or non-professional reconstructions/additions over the decades could not always be clearly determined. Primarily, a poorer masonry quality is assumed, especially

about mortar quality [78]. Based on the location of the building block (no slope) and the spatial distribution of the earthquake damage, which was not irregular, it can be assumed that the seismic events that occurred were very likely to be approximately the same over the building block area and that there were no significant influences from local ground amplification effects.

### 3.2.2 Definition of the grades of damage and damage patterns

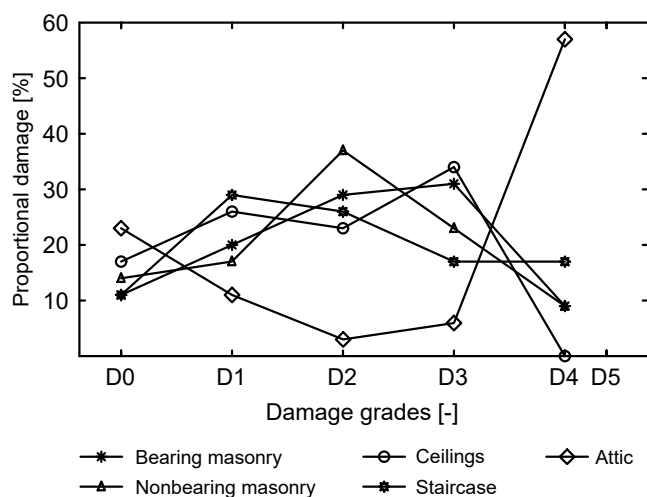
To be able to evaluate individual structural areas, such as bearing and nonbearing masonry walls, staircase, ceilings and attic of the masonry buildings on the basis of damage indicators, the damage grades (D0–D5) are defined in accordance with the EMS-98 [48], [69] as well as [68]. These damage grades are given in detail in **Fig. 3.2** with the corresponding example damage pictures as well as with the corresponding description. The building inspections and the detailed pictorial as well as written records of the earthquake damage [47] immediately after the seismic events made it possible to classify the earthquake damage and to compare the damage distribution over individual structural areas. In this study, the criterion of maximum observed damage in the considered structural area is used to determine the grade of damage (D0–D5) [79]. When defining the evaluation of the damage level, this study does not distinguish between structural areas, such as bearing and nonbearing masonry (e.g., partition walls, gable walls, etc.), in order to clearly identify the correlation between building characteristics and the damage distribution.

		Definition of damage levels (D0-D5)					
		D0	D1	D2	D3	D4	D5
<b>Damage pattern by structural area</b>	<b>No Damage</b>		<b>Light damage</b> Fine cracks - mainly hairline, cracks in the plaster	<b>Moderate damage</b> Clearly formed cracks in the plaster, small plaster delamination's	<b>Heavy damage</b> Severe cracking at plaster level, major plaster peeling, loosening of masonry joints, loose bricks falling from higher parts of the building	<b>Very heavy damage</b> Failure of the masonry structure - broken bricks, failure of individual structural elements (steps, ceilings) as well as masonry non-structural elements (unbraced chimneys, gable walls, parapets, etc.)	<b>Complete collapse</b>
	Bearing masonry						Not observed
	Staircase						
	Nonbearing masonry						
	Ceilings					Not observed	
Attic							

Fig. 3.2: Definition of damage grades and example patterns of damaged structural areas by the Zagreb earthquake on March 22, 2020. Pictures: HCPI database [47], Source: A. Karic

### 3.2.3 Statistical assessment of the seismic vulnerability

The observed earthquake damage is reproduced using modified empirical vulnerability functions [67]. The proportional damage distribution over the individual structural areas of the analyzed building block with 35 historic brick masonry buildings is shown in **Fig. 3.3**.



**Fig. 3.3:** Distribution of damage grades using empirical vulnerability functions [67] for the analyzed structural areas of the building block with 35 historic brick masonry buildings.  
Source: A. Karic

It can be clearly seen that the most severe damage is recorded in the attic area. The damage percentage of very heavy damage (D4) in the attic exceeds 60 % of the inspected buildings. The damages were the predominant throwing off of unbraced chimneys, partial throwing off of brick gable walls and destroyed domes, parapets, roof structures and nonbearing masonry walls to the staircase (cf. Fig. 3.2).

The bearing masonry (primarily longitudinal walls) shows a moderate damage distribution with a proportional probability of occurrence of moderate damage (D2) of 29 % and heavy damage (D3) of 31 %. Very heavy damage D4 occurs to the bearing masonry in  $\approx 10$  % of the structures inspected. The damage concentration was in areas of large stiffness changes and in areas of masonry openings (windows, doors). The nonbearing masonry shows a similar damage distribution. The damage concentration (shear and tensile cracks) was predominantly in areas of wall openings and in the connection areas to the bearing walls as well as to the ceilings and isolated shear cracks. Similarly, very heavy damage (D4) was recorded in some cases on the nonbearing walls between the attic and the staircase. Very heavy damage to the nonbearing fire walls was not recorded. Primarily, cracks in the nonbearing firewalls were observed in the connection areas (see Fig. 3.2) to the loadbearing longitudinal walls on the higher stories (Fig. 3.3).

The staircase represents the structural area of the masonry buildings that shows the highest percentage of damage (18 %) of very heavy damage (D4) to structural building elements. Primarily, very heavy damage was identified in areas of window and door openings and in the connection areas of different wall stiffness-connection staircase/main building. In isolated cases, very heavy damage to staircase structures (destruction of individual steps, etc.) was also recorded.

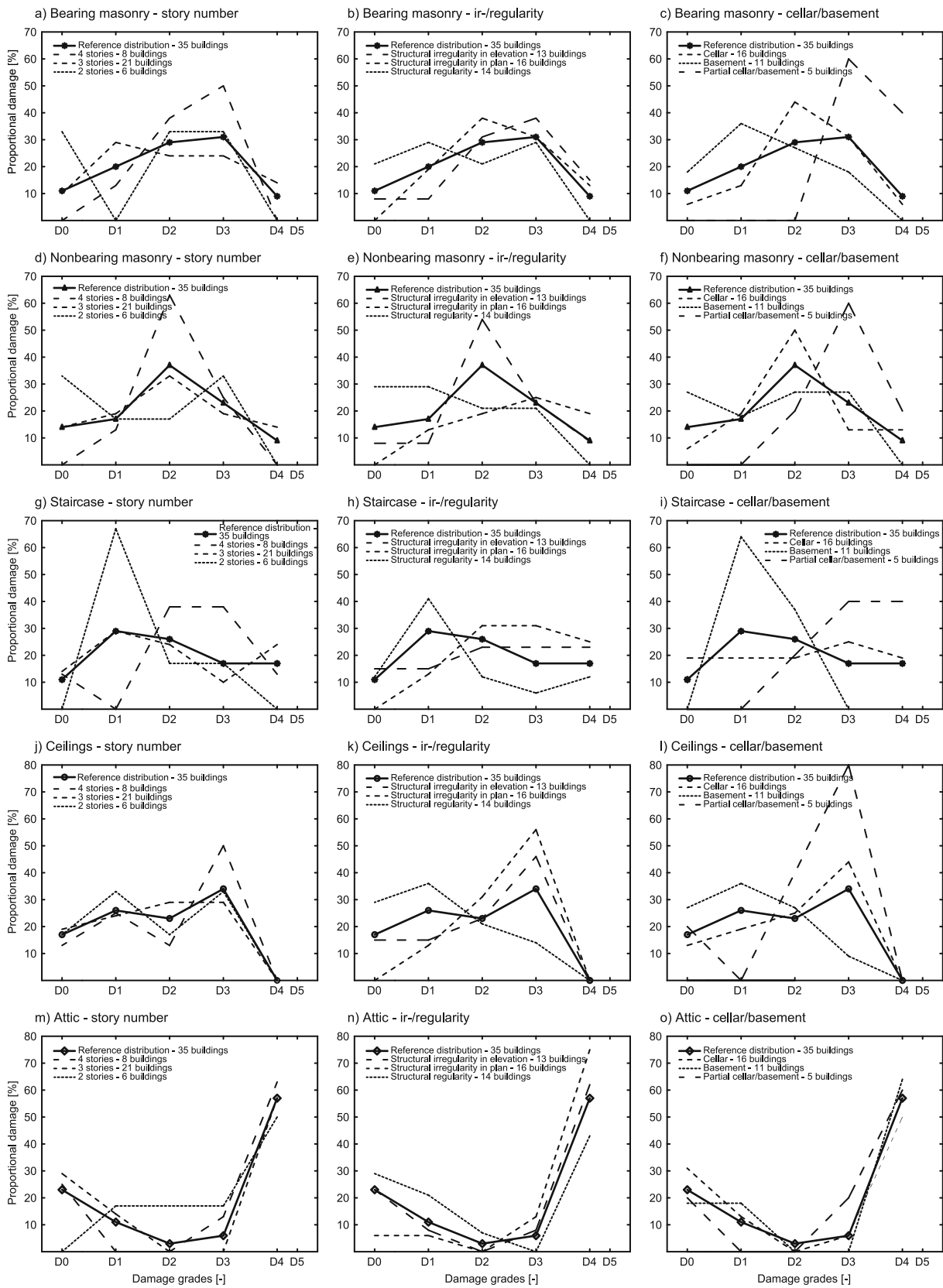
The ceiling structures, mainly in the form of timber joist ceilings, did not show any structural damage. The damage patterns confirmed the typical flexible structural response that occurs under earthquake action, in where the damage, such as plaster cracking and spalling, was con-

centrated along the individual timber joists as well as the wall connection areas. The observed damage implies a significant bending stress on the individual timber beams as well as the relative deformations to the wall connection areas between the individual structural elements [78].

In the underground stories, no predominant earthquake damage in the masonry and in the massive ceiling structures was found. A comprehensive reproduction of the Zagreb earthquake damage is shown in the works of [29], [69], [78] as well as [80].

### 3.2.4 Seismic damage distribution under certain building characteristics

The data collection confirmed that a higher damage density is not only to be expected due to the building type (vulnerability class B to EMS-98) or, for example, in areas of local soil amplification effects, but that building characteristics can also significantly influence the damage distribution, primarily in the historic brick masonry buildings. **Figure 3.4** illustrates the proportional damage distribution of the recorded maximum damage grades under specific building characteristics using empirical vulnerability functions [67]. It can be clearly seen that under certain building characteristics, previously described in Fig. 3.1, an emerging damage trend can be observed.



**Fig. 3.4:** Proportional damage distribution for individual structural areas (bearing and nonbearing masonry, staircase, ceilings and attic) considering specific building characteristics (story number, ir-/regularity and type of underground story) of the investigated building block. *Source: A. Karic*

### - Building height

The vulnerability functions in Fig. 3.4a, d, g, j, m illustrate the damage distribution in relation to the building height over the individual structural areas. It can be seen that as the number of stories increases, the number of undamaged structural areas such as bearing and nonbearing masonry, ceiling systems, decreases. Buildings with 4 floors show a clear increase in the proportional damage distribution of moderate (D2) and heavy damage (D3) in the bearing, nonbearing masonry (partition walls) and in the staircase, especially on higher building stories. In contrast to the shorter buildings (2 and 3 stories), earthquake damage is observed in all 4-story buildings. The observed damage trend among the building heights is also reflected in the ceiling areas, except that no very heavy damage (D4) is recorded due to the specific flexible construction type (timber joisted floors). A specific influence under building height on the distribution of damage in the attic could not be clearly identified. High seismic damage is noted in the attics across all building heights.

### - Structural regularity

The resulting vulnerability functions as a function of regularity in plan and elevation (Fig. 3.4b, e, h, k, n) confirm their positive influence on the vulnerability of the masonry buildings due to earthquakes. A clear flattening of the higher degrees of damage over the individual structural areas can be observed. Very heavy damage is not detected in the bearing and nonbearing masonry. The average proportional damage percentage of undamaged structural areas is 24 %. The positive influence is also observed in acceleration-sensitive elements in the attic with a lower proportional percentage (43 %) of very heavy damage (D4). The vulnerability functions confirm that masonry buildings with regular arrangement of bearing structural elements achieve significantly lower vulnerability to seismic events compared to irregular arrangement.

### - Structural irregularity

The comparison of the influence of the irregularity of load-bearing structural elements to the regularity shows a significant increase in the occurring damage grades of moderate (D2), heavy (D3) and very heavy damage (D4). The trend of damage increase occurs in all structural areas and confirms the negative influence on the dynamic structural response under earthquake. The highest proportional structural damage percentage of very heavy damage (D4) is recorded in the staircase of 25 %, which is a result of the often-characteristic eccentric location of the staircase in the building floor plan and the often-poor connection to the main building. The proportional damage level of very heavy damage (D4) shows a significant increase in occurrence to over 75 % in the attic (nonbearing structural elements).

### - Underground execution

Remarkable is the trend of damage distribution that occurs under certain characteristics of the execution of the underground story (Fig. 3.4c, f, i, l, o). A partial cellar/basement leads to a significantly higher damage percentage of heavy (D3) and very heavy damage (D4) over all structural areas in the above-ground stories. Buildings with cellar (completely below the level of ground or curb) are characterized by a moderate damage distribution over the individual structural areas. The positive influence on the resulting damage distribution in buildings with a basement (Souterrain) is to be emphasized. Buildings with basements show a significant decrease in heavy (D3) as well as very heavy damage (D4) over all structural areas. Due to the small number (3) of buildings without a cellar, it was not possible to produce a statistical comparison of the damage distribution.

In summary, it can be stated that the seismic vulnerability study of the historic brick masonry buildings of Zagreb confirms the higher degree of damage occurring under the known construction-specific building characteristics, such as increasing number of stories, irregularity in plan and elevation. The positive influence of regularity in plan and elevation on the resulting damage distribution was also illustrated (cf. Fig. 3.4). Also, certain types of cellar/basement designs, such as a partial cellar/basement, showed significant amplification effects in the damage distribution, which are rarely or not at all taken into account in the assessment in the current standards. It is illustrated that the large difference in the stiffness distribution of partial cellars/basements has a significant negative influence on the structural responses of the upper constructure under earthquake loads. In many studies concerning the assessment of earthquake damage or the construction of fragility curves, the assumption is made that a sufficiently rigid cellar/basement can be assumed, which does not seem to be appropriate, especially for masonry buildings with partial cellar/basements. Buildings with basements (Souterrains) in contrast to buildings with cellar, showed a flattening of heavy (D3) and very heavy damage grades (D4) in all structural areas. This is due to the lack of effect of stiffening with increasing embedment [49], as the masonry buildings, unlike new buildings, do not have a rigid foundation (concrete slab), as well as due to the characteristic construction (often without transverse walls and wall foundation), the vulnerability to seismic events is increased with increasing embedment. Work such as [81] has shown the influence of different foundation types in masonry buildings against dynamic effects. The influence of the brick-built walls and foundation of the historic masonry buildings and the associated soil-structure interaction on the structural response requires more detailed analysis. A possible positive effect on the structural response under seismic events, which could be achieved by a retrofitted foundation reinforcement (insertion of concrete slab), would be of essential importance in the historic brick masonry buildings, primarily in heritage buildings from that period. The vulnerability functions confirm that the influence of regularity/irregularity has a significant impact on the damage patterns across attics. Buildings with irregularities in the floor plan show significant amplification effects of the damage level in the attics, which are not observed in this way under other building characteristics. For example, no divergent damage trends could be identified in the attic under the building height, which would suggest similar acceleration responses in the attic under different building heights (2, 3 and 4 stories). It must also be noted that the block development of the buildings (building next to building) could have an influence on the individual structural responses, especially in the case of neighboring houses with different building heights, which could not be clearly reproduced in this work. It could only be observed that the occurring earthquake damage was more frequent for freestanding gable walls, especially for buildings that have a higher building height than the neighboring building.

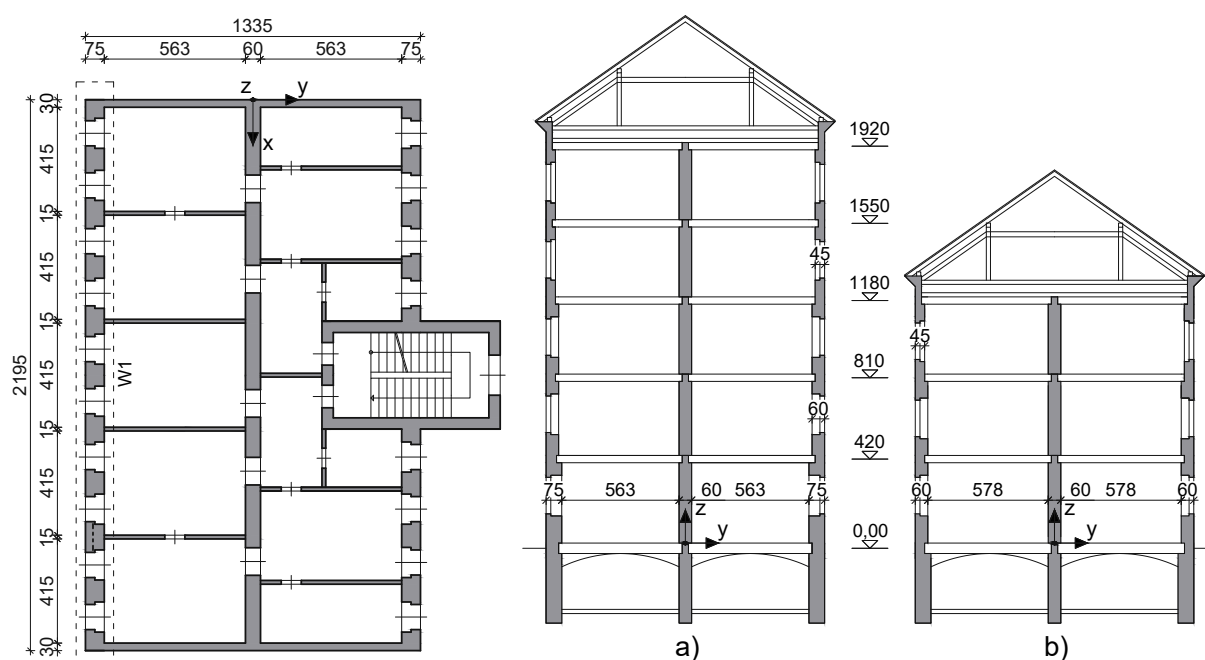
The study confirms that specific building characteristics within the typological classification of the historic brick masonry building have a clear influence on the expected damage level as well as distribution over the individual structural areas. In the work of [62] an efficient rapid-visual-screening (RVS)-method for seismic assessment of historic brick masonry buildings with 9 structural parameters (SP) and 5 damage relevance parameters (DR) is presented. The influence of the presented structural parameters (ir-/regularity in plan, elevation, etc.) could be confirmed by the evaluation of the earthquake damage. In addition, other significant structure-specific parameters, such as the execution of the underground story or the high vulnerability of free-standing gable walls, etc., could be identified as further influencing factors in the assessment method. A detailed overview of the RVS method for historic brick masonry buildings is given in [41], [62]. In addition, a simple typological consideration of the earthquake damage due to the characteristic construction without reference to the presented constructional specificities easily leads to an overestimation of the earthquake intensity, primarily in areas of moderate seismicity,



such as Vienna area [9].

### 3.3 Nonlinear dynamic analysis of the behavior of the historic brick masonry buildings

Due to the rarity of earthquakes with building damage on the Viennese historic brick masonry stock, representative data on the seismic vulnerability are not available. Therefore, the vulnerability study on the comparable/ident masonry stock of Zagreb allowed a realistic and differentiated assessment of the complex structural response of this building typology under a strong earthquake event. The vulnerability assessment, however, contains qualitative results about the influence of certain specific building characteristics on the damage distribution, which is an essential basis for the assessment of the historic brick masonry buildings under seismic events. The second part of this work allows a comprehensive identification of possible structural responses of these Viennese buildings under dynamic loading, as well as the validation of critical structural areas in the masonry from the vulnerability study in the first part. The evaluation of the behavior of the historic brick masonry buildings under dynamic loading is achieved by reliable probabilistic numerical FE time history analysis (*ANSYS*). The cases (a) 5-story masonry building and (b) 3-story masonry building with a "typical" Viennese masonry building floor plan, which follows the concept from [27], are used for the in-depth numerical analysis and are shown in **Fig. 3.5**. As described in the first part of the paper, the floor slabs in historic brick masonry buildings consist mainly of timber joist ceilings [12]. Only a low shear effect can be attributed to the timber joist ceiling systems due to their characteristic construction structure. The flexible structural response of the timber joist systems was confirmed in the first part of this paper. Likewise, crack opening widths of up to 5 cm to the load-bearing longitudinal walls could be observed in the investigation of the earthquake damage in Zagreb, which indicates the partially insufficient connections of the joist (timber joist-masonry). The area loads for the floor ceilings were considered to be 2,30 kN/m<sup>2</sup> (timber joist ceiling + upper construction) and the area load of the ceiling to the attic to be 3,50 kN/m<sup>2</sup> (timber floor ceiling + upper construction) and the roof construction to be 0,70 kN/m<sup>2</sup> according to [27]. The area loads of the unidirectional ceiling structures as well as the quasi-permanent values of the live loads (2,00 kN/m<sup>2</sup> in the floors and 1,00 kN/m<sup>2</sup> in the attic) were assigned to the load-bearing longitudinal walls (middle wall, outside walls) for each floor (see Fig. 3.5). Due to the design-related vertical ceiling load transfer, because of the larger area and the resulting influence the middle wall is subjected to higher vertical loads than the longitudinal outside walls. For the determination of the masonry mass, the walls own weight is taken into account via the spatial models. Furthermore, as a consequence of the low influence of the roof structure on the global dynamic behavior, a modeling of the roof structure in the spatial model was not required. The expected low influence could be shown in the work [41], [17] by comprehensive measurement experiments in historic brick masonry stock in Vienna. As a result of the presence of timber joist ceiling systems with low shear strength and insufficient ceiling-wall connections the individual masonry walls of the historic brick masonry buildings can be considered without the ceiling-masonry interaction. The possible higher global building strength due to the at least partial interaction between these elements is therefore not considered. This approach has also been followed in previous research, as [20], [56] etc. For the scope of the study, the identification and location of critical structural areas in the masonry, the selected models are considered appropriate and allow also direct comparison with past research [20], [56]. Moreover a good correlation of the observed critical structural areas from the first part of the paper is achieved in the numerical simulations (cf. Figs. 3.2, 3.8, 3.9, 3.10 and 3.11).

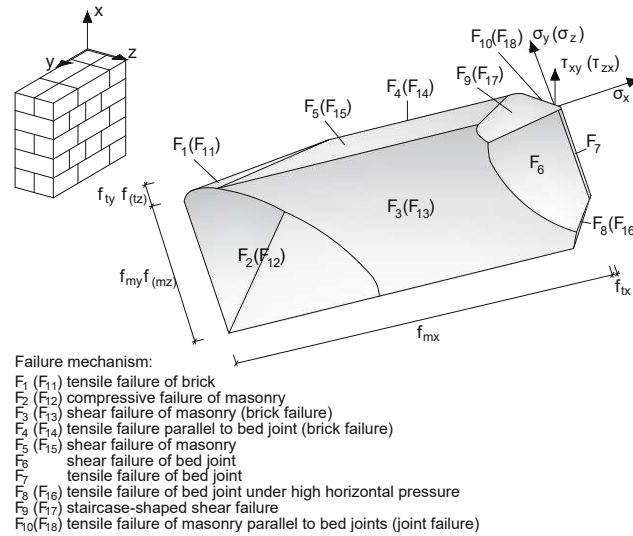


**Fig. 3.5:** Floor plan and elevation of the case studies (a) and (b) of a Viennese historic brick masonry reference building (dimensions in cm), modified from [27]. *Source: A. Karic*

### 3.3.1 Behavior of masonry under dynamic loading

The material- and construction-specific properties of the masonry require a complex system approach. The masonry structure with its specific material behavior is characterized by its strongly nonlinear material behavior, its material-specific failure mechanisms as well as its load redistribution [38]. A hysteretic material behavior which can reproduce these material specific properties under dynamic loading is of essential importance [39].

To describe the orthotropic masonry properties, a powerful macro model of the material database multiPlas is used for a robust numerical analysis and implemented in ANSYS. The material model based on the Ganz yield criterion [45] was extended to a spatial model and implemented in multiPlas [44]. The multi-surface yield condition (**Fig. 3.6**) is composed of individual failure criteria (yield criteria), which represent the individual failure mechanisms (stone, joint, bond failure, etc.) of a regular masonry bond [44]. The meaning of the individual yield criteria is also given in Fig. 3.6. The nonlinear stress–strain behavior of masonry is described by appropriate softening and hardening models [38]. In particular, by including the anisotropic deformation and cracking behavior that depends on the loading condition, as well as the inclusion of the masonry bond (brick dimensions), an efficient and realistic prediction capability of the masonry structure under cyclic loading is achieved.



**Fig. 3.6:** Yield surface of the material model for regular masonry [38], [44]. *Source: A. Karic*

The dynamic structural response of an old masonry building is strongly influenced by the degradation and hardening behavior. The implementation of such degradations enables the consideration of hysteretic material behavior under cyclic loading. The material damage is described by a decrease in initial strengths after failure. Exceeding the shear strength results in an exponential decrease of the cohesion  $c$  and a linear reduction of the initial friction angle to a residual friction angle. Accordingly, the transmission of shear forces via friction is only permitted to a limited extent. The tensile strength decreases progressively to zero due to progressive crack formation in the bearing joint. The dispersion of the crack widths is described by the fracture energy, while the softening is described by the plastic strain that occurs. For example, the occurrence of a tensile crack in the bearing joint causes the decrease in tensile strength and the decrease in cohesion due to the deterioration of the adhesion bond. The failure/opening of the mortar joint normal to the joint plane can be described in shear failure with the dilatancy angle [44]. A detailed description of the macro model can be found in the work of [38].

At this point, it is also important to consider that other robust spatial material models for masonry have been presented in the literature, such as [13], [23], [82] etc. The material models of [13] and [23] are efficient simplifications of the failure functions defined by Ganz [45]. Most importantly, the work [13] presents a macromodel for historic masonry that was developed for historic brick masonry to achieve efficient structural analyses of walls in historic buildings. The performed comparative numerical simulations of experimental tests show impressively that the derived material models reproduce well the masonry failure under combined loading in the simulations.

### 3.3.2 Calibration of the masonry material model

The calibration of the masonry material model was achieved by well-documented in-situ shear tests on representative masonry walls as well as by three-brick test [16]. The verification on quasi-static test series in an existing Viennese historic brick masonry building allows a significantly improved description of the material behavior under combined loading. The test series could be successfully realized on four 30 cm thick partition walls of a 4-story building. The results of the in-situ shear tests are shown in **Table 3.1** (column: In-situ shear tests, bold values). The initial shear strength at the plane of the bedding joint between the historic brick and mortar

was determined on three-block tests [16]. Table 3.1 shows the in-plane damage limit states obtained from the in-situ shear tests [16] according to [84]. A comprehensive reproduction of the experimental procedure can be found in [16]. The mechanical properties of the late historic brick masonry of Vienna correlate with the mechanical masonry properties from Zagreb and confirm the strong similarity of the buildings. For example, masonry brick tests in 14 buildings from the Zagreb masonry stock resulted in compressive strength values of 6,45–24,20 MPa [85]. The compressive strength of the Viennese bricks is 6,00–25,00 MPa for ordinary to good bricks [12]. This good correlation of mechanical properties is also observed for the other mechanical properties of the masonry walls. For comparison, other experimentally obtained damage thresholds from laboratory or in-situ experimental tests on whole houses or masonry walls are given from [83]. The thresholds from [15] refer to cyclic as well as quasi-static tests on Viennese historic brick masonry walls. Furthermore, the damage threshold values according to EC 8 [25] are also shown.

**Tab. 3.1:** Performance drift value for damage limit states.

Limit state	In-situ test [16]		Zimmermann 2012 [15]		D' Ayala 2013 [83]		EC 8 Part 3 [25]	
	In-plane Drift range [%]	$\phi$ [%]	In-plane Drift range [%]	$\phi$ [%]	In-plane Drift range [%]	Out-of-plane	In-plane	Out-of-plane
Damage limitation (DL)/cracking limit	<b>0,16–0,31</b>	<b>0,22</b>	0,17–0,81	0,36	0,18–0,23	0,33		
Significant damage (SD)/maximum capacity	<b>0,92–1,94</b>	<b>1,24</b>	0,47–2,29	1,02	0,65–0,90	0,88	0,4–0,6	0,8–1,2 ( $H_0/D$ )
Near collapse (NC)	<b>1,02–2,02</b>	<b>1,72</b>	0,64–2,80	1,47	1,23–1,92	2,30	0,53–0,8	1,07–1,6 ( $H_0/D$ )

**Table 3.2** shows the material parameters achieved by the in-situ tests. The detailed material calibration is given in [56] and [5]. In addition, characteristic parameters from the literature [13], [15], [64] and [86] were used to optimize the material model. The brick geometry of the old Austrian format of  $290 \times 140 \times 65$  mm [12] with a head and longitudinal joints overlap was considered in the macromodel [44]. With the consideration of the strong degrading material properties (cf. Table 3.2) of the material model, a realistic analysis under dynamic loading is achieved. An adequate hysteretic material behavior was achieved and can be found in detail in the work of [56].

**Tab. 3.2:** Material parameters of the calibrated macro model [5].

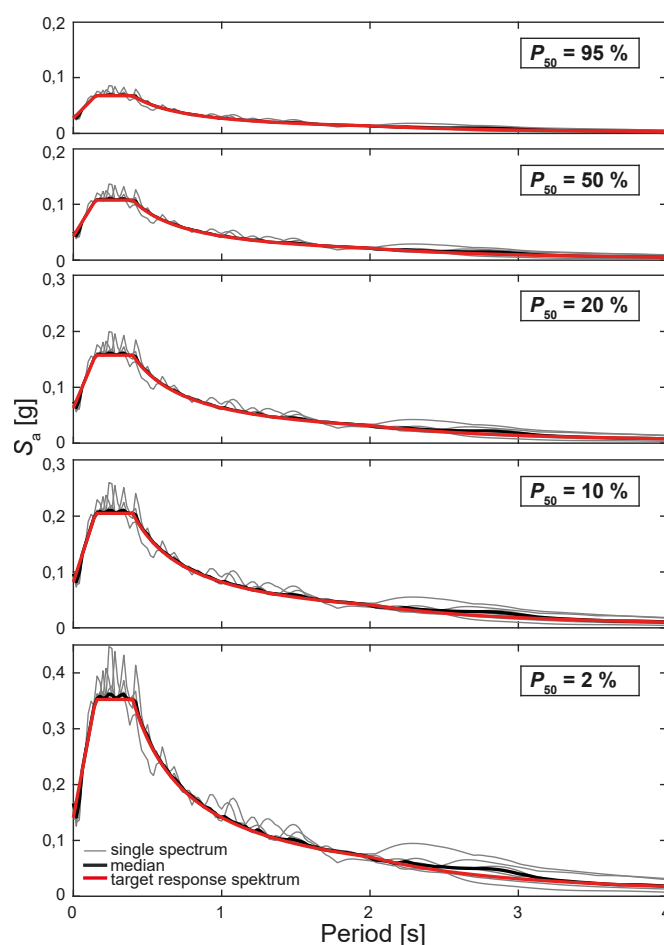
Parameters	Physical unit
<i>Elastic properties</i>	
E-modulus of masonry normal to bed joints (x-direction)	$E_x = 850 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
E-modulus of masonry normal to head joints (y-direction)	$E_y = 283 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
E-modulus of masonry normal to longitudinal joints (z-direction)	$E_z = 283 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Poisson's ratio	$\nu_{xy} = \nu_{yz} = \nu_{xz} = 0,026 \text{ [-]}$
Shear modulus-xy	$G_{xy} = 102 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Shear modulus-yz, xz	$G_{yz} = G_{xz} = 76,5 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
<i>Strength parameters</i>	
Uniaxial compressive strength of masonry normal to bed joints	$f_{mx} = 3,69 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Uniaxial compressive strength of masonry normal to head joints	$f_{my} = 2,46 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Uniaxial compressive strength of masonry normal to longitudinal joints	$f_{mz} = f_{mz} = 2,46 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Uniaxial tensile strength of masonry normal to bed joints	$f_{tx} = 0,01 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Uniaxial tensile strength of masonry normal to head joints	$f_{ty} = 0,14 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Uniaxial tensile strength of masonry normal to longitudinal joints	$f_{tz} = f_{ty} = 0,14 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Residual tensile strength	$f_{tr} \approx 0 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Cohesion of bed joints	$c = 0,026 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Residual cohesion of bed joints	$c_r \approx 0 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Friction angle of bed joints	$\phi = 38 \text{ [}^\circ\text{]}$
Residual friction angle of bed joints	$\phi_r = 22 \text{ [}^\circ\text{]}$
Dilatancy angle of bed joints	$\psi = 30 \text{ [}^\circ\text{]}$
Mode I fracture energy—tensile failure normal to bed joints	$G_{FF1} = 0,004 \text{ [Nmm/mm}^2\text{]}$
Mode I fracture energy—tensile failure of stone (horizontal)	$G_{FS1} = 0,015 \text{ [Nmm/mm}^2\text{]}$
Mode II fracture energy—shear failure of bed joints	$G_{FF2} = 0,080 \text{ [Nmm/mm}^2\text{]}$
Softening variable (plastic strain)	$\kappa = 2 \cdot 10^{-3} \text{ [-]}$

The dynamic characteristics of the generated spatial models' case (a) with  $f_1 = 2,54 \text{ Hz}$ ,  $f_2 = 2,64 \text{ Hz}$  and case (b) with  $f_1 = 3,38 \text{ Hz}$ ,  $f_2 = 4,38 \text{ Hz}$  correlate with dynamic experimental tests in similar masonry building in previous research [17]. To generate acceptable dynamic structural responses, the structural damping is essential [87]. Lehr's damping ratio of  $\zeta = 4 \%$  was estimated for both structural models [41], which would appear appropriate for direct comparison of the structural responses [88]. Structural damping is accounted by the classical Rayleigh damping [46] with coefficients  $\alpha = 0,656$  (case (a)) and  $0,959$  (case (b)) and  $\beta = 0,00244$  (case (a)) and  $0,00164$  (case (b)) [88], [90].

### 3.3.3 Seismic input for analysis – Earthquake scenarios for the Vienna area

To evaluate the seismic vulnerability of historic brick masonry buildings, ground accelerograms are considered that would correspond to specific earthquake scenarios in the Vienna area. The selection of appropriate seismic ground motion recordings is the prerequisite to identify the full range of possible structural responses under dynamic loading with appropriate earthquake properties based on energy, frequency content, amplitude and duration [89]. In this study selected earthquake scenarios (action groups) are considered, where each action group is defined by specific target response spectra. To provide a robust seismic vulnerability analysis, 5 possible earthquake scenarios for the Vienna area are considered. The single earthquake scenarios represent seismic events for the Vienna area with the exceedance probabilities of 95 % (very frequent earthquakes),

50 % (frequent earthquakes), 20 % (occasional earthquakes), 10 % (rare earthquakes) and 2 % (very rare earthquakes) in 50 years (ÖN B 1998–1:2017). These earthquake scenarios include a total of 30 (6 each) different spectrum compatible acceleration records. The reference ground acceleration ( $a_{gR}$ ) for Vienna south of the Danube is  $0,80 \text{ m/s}^2$  [42]. Furthermore, the elastic response spectrum type 1 with 5 % damping according to Eurocode 8 [42], Importance Class II and Soil Class A were selected. The corresponding elastic target response spectra  $S_a$  for the considered groups of actions are shown in red color, the response spectra of the individual records (gray lines) and the median of these spectra (black line) are shown in **Fig. 3.7**. The spectrum matching was achieved by the earthquake engineering software SeismoMatch [71]. The spectral matching methods are based on [91], [92] and allows to match of a site-specific target response spectrum by using real earthquake data.



**Fig. 3.7:** Response spectra for the defined hazard levels. Response spectra of the individual records (gray), median spectra (black) and target spectra (red). *Source: A. Karic*

The comparison of the median spectra with the target spectra of each action group shows good agreement in the range of the base period of the brick masonry buildings, which are between 0,25 s and 3,00 s [20]. In **Table 3.3** the previously presented action groups are recorded. Furthermore, the maximum standard deviation of the logarithmized earthquake spectra ( $\sigma_{\ln(S_a),\max}$ ) is also reproduced as a measure of dispersion, which is comparable to results from previous research [20].

**Tab. 3.3:** Definition of the action groups/hazard levels.

$P_{50}$ [%]	$T_L$ in years	$a_g$ [m/s <sup>2</sup> ]	$a_{g,max}$ [m/s <sup>2</sup> ]	$\sigma_{Ln(Sa),max}$
95	16,7	0,26	0,31	0,5470
50	72	0,43	0,49	0,5466
20	225	0,62	0,73	0,5466
10	475	0,80	0,95	0,5462
2	2475	1,39	1,64	0,5464

In the work [20], earthquake sets "Viennese ground motion set" are presented for the Vienna site, which are compatible with the target spectrum of the standard [37] and provide another possibility for effective nonlinear time history calculations in the design load case. Furthermore, **Table 3.4** summarizes the real earthquake data used to generate the defined response spectra.

**Tab. 3.4:** Parameters of the selected original ground motion [43].

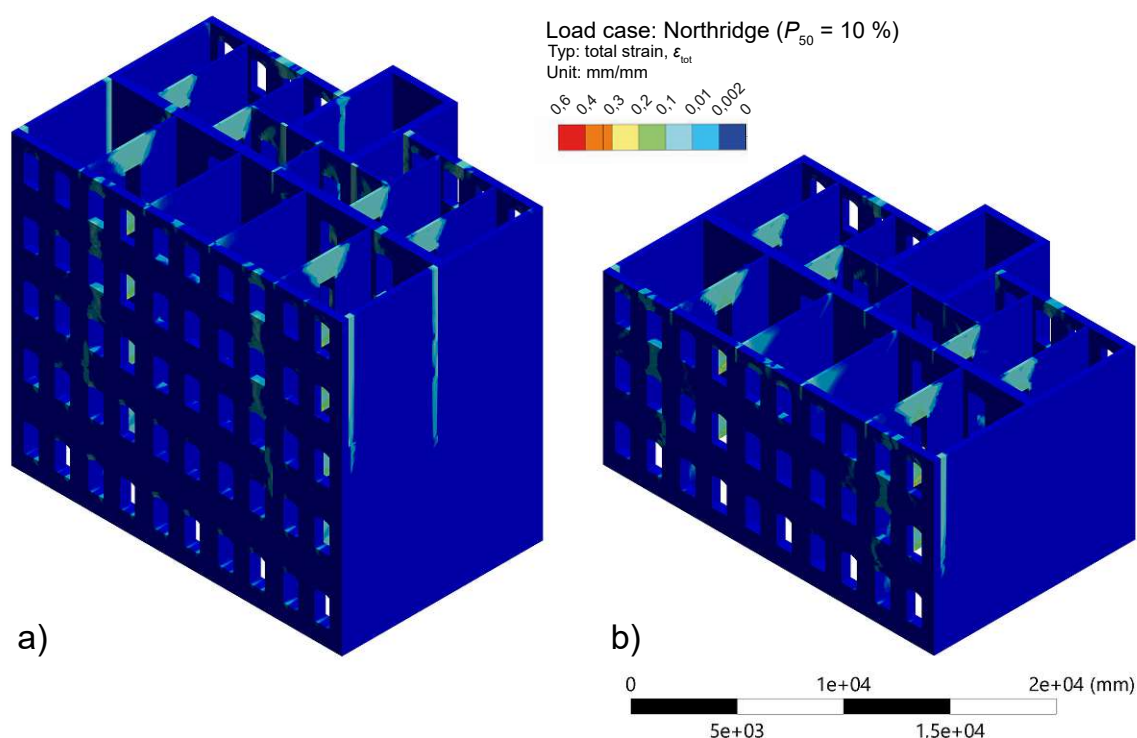
Event name	RSN	Station name	Year	$M_W$	Mechanism	PGA [g]
Friuli	125	Tolmezzo	1976	6,5	Reverse	0,35
Kobe	1107	Kakogawa	1995	6,9	Strike Slip	0,34
Landers	879	Lucerne	1992	7,3	Strike Slip	0,78
Loma Prieta	767	Gilroy Array	1989	6,9	Rev. Oblique	0,37
Northridge	963	Castaic, CA–Old Ridge Route	1994	6,7	Reverse	0,57
Trinidad	421	Rio Dell Overpass, E Ground	1983	5,7	Strike Slip	0,19

The earthquake scenario "very frequent Earthquake" ( $P_{50} = 95$  %) represents the last strong earthquake, the so-called "Seebenstein earthquake" in 1972, in the Vienna area. A maximum ground acceleration of 0,027 g for the recorded ground motion (E–W) was documented at the Central Institute for Meteorology and Geodynamics (ZAMG) [9]. In the urban areas of increased damage intensity (predominantly no damage to structural masonry, cf. introduction), a twofold to threefold amplitude amplification due to unfavorable site factors with "resonance power" is assumed [9].

### 3.3.4 Dynamic structural analysis results

The numerical simulations allow a comprehensive reproduction of the structural behavior considering the strongly degrading material properties under dynamic loading as well as the interaction of individual structural areas. To identify critical structural areas in the masonry structure, the results are presented as total strain  $\epsilon_{tot}$  [72], [73]. The plastic strain is a scalar measure of the plastic strain tensor and shows the quantitative activity and can be used to identify the areas in which local load shifting or material failure / crack formation take place [44]. The results of the simulation and the observed damage trend in the structural masonry correlate with the damage patterns of the masonry stock in Zagreb. In this work, the seismic vulnerability is shown by the simulation results of the more vulnerable structural building direction, the transverse direction. Based on the limited state of knowledge the influence of the often-connected neighboring buildings was neglected in this work. For example, **Fig. 3.8** illustrates the obtained simulation results of the considered cases (a) and (b) under the seismic event  $P_{50} = 10$  %. The generated structural responses confirm that with increasing stress, plastic deformations are concentrated in structural areas with large stiffness differences, such as in connection areas from nonbearing masonry walls

to bearing masonry walls or from staircase walls to bearing/nonbearing masonry walls, as well as in structural areas of masonry openings (cf. Fig. 3.2). In above all, connection areas in nonbearing masonry walls represent a band of stronger stress, occasionally also characterized by shear cracks in the nonbearing masonry walls. The example damage pattern for nonbearing masonry with damage level D3 of the first part of the work (Fig. 3.2) also confirm the stress conditions occurring in the connection area firewall and bearing masonry (longitudinal wall) and confirm the good correlation of the plastic strain patterns (Fig. 3.8) obtained.

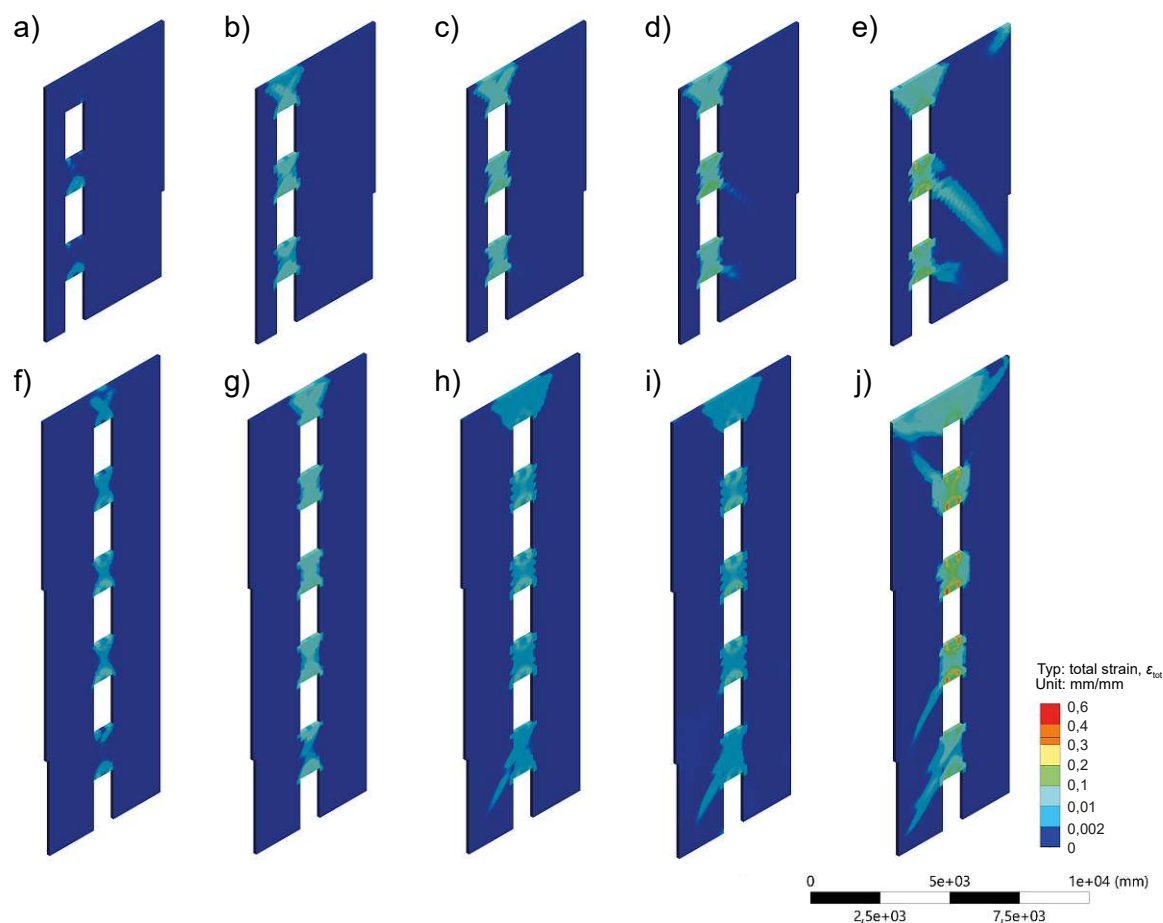


**Fig. 3.8:** Structural behavior of the masonry building under earthquake simulation (LC: Northridge  $P_{50} = 10\%$ ) in transverse direction: **a** 5-story masonry building and **b** 3-story masonry building. *Source: A. Karic*

Exceeding the allowable material strength in the connection areas of the transverse walls can lead to failure of the connection areas of the transverse walls up to failure of the longitudinal walls (out-of-plane failure mechanism) and especially of the street-side masonry parapets. This out-of-plane failure mechanism was also observed in the buildings in the first part of the work, where the opening widths in the out-of-plane behavior of some longitudinal walls were up to 5 cm [47]. To achieve a better knowledge of the occurring critical structural areas, representative structural areas are subsequently selected and shown in **Fig. 3.9**. Figure 3.9 shows the typical plastic strain patterns under the seismic events, which were also observed in the partition's walls of the historic masonry buildings in Zagreb (see Fig. 3.2). For non-disturbed nonbearing masonry walls (without masonry openings), the plastic strain concentrations can be assigned to the wall connection areas as well as shear failure in higher lying areas. In case of disturbed nonbearing masonry walls (with masonry openings), the critical structural area is the masonry disturbances, which is characterized by the interaction of the individual masonry walls under



dynamic influence with plasticization of the masonry beams and redistribution of tensile and shear stresses that cannot be absorbed [1]. Both cases show typical plastic strain patterns (characteristic cross-shaped cracks as well as shear cracks) and are characterized by stronger plasticization. Under good replication of the hysteretic material behavior, a robust structural behavior is formed and a good agreement of the plastic strain concentrations with the observed earthquake damage on the old masonry stock of Zagreb is enabled.



**Fig. 3.9:** Structural behavior of representative nonbearing masonry walls under specific earthquake scenarios: **a–e** courtyard-side partition of the case (b); **f–j** street-side partition of the case (a). Seismic groups: **a, f**  $P_{50} = 95\%$ ; **b, g**  $P_{50} = 50\%$ ; **c, h**  $P_{50} = 20\%$ ; **d, i**  $P_{50} = 10\%$ ; **e, j**  $P_{50} = 2\%$ . *Source: A. Karic*

The bearing capacity evaluation under the seismic events are reproduced using maximum relative inter-story drifts (ID) according to [74]. **Figure 3.10** shows the maximum relative inter-story drifts obtained from the numerical analyses, the mean value ( $m$ ), and the standard deviation  $m \pm \sigma$ . For comparison, the normative maximum bearing capacity threshold of 0,4 % (in-plane) according to EC 8 [25] and the damage thresholds of 0,22 % (damage limitation - DL), 1,24 % (significant damage - SD) and 1,72 % (near collapse - NC) obtained from the in-situ shear tests are also given (see Table 3.1). The earthquake scenarios “very frequent Earthquakes” and “frequent Earthquakes” confirm the recorded historical earthquake data of the Seebenstein

earthquake [9], where predominantly the elastic material behavior was activated and no damage to the structural masonry of the buildings was detected [51]. The earthquake scenario “Occasional earthquakes” lies within the range of initial crack formation in the structural masonry. The earthquake scenario "rare earthquake" represents the design earthquake for the Vienna area. The structural responses do not follow an easily detectable causality due to the strongly dissipative effects of masonry construction under increasing strong earthquake phases. Case (a) is characterized by more increasing plastic activity. Both structural models respond in the nonlinear range, whereby on average the maximum load capacity was not reached. The “Very Rare Earthquake” would push the masonry stock to its horizontal structural limits (near collapse), both in- and out-of-plane structural behavior. Compared to the experimentally determined damage thresholds (DL, SD, NC), the Eurocode 8 [25] is on the conservative side and would consider the old stock under the design earthquake case (rare earthquake) near collapse.

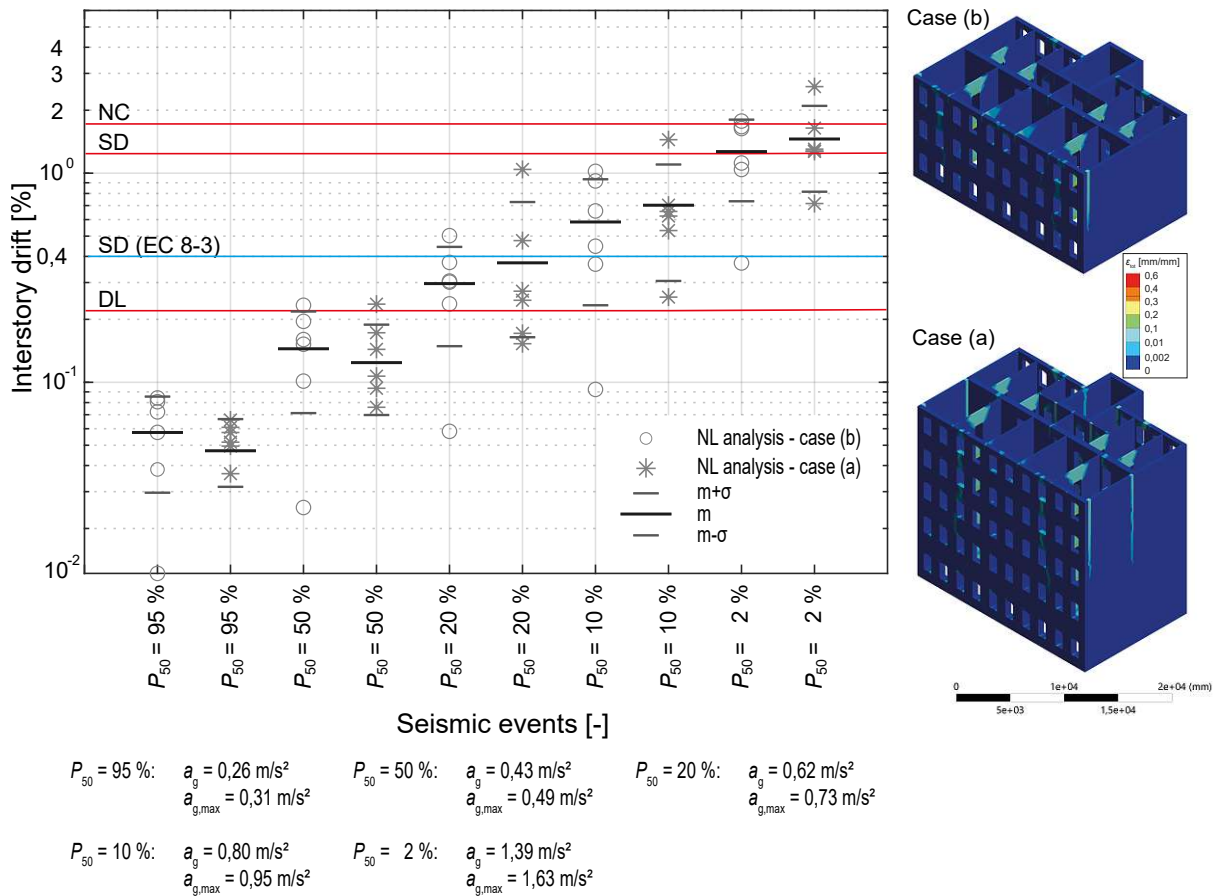
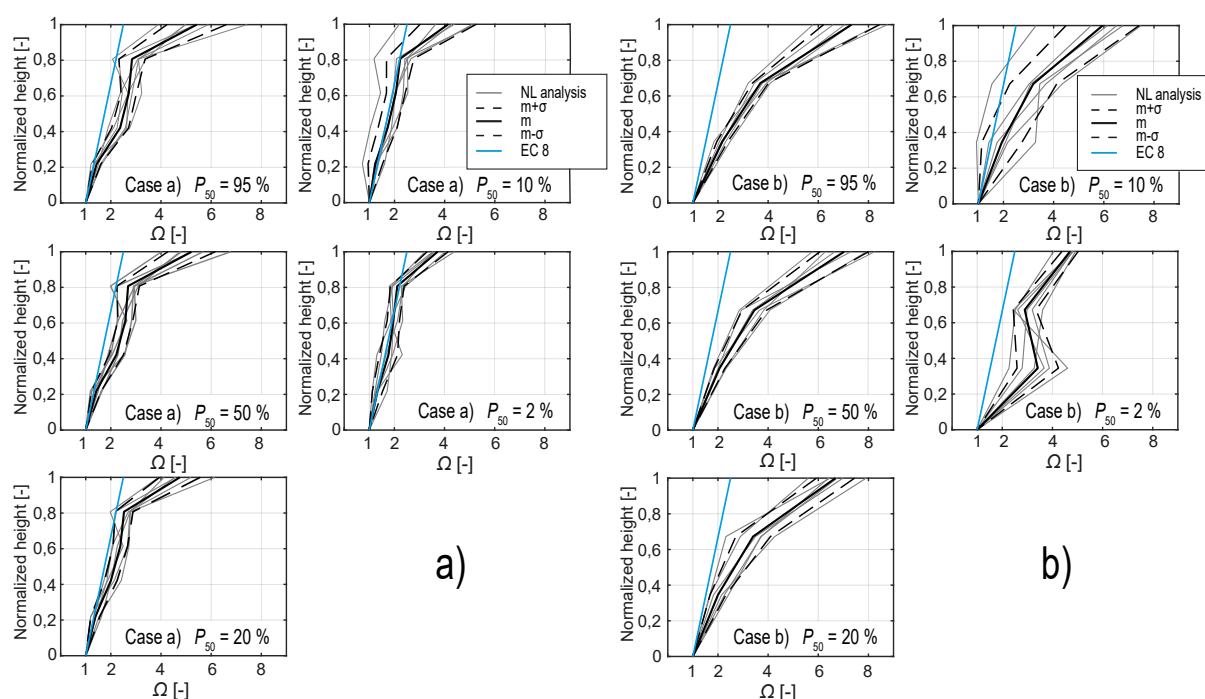


Fig. 3.10: Distribution of maximum relative inter-story drift [%] under seismic groups. Source: A. Karic

### 3.3.5 Dynamic non-structural analyses results

Non-structural masonry (gable walls, parapets, chimneys, etc.) represents the most vulnerable area for high damage under moderate seismicity based on their specific design (often slender masonry structures without significant anchorage) [30], which has been clearly shown by the earthquake damage of past earthquakes in Vienna [8], [9] as well as by the earthquake damage in Zagreb 2020 [29] and 1880 [76]. Non-structural masonry represent acceleration and/or displacement sensitive elements [74]. For representative damage identification or for pre-quantification of potential local damage to and through acceleration-sensitive masonry elements, the simulation results are summarized in terms of absolute horizontal floor acceleration amplifications ( $\Omega = \text{PHFA/PGA}$ ), the mean ( $m$ ) and the standard deviation  $m \pm \sigma$  over the normalized building height. The simplified standard design approach according to Eurocode 8 is also given for comparison. The acceleration responses show a significant scatter across individual masonry walls. The wall 1 (cf. Fig. 3.5) was identified as the most acceleration-sensitive element in both cases. The acceleration responses of the individual wall elements (fire wall, partition wall, etc.) turn out differently, as also shown in [56]. The diagrams in **Fig. 3.11** illustrate the absolute horizontal floor acceleration amplifications  $\Omega$  of wall 1 (cf. Fig. 3.5) over the height for the case (a) and case (b). The acceleration responses in plane (firewall, partition, etc.) are lower than the acceleration responses for walls out of the plane (longitudinal walls). A detailed reproduction of the acceleration responses in plane of individual load-bearing elements of historic brick masonry buildings is given in the works of [5], [20] and [56] and are comparable to this work. The results in Fig. 3.11 show that the absolute horizontal floor acceleration distributions over the building heights among the individual seismic events have significant amplification and scattering in the structural responses. The cases (a) and (b) generate a different acceleration response over the building height. It can be observed that for weaker earthquakes ( $P_{50} = 95\%$  to  $P_{50} = 20\%$ ) the acceleration responses are significantly higher, primarily in case (b). Under increasing earthquake phases, a significant decrease in acceleration amplification is generated, that is mainly due to the pronounced nonlinearity caused by the cracking of the masonry structure and the resulting stiffness reduction [39]. The acceleration amplification in case (b) and case (a) during the very rare earthquake ( $P_{50} = 2\%$ ) is similar acceleration amplifications with  $\Omega \approx 4$  and confirms the vulnerability function of according to the building height (Fig. 3.2-m: Attic—story number), which did not allow to identify any different trends of earthquake damage in Zagreb according to the building height in the attic. The results also confirm the vulnerability of earthquake-induced damage to non-structural components in the attic of shorter masonry buildings. It can be also observed that the simplified linear design approach according to EC 8, especially for the case (b), underestimates the resulting structural responses of acceleration-sensitive structural elements.



**Fig. 3.11:** Distribution of the absolute horizontal floor acceleration amplification  $\Omega$  (PHFA/PGA) for W1 for the case (a) and (b). *Source: A. Karic*

It should also be emphasized that earthquake scenarios with very frequent and frequent occurrence can cause significant damage to non-structural building elements as a result of large dynamic amplification effects, as confirmed by the observed damage resulting from the Seebenstein earthquake 1972 [51] with a maximum ground acceleration of 0,027 g for the recorded ground motion (E–W) at the Central Institute for Meteorology and Geodynamics (ZAMG) [9]. The Seebenstein earthquake damages resulted from the dropping of chimneys, parapets, balustrades of buildings. The strong acceleration responses of the street-side walls (W 1) also correlate with the 1972 earthquake damages, where severe damage as well as collapses of the stone balustrades and roof cornices were observed [9]. Numerous chimneys dropped from shorter buildings, probably because of the strong acceleration amplification under the linear structural response. The numerical simulations confirm that the non-structural building elements, especially on the attic level, have high vulnerability due to the characteristic structural responses resulting from dynamic loading.

In conclusion, the numerical structural simulations under dynamic loading confirm the identified structural vulnerabilities of the historic brick masonry buildings and reliably reproduce the hysteretic material behavior under dynamic loading. It is also important to note that the cases considered (a) and (b) have a regular arrangement of load-bearing structural elements and that the identified building characteristics from the first part of the paper and their influence on the dynamic structural behavior should be considered in the building assessment against seismic events.

### 3.4 Conclusions

This paper contributes to the seismic risk analysis of the historic brick masonry buildings. Due to the relatively limited knowledge about the seismic vulnerability of the masonry stock in Vienna, a vulnerability assessment for a seismic risk analysis was achieved in two steps: The nonlinear numerical simulations and the statistical analysis of the earthquake damage at the historic brick masonry stock of Zagreb (Croatia) after the  $M_W 5.4$  earthquake event on March 22, 2020 [29]. The numerical results are characterized by a good agreement with the critical brick masonry areas observed from the earthquake damage of Zagreb and past historical earthquakes in Vienna [51].

The main results of the work are summarized below:

- i) The most vulnerable structural area of the masonry buildings (cf. Fig. 3.3) is the attic area, predominantly because of significant damage to the specific non-structural building elements (unbraced chimneys, parapets, gable walls etc.). The specific strong acceleration amplification over the building height favors a high damage rate in the attic, also in shorter masonry buildings.
- ii) The staircases are at higher risk primarily due to their specific, often very eccentric location in the building floor plan and the often-poor connection to the main building.
- iii) The damage concentration in the structural and non-structural masonry is mainly found in areas of large stiffness change (connection areas, masonry openings, etc.), cf. Figure 3.8. Failure of the connection areas (structural/non-structural masonry) favor the out-of-plane failure mechanism and especially of the street-side parapets.
- iv) The flexible load-bearing of the timber joist ceiling structures and partial insufficient connections to the masonry walls were confirmed, thereby increasing the potential for out-of-plane masonry failure. The flexible load-bearing of the timber joist ceiling structures and partial insufficient connections to the masonry walls were confirmed, thereby increasing the potential for out-of-plane masonry failure.
- v) A positive influence on the damage distribution (less damage) in the structural masonry under earthquakes was demonstrated for shorter building heights, regular arrangement of structural elements and buildings with a basement (Souterrain).
- vi) A clearly negative influence on the damage distribution in the structural masonry was observed for higher building heights, irregular arrangement of load-bearing building elements and partial execution of underground stories.
- vii) The activation of the nonlinear material behavior under strong earthquake phases leads to similar acceleration responses in attic levels regardless of building height (cf. Fig. 3.4m and Fig. 3.11). For less heavy earthquake events, the predominant linear structural response leads to much stronger acceleration responses in the attics, which increases the susceptibility to nonstructural damage even for more frequent weaker earthquake events, see Fig. 3.11.
- viii) The simplified linear design approach according to Eurocode 8 is not suitable to reproduce the acceleration distribution over the building height, primarily of shorter masonry buildings.
- ix) The common assumption that the underground story can be considered sufficiently rigid in the building assessment requires a more detailed analysis due to the construction-specific

design, such as basement, cellar or a partial cellar/basement. The influence of the soil-structure interaction due to the missing concrete ground slab and the resulting lack of the positive effect of increasing embedment justifies a more detailed investigation.

The empirical vulnerability functions (cf. Fig. 3.4) of the first part of the work enabled the clear identification and correlation of emerging damage trends under construction-specific building characteristics. This paper underlines the fact that a purely typology-based building assessment without consideration of specific building characteristics does not always appear to be appropriate for qualitative earthquake mitigation. In addition, knowledge of susceptible structural areas as well as the influence of specific building features on seismic safety provides a comprehensive basis for anticipatory seismic retrofitting of the historic brick masonry buildings from the period of the Austro-Hungarian monarchy. For example, the retrofitting of a concrete ground slab and RC ceilings (e.g. the attic) with appropriate anchoring could lead to a significant stabilization of a solid historic brick masonry building. The positive effect of reinforced ceilings could be shown for example in [5], [93]. A possible positive effect on the structural response under seismic events, which could be achieved by a retrofitted foundation reinforcement (insertion of ground slab), would be of essential importance in the historic brick masonry buildings, primarily in heritage buildings in Vienna. The stabilization of freestanding gable walls and freestanding parapets/balustrades and retrofitting/reinforcement of chimneys would reduce earthquake damages.

This paper identifies structural vulnerabilities as well as the influence of certain building characteristics on the damage distribution and thereby provides an important basis to evaluate existing building assessments for the historic brick masonry buildings in Vienna. Due to the strong degrading structural effects under dynamic loads, which are not expected for new buildings, the seismic evaluation of both structural and non-structural could be improved based on the knowledge gained to reach an acceptable level of vulnerability as well as the retrofit level.

# Kapitel 4

## Erdbebenschäden an gründerzeitlichen Mauerwerksbauten – Wechselwirkung zwischen tragender Gebäudestruktur und nichttragenden Bauelementen

Autoren: Amel Karic, Josip Atalić, Andreas Rudisch & Andreas Kolbitsch

Zeitschrift: Bauingenieur 98 (2023).

Status: angenommen, Veröffentlichung folgt

Sprache: Deutsch

**ZUSAMMENFASSUNG** In dieser Arbeit wird eine vertiefende Studie über die seismische Vulnerabilität von gründerzeitlichen Mauerwerksbauten vorgestellt. Eine umfassende Untersuchung des seismischen Strukturverhaltens, den zugrundeliegenden Versagens-/Einsturzmechanismen einzelner Strukturelemente sowie die Wechselwirkung der einzelnen tragenden und nichttragenden Strukturelemente konnte anhand der Erdbebenschäden am gründerzeitlichen Mauerwerksbestand in Zagreb, Kroatien nach dem Erdbebenereignis am 22. März 2020 ermöglicht werden. Der Zagreber Gründerzeitbestand stammt aus der Epoche der Österreichisch-Ungarischen Monarchie ( $\approx 1840$ –1918) und ist aufgrund der damaligen einheitlichen Baukonstruktionsweise mit dem gemauerten Gründerzeitbestand in Wien vergleichbar. Neben der detaillierten Identifikation und Interpretation kritischer Strukturbereiche wird eine qualitative Gegenüberstellung der seismischen Verletzbarkeit der gründerzeitlichen Bebauung erreicht. Durch die intensive Auseinandersetzung mit den realen Erdbebenschäden konnten wertvolle Rückschlüsse über die erdbebeninduzierten Strukturantworten gewonnen und eine bedeutende Grundlage für die nachträgliche erdbebensichere Auslegung von baulichen Sicherheitsmaßnahmen im Raum Wien gebildet werden.

**STICHWÖRTER** Hochbau, Mauerwerksbau, Erdbeben

### 4.1 Einleitung

Die Schwierigkeit der seismischen Risikobewertung von historischen Mauerwerksbauten in Gebieten moderater Seismizität liegt vor allem darin, dass über die Wechselwirkung sowie über die seismische Verletzbarkeit der einzelnen Gebäudestrukturen kaum repräsentative Daten vorliegen. Für den Raum Wien ist das Auftreten von stärkeren Erdbeben in sehr unregelmäßiger Folge zu beobachten [7]. Dementsprechend wurde der gründerzeitliche Mauerwerksbau in den letzten Jahrzehnten nicht durch ein Starkbebenereignis belastet und es konnten auf Grundlage der geringen Datenbasis keine fundierten Aussagen über das erdbebeninduzierte Strukturverhalten getroffen werden. Dabei zeigen gut dokumentierte historische Starkerdbebenereignisse, dass die Erdbebengefahr im Raum Wien existent ist, wie das verheerende Erdbeben von Ried am Riederberg 1590 [8] oder das letzte stärkere Erdbebenereignis, das Seebeben Erdbeben, im Jahr 1972 [51].

Beim Seebeben Erdbeben im Jahr 1972 mit einer Intensität von  $6^{\circ}$ – $7^{\circ}$  nach EMS-98 [48] wurde an der Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik (ZAMG - Wien Hohe Warte) eine

maximale Bodenbeschleunigung von 0,027 g für die erfassten Bodenbewegung (O–W) verzeichnet. In den städtischen Bereichen mit erhöhter Schadensintensität (vorwiegend keine Schäden an tragender Gebäudestruktur) wird bis zu einer zwei- bis dreifachen Amplitudenverstärkung aufgrund ungünstiger geologischer Schichtungen ausgegangen [9]. Dabei wurde die besondere Empfindlichkeit der nichttragenden Bauelemente des gründerzeitlichen Altbaubestands durch die folgenschweren Schäden an und durch nichttragende Bauelemente aufgezeigt [51]. Bei etlichen vergangenen Erdbeben wurden schwerwiegende ökonomische, wie soziale Verluste auf Schäden an und durch nichttragende Bauelemente zurückgeführt, wie etwa in Zagreb 2020 [29], in L’Aquila 2009 [31] oder beim Christchurch-Erdbeben 2011 [94]. Im Gegensatz dazu werden die nichttragenden Bauelemente in der seismischen Nachbemessung von gründerzeitlichen Bauwerken oft nachlässig bis gar nicht behandelt [30]. Schäden vergangener Erdbeben [29], [33], [51], [95] zeigen eindrucksvoll, dass die Vulnerabilität der nichttragenden Bauteile bei Erdbeben von mindestens gleicher Bedeutung ist und ihnen vor allem in Gebieten moderater Seismizität, wie es der Raum Wien darstellt [96], mehr Aufmerksamkeit geschenkt werden muss.

Für eine qualitative seismische Bestandsbewertung gemäß den gegenwärtig angewandten ÖNORM EN 1998-3:2013 [25] und ÖNORM B 1998-3:2018 [105] ist der Kenntnisstand über die Empfindlichkeit gegenüber seismischen Einwirkungen von grundlegender Bedeutung. In der Regel werden durch eine konsequente Anwendung der Nachbemessungsstrategien Erdbebenschäden an der tragenden Gebäudestruktur begrenzt. In [4] wird beispielsweise eine umfangreiche Anwendung der gegenwärtig angewandten Pushover-Berechnung sowie die Ableitung von normgerechten Nachbemessungstabellen für aussteifende Schubwände (gründerzeitliche Zwischenwände) vorgestellt. Zur Auslegung von nichttragenden Bauteilen gegenüber seismischen Einwirkungen werden nach [25] für die Beurteilung und Ertüchtigung von bestehenden Gebäuden keine spezifischen Ansätze vorgeschlagen. Die Auslegung von nichttragenden Bauelementen im Erdbebenlastfall beruht auf dem vereinfachten Ansatz nach ÖNORM EN 1998-1:2013 [37] zur Berechnung der horizontalen Ersatzlast, die im Massenmittelpunkt des nichttragenden Bauelementes wirkt. Insbesondere haben nichttragende Bauelemente aufgrund ihrer Empfindlichkeit gegenüber seismischen Ereignissen in den letzten Jahrzehnten in der seismischen Bewertung große Aufmerksamkeit erregt und stellen den Schwerpunkt vieler Forschungsarbeiten dar (u. a. [56], [97], [100]).

Aufbauend auf den vorangegangenen Forschungsarbeiten [1], [2] wird im Rahmen dieser Arbeit die seismische Verletzbarkeit gründerzeitlicher Bebauung anhand der Erdbebenschäden am Gründerzeitbestand in Zagreb, Kroatien nach dem  $M_W 5,4$  Erdbeben am 22. März 2020 [29] vorgestellt. Die betrachteten Zagreber Gründerzeitbauten stammen aus der Epoche der Österreichisch-Ungarischen Monarchie ( $\approx 1840$ –1918) und sind aufgrund der damaligen Bauvorschriften sowie der charakteristischen Bauweise identisch mit den Wiener Gründerzeitbauten, vgl. [2]. Die Arbeit stellt eine qualitative Analyse der Erdbebenschäden an gründerzeitlichen Mauerwerksbauten dar und ermöglicht die Beschreibung der Wechselwirkung zwischen tragender und nichttragender Gebäudestruktur unter erdbebeninduzierter Beanspruchung. Die seismische Verletzbarkeitsanalyse basiert auf umfangreichen Gebäudedaten, Bauplänen und den gut dokumentierten Erdbebenschäden (HCPI-Datenbank [47]) eines Häuserblocks der Zagreber Innenstadt mit 35 gründerzeitlichen Mauerwerksbauten. Die genaue Klassifizierung der untersuchten Bestandsgebäude und die detaillierte Definition sowie Zuweisung der Schadensgradhöhe (D0–D5) in Anlehnung an die EMS-98 [48] wird in der vorangegangenen Arbeit [2] vorgestellt. Des Weiteren konnte mit der Auswertung der erfassten Schadensdichte an Schornsteinen exemplarisch gezeigt werden, dass markante Gebäudemerkmale durchaus Einflüsse auf die Schwingungsantworten besitzen und zu unterschiedlichen Beschleunigungsverstärkungen über der Gebäudehöhe führen. Es konnten neben den experimentellen und theoretischen Forschungsarbeiten vergangener Jahre (u. a. [17], [56]) wertvolle Einblicke über die erdbebeninduzierten Strukturantworten und die dahinterliegenden Mechanismen erzielt werden.



## 4.2 Gründerzeitliche Mauerwerksbauten

Die spezifische Baukonstruktionsweise der Gründerzeit wurde durch die damaligen Bauvorschriften [10], [11] und handwerklich tradierten Konstruktionsregeln vorgegeben [12]. Die wichtigsten tragenden Strukturelemente von gründerzeitlichen Mauerwerksbauten im Erdbebenfall sind in [2], [12] aufgeführt:

- Tragende Mauerwerkswände mit oder ohne Öffnungen
- Aussteifende Mauerwerkswände mit oder ohne Öffnungen
- Hölzerne Deckensysteme – schubweiche Systeme (in den oberirdischen Geschossen)
- Massive Deckensysteme – schubstarre Systeme (überwiegend über dem Kellergeschoss)
- Treppenkonstruktionen
- Wand-Wand-Interaktionen zur Eckausbildung oder zum Anschluss von aussteifenden Mauerwerkswänden
- Wand-Decken-Interaktionen (vereinzelt durch Schließen)
- Dachkonstruktionen
- Fundamente und Kellerausbildungen.

Weitere im Erdbebenfall bedeutende Bauelemente der Gründerzeit stellen die ausgeprägten, dekorativen Fassadengestaltungen sowie oftmals hohe freistehende dekorative Bauelemente dar. Charakteristische nichttragende Bauelemente der Gründerzeit sind in [2], [56] aufgeführt:

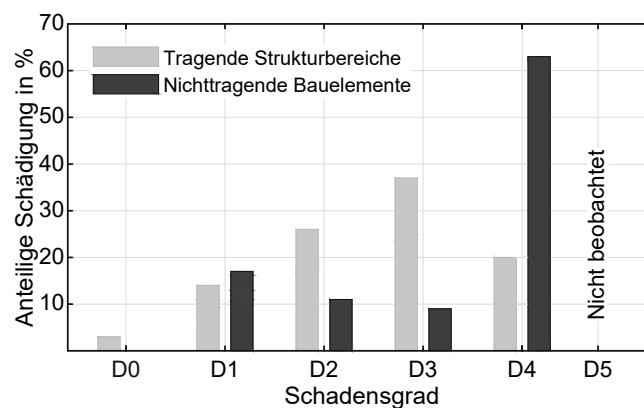
- Gemauerte Schornsteine
- Gemauerte schlanke Giebelwände
- Massive dekorative Bauelemente (Türme, Gesimse, Balkonbrüstungen etc.)
- Attikaausbildungen (Parapete, Balustraden etc.)
- Dekorative Fassadengestaltungen (Zierelemente, Figuren etc.).

Vor allem hatte die Stadtentwicklung und -gestaltung der damaligen Österreichisch-Ungarischen Monarchie nachhaltigen Einfluss auf die gründerzeitliche Wohnhausstruktur [10]. So beruhte die damalige Zagreber Bauordnung weitgehend auf der Wiener Bauordnung [98]. Die gute Vergleichbarkeit wird ebenso durch die vorgefundene Korrelation der mechanischen Mauerwerkskennwerte (Druckfestigkeiten, Anfangsscherfestigkeiten etc.) bekräftigt. So ergaben exemplarisch Mauersteinuntersuchungen in 14 gründerzeitlichen Mauerwerksbauten in Zagreb Druckfestigkeitswerte von 6,5–24,2 N/mm<sup>2</sup> [85] und bei Wiener Vollziegeln liegen für gewöhnliche bis gute Ziegeln die Druckfestigkeiten bei rund 6,0–25,0 N/mm<sup>2</sup> [12]. Die gute Vergleichbarkeit ermöglicht eine qualitative Gegenüberstellung der seismischen Verletzbarkeit der gründerzeitlichen Bebauung von Zagreb und Wien [2].

## 4.3 Wechselwirkung zwischen tragender Gebäudestruktur und nichttragenden Bauelementen

### 4.3.1 Erdbebeninduzierte Schadensgradverteilung

Die erfasste anteilige Schadensgradverteilung an tragender Gebäudestruktur und an nichttragenden Bauelementen des untersuchten Häuserblocks ist in **Bild 4.1** wiedergegeben. Es ist deutlich zu erkennen, dass bei nichttragenden Bauelementen die höchste Schadensdichte sehr starker Schäden (D4) zu verzeichnen ist. Der Schadensanteil sehr starker Schäden (D4) liegt bei den nichttragenden Bauteilen bei etwa 63 % und bei den tragenden Bauteilen bei etwa 20 %. Die tragenden Bauteile zeigen eine mäßige Schadensverteilung auf. Werden lediglich die nichttragenden Bauelemente betrachtet, so konnten in allen gründerzeitlichen Häusern zumindest leichte, aber überwiegend sehr starke Schäden beobachtet werden. Die häufigsten Erdbebenschäden waren das Abwerfen von Schornsteinen, Giebelwänden und weiteren nichttragenden Bauelementen in den oberen Gebäudehöhen sowie deren Folgeschäden, wie beispielsweise das Durchbrechen der Dachkonstruktionen durch das Lösen oder Herabfallen schwerer Bauelemente. Erdbebenschäden in den Kellergeschossen sowie an den massiven Kellergeschossdecken konnten nicht festgestellt werden.



**Bild 4.1:** Verteilung der Schadensgrade (D0–D5) über den tragenden und nichttragenden Strukturbereichen der untersuchten Gründerzeithäuser nach dem Zagreber Erdbeben 2020. Grafik: A. Karic

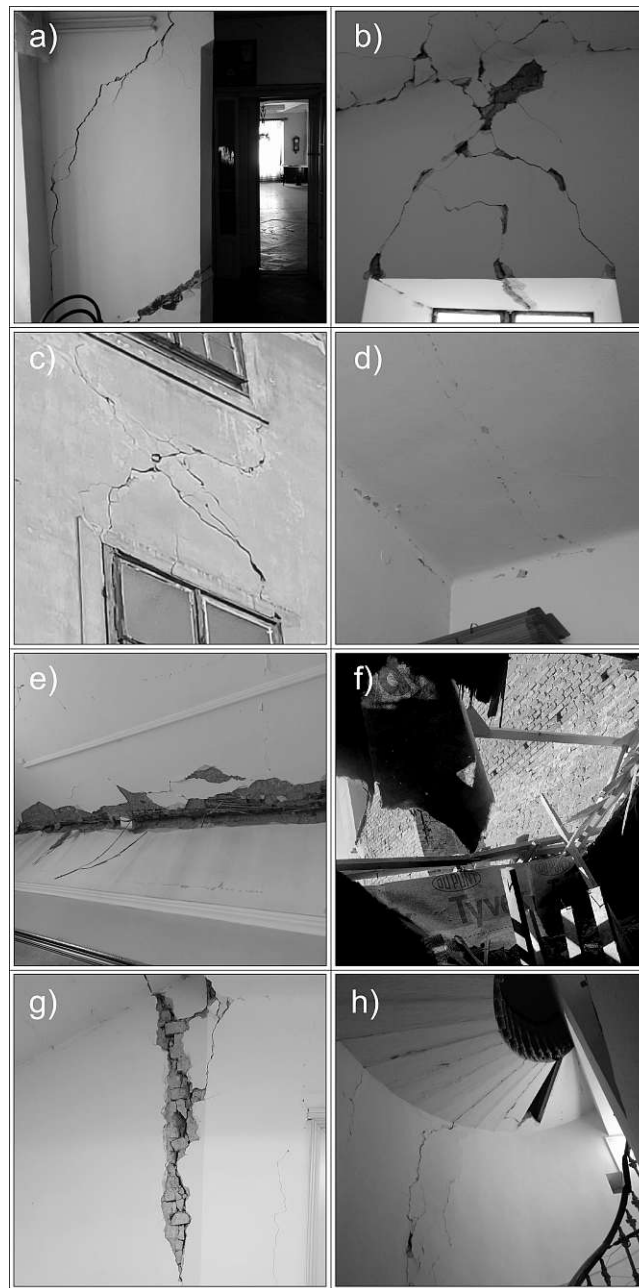
Die im Folgenden vorgestellten Erdbebenschäden an der tragenden Gebäudestruktur sowie an den nichttragenden Bauelementen erlauben eine qualitative Interpretation sowie Identifikation realer Strukturantworten unter erdbebeninduzierter Beanspruchung und ermöglichen die Beschreibung der Wechselwirkung zwischen tragenden und nichttragenden Gebäudestrukturen. Ausführliche Wiedergaben der Zagreber Erdbebenereignisse im Frühjahr 2020 und der daraus resultierenden Folgen können u. a. den Arbeiten [2], [29] sowie [69] entnommen werden.

### 4.3.2 Erdbebenschäden an der tragenden Gebäudestruktur

Erdbebenschäden an den tragenden Mauerwerkswänden waren durch ein Überschreiten der Scherfestigkeit in der Ebene mit dem charakteristischen treppenförmigen Rissbild und durch Biegung aus der Ebene charakterisiert. Die tragenden Gebäudelängswände waren überwiegend durch eine hohe Biegebeanspruchung aus der Ebene gekennzeichnet. Es konnten nach oben hin zunehmende Rissöffnungen bis zu 5 cm aus der Ebene der tragenden Längswände erfasst werden, welche auf ein out-of-plane Versagen der Längswände hindeuten und die hohe Biegebeanspruchung sowie den unzureichenden Anschluss der Holzdecken und der orthogonal dazu stehenden Mauerwerkswände mit den Längswänden bekräftigen. Ebenso konzentrierten sich Erdbebenschäden in Bereichen lokaler Steifigkeitsänderung (Wand-Wand, Wand-Decke) sowie globaler Steifigkeitsänderung (z. B. auskragendes Treppenhaus-Hauptgebäude) und in Bereichen von Strukturschwächungen in Form von Mauerwerksöffnungen, vgl. **Bild 4.2**. Schäden in Mauerwerksriegeln resultierten überwiegend in Folge der Überschreitung der Scherfestigkeit (Bild 4.2b, c).

Die hölzernen Deckenkonstruktionen zeigten keine strukturellen Schäden auf, wobei die Schadensbilder das typische, flexible Tragverhalten sowie die unzureichende kraftschlüssige Decken-Wand-Verbindung im Altbau bekräftigten. Deckenrisse stellten sich vor allem parallel zur Balkenrichtung ein. Die erfassten Risse sind auf die Biegebeanspruchung der Balken zurückzuführen, vgl. Bild 4.2d. Ebenso konnten erhebliche relative Verschiebungen in den Wandanschlussbereichen beobachtet werden, die überwiegend zu Putzschäden in den Anschlussbereichen führten (Bild 4.2e). Die Dachkonstruktionen wurden überwiegend durch Folgeschäden aus sich lösenden oder herabfallenden schweren nichttragenden Bauelementen beschädigt, vgl. Bild 4.2f.

Insbesondere zeigten die gründerzeitlichen Treppenhäuser, die Fluchtwege darstellen, hohe Schadensgrade in den Anschlussbereichen des Hauptgebäudes und des Treppenhauses auf, vgl. Bild 4.2g. Des Weiteren konnten an den Podest- und Geschossdecken, in Bereichen von Mauerwerksöffnungen und an der Treppenkonstruktion selbst Erdbebenschäden erfasst werden, vgl. Bild 4.2h. Die Schadensmuster in den Anschlussbereichen des auskragenden Treppenhauses und dem Hauptgebäude sind durch Steinzugversagen gekennzeichnet und deuten auf Spannungskonzentrationen aufgrund der deutlichen globalen Steifigkeitsunterschiede und der daraus resultierenden unterschiedlichen Schwingungsantworten hin.

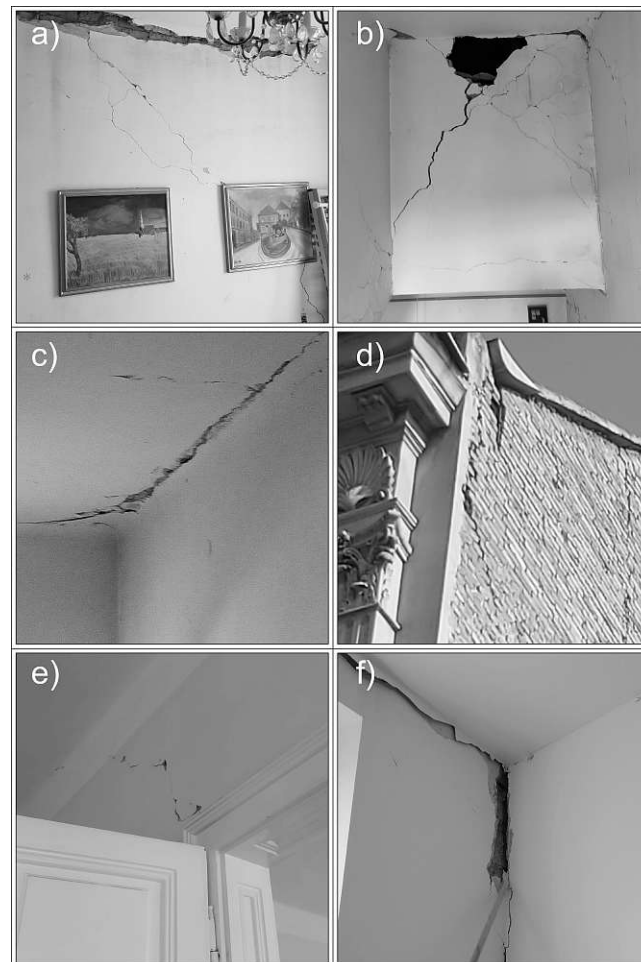


**Bild 4.2:** Charakteristische Erdbebenschäden an der tragenden Gebäudestruktur. Bilderquelle: [47] Grafik: A. Karic

### 4.3.3 Erdbebenschäden an aussteifenden Mauerwerkswänden

Die Schadensbilder bei schlanken, aussteifenden Zwischenwänden bekräftigen den Umstand, dass sie verstärkt aufgrund der mangelnden/nicht vorhandenen Decken-Wand-Verbindung über die Eckverbände der tragenden Längswände aktiviert und belastet werden. Es wurden überwiegend Schadenskonzentrationen in Anschlussbereichen zu den tragenden Längswänden sowie charakteristische Schubrisse in Feuermauern und Zwischenwänden beobachtet, vgl. **Bild 4.3**. Die Anschlussbereiche waren bei ordentlicher Mauerwerksverzahnung durch Zugbeanspruchungen parallel zur Lagerfuge charakterisiert und versagten infolge Überschreitung der Reibungskraft

und/oder Steinzugversagen. Des Weiteren konnten Unterschiede in der Verzahnungsqualitäten erfasst werden, wobei bei nur teilweiser oder keiner Mauerwerksverzahnung die out-of-plane Beanspruchung der gehaltenen Mauerwerkswände verstärkt wurde. Die Schadensbilder verdeutlichen, dass die aussteifenden Mauerwerkswände (Zwischenwände) bis zu einer gewissen Beanspruchung die dazu orthogonal stehenden Längswände bei vorhandener Mauerwerksverzahnung halten. Mauerwerksöffnungen in Zwischenwänden (Bild 4.3e) stellen Schwächungen der Wandscheiben dar und erhalten eine konzentrierte Beanspruchung durch die Wechselwirkung zwischen den einzelnen durch die Öffnung getrennten Wandscheiben. Vereinzelt konnten auch treppenförmige Risse bei den aussteifenden Mauerwerkswänden (Zwischenwände und Feuermauern) beobachtet werden. Trennwände ( $l/h \approx 1$ ) zwischen Treppenhaus und Dachboden zeigten ebenso sehr starke Schäden, siehe Bild 4.3b. Beispielsweise zeigt Bild 4.3d ein anfängliches Abreißen der tragenden Längswand von der Feuermauer. Dieses Verhalten konnte vor allem in den oberen Geschossen beobachtet werden. Ein solches Versagensmuster bekräftigt die Bedeutung der Verzahnung der einzelnen Wandelemente und die bedeutende Wechselwirkung der tragenden und aussteifenden Wandstrukturen im globalen Tragwerksverhalten. Ein Anstieg der Schadensdichte konnte mit der Zunahme der Gebäudehöhe insbesondere in oberen Geschossen beobachtet werden.

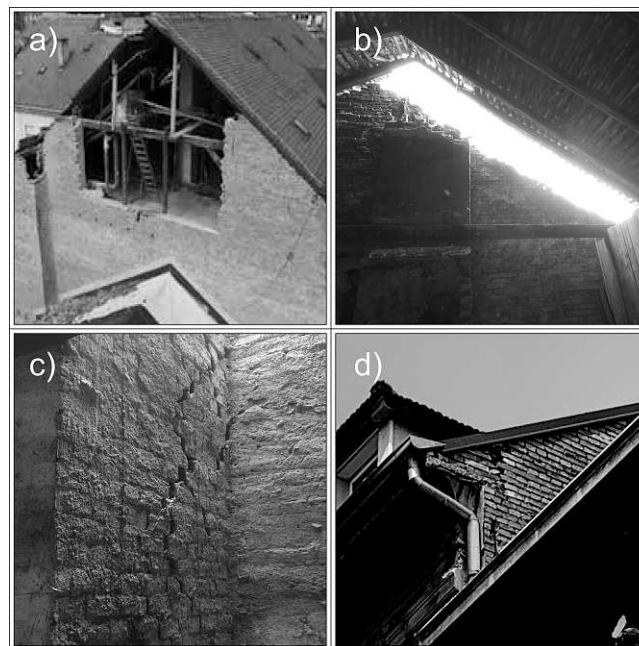


**Bild 4.3:** Charakteristische Erdbebenschäden an aussteifenden Mauerwerkswänden. Bilderquelle: [47] Grafik: A. Karic

### 4.3.4 Erdbebenschäden an nichttragenden Bauelementen

#### 4.3.4.1 Giebelwände

Eine hohe Verletzbarkeit konnte bei freistehenden, gemauerten Giebelwänden beobachtet werden, insbesondere bei höheren Gebäuden im Vergleich zur Nachbarbebauung. Es konnten sowohl teilweise als auch vollständige Einstürze von Giebelwänden erfasst werden. Häufig sind derartige Wände nicht ausreichend rückverankert und bilden freistehende gemauerte Wände mit Wandstärken von meistens 15 cm. Bei Giebelwänden in benachbarten Dachböden konnten nur vereinzelte leichte Risse in der Mauerwerksstruktur beobachtet werden, was vor allem auf die positive Wirkung der Blockverbauung hindeutet. Neben der unzureichenden konstruktiven Ausbildung solcher Giebelwände gegenüber seismischen Einwirkungen führt ebenso die starke charakteristische Stockwerksbeschleunigungsantwort in Dachbodenebene zu erhöhter out-of-plane Versagenswahrscheinlichkeit freistehender Giebelwände [2]. **Bild 4.4a** zeigt eine eingestürzte Giebelwand. Bild 4.4b und c zeigen ein teilweises Herausfallen sowie ein anfängliches Lösen der Giebelwand und bestätigt aufgrund der Rückverankerung mit dem orthogonalen Mauerwerks Pfeilern (hier Schornsteinen) den möglichen höheren Widerstand zufolge der Wandinteraktion gegenüber einen out-of-plane Versagen, vgl. Bild 4.4c. Des Weiteren gibt Bild 4.4d das anfängliche Abreißen des Anschlussbereiches Längswand-Feuermauer/Giebelwand wieder.



**Bild 4.4:** Charakteristische Erdbebenschäden an nichttragenden Bauelementen – freistehende, gemauerte Giebelwände. Bilderquelle: [47] Grafik: A. Karic

#### 4.3.4.2 Schornsteine

**Bild 4.5** zeigt abgestürzte/beschädigte Schornsteine. Das Versagensbild wird überwiegend durch ein Umkippen der gemauerten Schornsteine über der Dachhautebene bestimmt, vereinzelt konnte auch ein Versatz oder eine Verdrehung des Schornsteines beobachtet werden, vgl. **Bild 4.5c**. Die gemauerten Schornsteine konnten im Zuge der Schadensanalyse als anfälligstes nichttragendes Bauelement klassifiziert werden. Gründerzeitliche Schornsteine sind oft bis über dem Dach

freistehend und stellen aufgrund ihrer massiven Konstruktionsweise aus Ziegel und mit der Zeit abnehmenden Mörtelqualitäten keinen wirklichen Widerstand gegenüber seismischen Kräften dar. In vielen Fällen führten eingestürzte Schornsteine zu erheblichen Sekundärschäden an Dächern und weiteren Folgeschäden. Eine hohe Anfälligkeit konnte vor allem bei der Anordnung auf den hofbebauten Gebäudeflügeln beobachtet werden. Dies kann auf das stärkere dynamische Schwingungsverhalten der oftmals schlankeren Gebäudeflügel der Hofbebauung ( $\approx 1$  Trakt) als das Hauptgebäude ( $\approx 2$  Trakte) zurückgeführt werden.

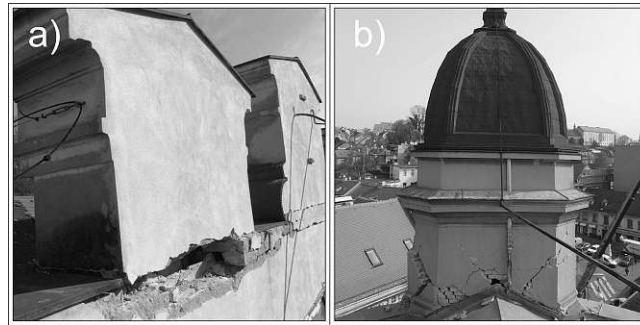


**Bild 4.5:** Charakteristische Erdbebenschäden an nichttragenden Bauelementen – gemauerte Schornsteine. Bilderquelle: [47] Grafik: A. Karic

#### 4.3.4.3 Dekorative Bauelemente

Ebenso stellten massive dekorative Bauelemente, wie Attikaausbildungen, Ecktürme usw., eine hoch sensible Struktur dar, die keine nennenswerten Verankerungen aufzeigen und durch ihre überwiegend straßenseitige Situierung eine hohe Gefährdung für Personen auf öffentlichen Verkehrsflächen darstellt. Der Versagensmechanismus bei dekorativen Attikaausbildungen war durch das Aufklappen der Lagerfuge im Fußbereich durch Überschreitung der Haftfestigkeit gekennzeichnet (vgl. **Bild 4.6a**) und wurde durch die unzureichende Verankerung der Decken und Querwände mit den Längswänden verstärkt. Bild 4.6 zeigt beispielhaft die sich eingestellten Versagensmuster und den hohen Schadensgrad bei dekorativen Elementen im Dachbereich. Die hohe Verletzbarkeit kennzeichnet sich vorrangig durch ihre erdbebenempfindliche Konstruktionsweise aus Ziegel und Mörtel ohne nennenswerte Rückverankerungen. Ein hoher Schadensgrad konnte ebenso an massiven, gemauerten Türmen beobachtet werden (Bild 4.6b), die häufig an Eckhäusern zu Kreuzungsbereichen anzutreffen sind und im Versagensfall eine höhere Sach- und Personengefährdung darstellen. Den massiven nichttragenden Bauelementen, wie es dekorative Türme darstellen, kann ein durchaus negativer Einfluss auf das Schwingungsverhalten des Hauptgebäudes zugeschrieben werden und vor allem durch die mangelnden Anschlussverbindungen der einzelnen Gebäudestrukturen (Wand-Decke etc.) zu deutlichen Verstärkungseffekten in der

erdbebeninduzierten Antwort lokaler Strukturbereiche (z.B. straßenseitiger Längswände) führen.



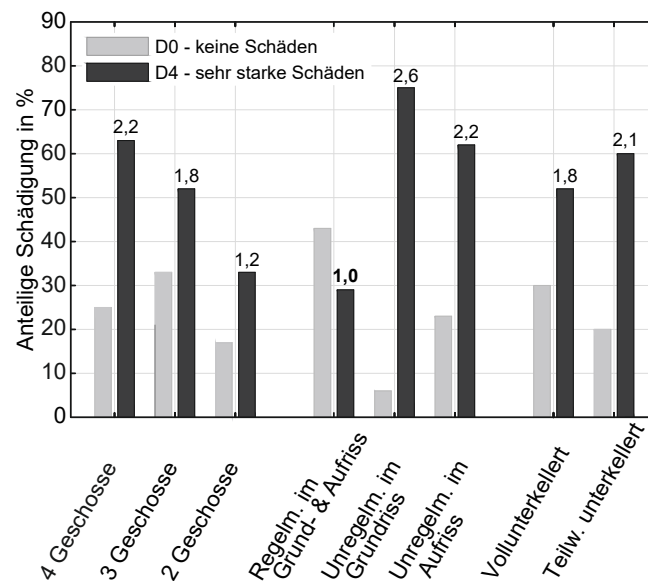
**Bild 4.6:** Charakteristische Erdbebenschäden an nichttragenden Bauelementen – dekorative Bauelemente. Bilderquelle: [47] Grafik: A. Karic

#### 4.3.5 Erdbebeninduzierte Schadensdichte an Schornsteinen

Die kompakte Häuserblockbetrachtung lässt konstante Untergrundverhältnisse und somit keine wesentlichen Einflüsse aus lokalen Bodenverstärkungseffekten erwarten [2]. Das ermöglicht über die Auswertung der erfassten Schadensdichte an Schornsteinen qualitative Rückschlüsse auf unterschiedliche Beschleunigungsantworten in Abhängigkeiten von gebäudespezifischen Merkmalen zu ziehen. Die dominierenden Schadensbilder an beschleunigungsempfindlichen Schornsteinen zeichneten sich überwiegend durch eine Zerstörung der Schornsteine über Dach (sehr starke Schäden – D4) sowie unbeschädigten Schornsteinen (D0) aus. **Bild 4.7** zeigt die erfasste anteilige Schadensgradverteilung der unbeschädigten Schornsteine (D0) und sehr stark beschädigten (zerstörten) Schornsteine (D4) zufolge dem Erdbebenereignis unter bestimmten Gebäudemerkmale. Neben der Verteilung der anteiligen Schadensdichte wird ein Verstärkungsfaktor der normierten anteiligen Schadensdichte (D4) angegeben. Als Bezugswert wurde die Schadensdichte unter regelmäßiger Anordnung lastabtragender Bauelemente im Grund- und Aufriss herangezogen. Gegenübergestellt wurden die anteiligen Schadensdichten unter markanten Gebäudemerkmale, wie der Gebäudehöhe (2, 3 und 4 Geschosse), der Un-/Regelmäßigkeit lastabtragender Bauelemente im Grund- und Aufriss, sowie der Art der Kellerausbildung. Die eindeutige Klassifizierung der Schadensgrade sowie der spezifischen Gebäudemerkmale ist der vorangegangenen Arbeit [2] zu entnehmen.

Mit der anteiligen Schadensdichteverstärkung an beschleunigungssensitiven Bauelementen (Schornsteinen) konnte exemplarisch gezeigt werden, dass bestimmte Gebäudecharakteristiken gründerzeitlicher Bebauung einen deutlichen Einfluss auf die Schadensverteilung besitzen und folglich unterschiedliche Stockwerksbeschleunigungsantworten in Dachbodenebene zu erwarten sind. Unregelmäßigkeiten im Grund- und Aufriss sowie die Zunahme der Gebäudehöhe führen zu einer deutlichen Erhöhung der anteiligen Schadensdichte sehr starker Schäden, die auf signifikante Verstärkungseffekte der Beschleunigungsantworten in Dachbodenebene hindeuten. Ebenso kann ein negativer Einfluss der Kellergeschossausbildung festgestellt werden. Im Gegensatz dazu kann der positive Einfluss der Gebäuderegelmäßigkeit auf die Tragwerksantworten bestätigt werden, wie beispielsweise auch in der Arbeit [33] beobachtet werden konnte. Eine umfassende Wiedergabe der erfassten Schadensgradichten einzelner gründerzeitlicher Gebäudebereiche, wie tragendes Mauerwerk, Deckenkonstruktionen etc., kann der vorangegangenen Arbeit [2] entnommen werden.





**Bild 4.7:** Anteilige Verteilung der Schadengrade D0 (unbeschädigt) und D4 (sehr starker Schaden) an Schornsteinen über der Dachebene unter definierten Gebäudemerkmalen.  
Grafik: A. Karic

#### 4.4 Zusammenfassende Erkenntnisse

Bei der Gebäudebeurteilung, vor allem in Gebieten moderater Seismizität [96], genügt es nicht nur die Standsicherheit der tragenden Struktur gründerzeitlicher Mauerwerksbauten nachzuweisen, es sind ebenso lokale Versagens- und Einsturzmechanismen sowie die hohe seismische Verletzbarkeit nichttragender Bauelemente zu berücksichtigen. Die Zagreber Erdbebenschäden [2], [29] sowie die Erdbebenschäden vergangener Erdbeben in Wien, wie das Seebein Erdbeben 1972 [51], verdeutlichten die hohe Konzentration der Erdbebenschäden bei nichttragenden Bauelementen der Gründerzeit.

Zusammenfassend lassen sich folgende Erkenntnisse ziehen:

- i) Das Strukturverhalten von gemauerten Gründerzeithäusern ist maßgebend durch lokale Versagens- und Einsturzmechanismen und der Interaktion dieser geprägt. Insbesondere bilden neben den bedeutenden Strukturelementen die nichttragenden Bauelemente die anfälligsten Strukturbereiche gründerzeitlicher Bebauung unter seismischer Beanspruchung. Außenliegende Mauerwerkswände in oberen Geschossen (out-of-plane Versagen), das oftmals in den Hof ragende Treppenhaus sowie Strukturbereiche großer Steifigkeitsänderungen (lokale und globale Anschlussbereiche, Wandöffnungen etc.) können als erdbebenempfindliche Strukturbereiche zusammengefasst werden. Das typische flexible Tragverhalten sowie die unzureichende Decken-Wand-Verankerungen der hölzernen Deckensysteme konnte bestätigt werden.
- ii) Vor allem stellt die Interaktion der einzelnen Strukturbereiche sowie deren Anschlussverbindungen (Mauerwerksverzahnungen etc.) einen wesentlichen Beitrag zur Gebäudestabilisierung dar. Beispielsweise kann durch eine mangelnde Mauerwerksverzahnung und/oder durch Strukturschwächungen, wie etwa durch Mauerwerksöffnungen in aussteifenden Zwischenwänden, das strukturelle Zusammenspiel der einzelnen Gebäudeelemente vor allem in den höheren Geschossen bedeutend geschwächt werden, wobei ein Versagen der anfälligen Anschlussbereiche den out-of-plane Mechanismus der Längswände begünstigt. Die laut OIB-Richtlinie 1 [99] als „unwesentlich“ deklarierten Wandöffnungen in Wandrandbereichen in oberen Geschossen können einen negativen Einfluss auf das lokale wie auch globale Schwingungsverhalten hervorrufen.
- iii) Die Erdbebenempfindlichkeit zeigte sich insbesondere in den oberen Geschossen der gründerzeitlichen Bebauung. Im Zuge der Nachweisführung zur Standsicherheit (überwiegend mit der Pushover-Methode nach [19]) stellen die betrachteten Schubwände in den unteren Geschossen (über Kellerdeckenoberkante) rechnerisch den Strukturbereich der höchsten Beanspruchung dar, wobei die gründerzeitlichen Strukturbereiche in den oberen Geschossen in der gegenwärtigen Nachweisführung überwiegend unberücksichtigt bleiben. Ebenso sollte das out-of-plane Versagen der tragenden und nichttragenden Mauerwerkswände sowie deren Anschlussbereiche vor allem in den oberen Geschossen in einer seismischen Bestandsbewertung nicht vernachlässigt werden.
- iv) Der Bemessungsansatz für nichttragende Bauelemente nach ÖNORM EN 1998-1:2013 [37] stellt eine lineare Verstärkung der Beschleunigungsantwort über der Gebäudehöhe in Rechnung, ohne wesentlich zwischen unterschiedlichen Gebäudearten aus Stahlbeton, Mauerwerk etc., den Gebäudeausdehnungen, etwa der Gebäudehöhe u.dgl. zu unterscheiden. Ergebnisse vorangegangener Forschungsarbeiten (u. a. [56], [100], [101], [102]) sowie die exemplarische Auswertung der Schadensverteilung bei nichttragenden Bauteilen (Bild 4.7) zeigen, dass die Tragwerksantworten maßgeblich von verschiedenen Merkmalen abhängen können, wie den Materialantworten (linear, nichtlinear), der Strukturtypen, der Gebäudehöhe, dem Baugrund etc. und dass der vereinfachte normative Ansatz einige Unsicherheiten mit sich bringt.

## 4.5 Schlussfolgerung

Die Erbebengefährdung im Raum Wien kann vor allem durch das Versagen von lokalen gründerzeitlichen Strukturbereichen und durch beschädigte oder herabfallende Bauelemente von gesunder gründerzeitlicher Bebauung – vor unsachgemäßen baulichen Eingriffen – kategorisiert werden. Bei einem Erdbeben im Raum Wien können bei gesunder gründerzeitlicher Bebauung vor allem nachfolgende nichttragende Bauelemente eine hohe Sach- und Personengefährdung darstellen:

- Gemauerte, freistehende Mauerwerkswände – Giebelwände
- Gemauerte Schornsteine
- Attika, Gesimse, massive Türme und weitere dekorative Bauelemente

Hier sollte vor allem nach der Anordnung der kritischen nichttragenden Elemente und der Einstufung der Gefährdung unterschieden werden, wie:

- Bauelemente angrenzend an Baulinie (hohe Gefährdung für Personen)
- Bauelemente angrenzend an Grundstücksgrenze oder Baufuchtlinie (mittlere Gefährdung für Personen)
- Bauelemente im Gebäudeinneren (geringere Gefährdung für Personen)

Neben dem stratigraphischen Profil, der Materialqualität und dem Erhaltungszustand besitzen bestimmte Gebäudecharakteristiken, wie die Gebäudehöhe, die Un-/Regelmäßigkeit lastabtragender Strukturen oder die Art der Kellerausbildungen, maßgebenden Einfluss auf die dynamische Tragwerksantwort unter seismischen Einwirkungen. Die Beschreibung der beobachteten Erdbebenschäden ermöglicht durch die qualitativen Rückschlüsse über die erdbebeninduzierten Strukturantworten und die dahinterliegenden Mechanismen eine nachträgliche erdbebensichere Auslegung von Sicherheitsmaßnahmen, die ihre Aktivierung unter Starkbebenereignissen verhindern. Beispielsweise bietet ein klassischer Dachgeschossausbau [24] die Möglichkeit gefährdende Bauelemente zu adaptieren (Gesimserückverankerung, Schornsteinsicherung etc.) sowie das globale dynamische Tragverhalten positiv zu beeinflussen, siehe auch [5]. Bauliche Eingriffe zur Steigerung der Erdbebensicherheit sind sorgfältig zu prüfen, da durchaus ein ungünstiger Beitrag zum seismischen Gebäudeverhalten von Mauerwerksbauten hervorgerufen werden kann, wie beispielsweise in der Arbeit [35] nach der Erdbebenserie in Italien 2016 aufgezeigt werden konnte. Vor allem sollte eine größere Bedeutung der Bewertung, Auslegung und Nachrüstung schwerer nichttragender Bauelemente beigemessen werden.

# Kapitel 5

## Nachbemessungsstrategie für gemauerte, gründerzeitliche Schubwände

Autoren: Amel Karic, Raphael Sonnek, Karl Deix & Andreas Kolbitsch

Zeitschrift: Bauingenieur 98 (2023), Heft 01-02, S. 18–27.

DOI: <https://doi.org/10.37544/0005-6650-2023-01-02-46>

Sprache: Deutsch

**ZUSAMMENFASSUNG** In dieser Arbeit wird eine Strategie zur Bewertung des Zuverlässigkeitsniveaus von gemauerten Gründerzeithäusern im Erdbebenlastfall vorgestellt. Die Nachbemessungsstrategie ermöglicht eine normgerechte Bewertung der Schubtragfähigkeit, des Erdbebenerfüllungsfaktors sowie des personenbezogenen Risikos einzelner Schubwände (aussteifende Zwischenwände) in Form von Nachbemessungstafeln. Die Nachbemessungstafeln ergeben sich im Wesentlichen durch die einschlägigen Normen, der aktuell angewandten Pushover-Berechnungsmethode im gemauerten Altbestand, der gründerzeitlichen Bauwerkscharakteristika und der Standortgegebenheiten im Raum Wien. Die methodische Herangehensweise umfasste eine ausführliche Bestandsanalyse von mehr als 200 Gründerzeithäuser, die Nachweisführung der betrachteten Bestandsobjekte im Erdbebenlastfall, eine Sensitivitätsanalyse der Einflussparameter auf das sich einstellende Sicherheitsniveau und die Ableitung sowie Vorstellung der Nachbemessungstafeln. Die Mauerwerksqualität konnte anhand von umfangreichen Mauerwerksuntersuchungen von 125 gründerzeitlichen Objekten in der vorgestellten Strategie berücksichtigt werden.

**STICHWÖRTER** Bemessung, Hochbau, Mauerwerksbau, Erdbeben

### 5.1 Einleitung

Die gemauerten, gründerzeitlichen Wohnbauten aus der Epoche der Österreichisch-Ungarischen Monarchie ( $\approx 1840$ –1918) sind durch ihre spezifische Baukonstruktionsweise charakterisiert, die nach damaligen Bauvorschriften und nach handwerklich tradierten Konstruktionsregeln errichtet wurden. Die gültigen Bauvorschriften gaben Konstruktionsparameter, wie Gebäudehöhen, -breiten und -tiefen, Mauerstärken (tragende, nicht-tragende Mauerwerkswände), Deckenkonstruktionen, Materialien sowie die konstruktive Ausbildung und die Dimensionierung der einzelnen Bauelemente vor [11]. Die Baukonstruktionsweise bestand aus mit Vollziegel im Verband gemauerten lastabtragenden Längswänden mit Wandstärken bis zu 90 cm (105 cm), die nach oben hin geschossweise abnehmen. Die nicht-tragenden, gemauerten Zwischenwände wurden mit Wandstärken von 15 cm (30 cm) errichtet und gehen grundsätzlich bis zum obersten Wohngeschoss durch. Als oberirdische Geschossdecken wurden vorwiegend einachsig gespannte Holzdecken, in Form von Tramdecken und zum Dachgeschoss hin Dippelbaumdecken, eingesetzt. Der Deckenabschluss des Kellers wurde überwiegend als Gewölbedecke (Kappendecke) ausgeführt [12]. Die Baukonstruktionen zeichnen sich ebenso durch ihre ausgeprägte, dekorative Fassadengestaltungen sowie oftmals hohen freistehenden dekorativen Bauelementen aus [103].

Die Erdbebensicherheit von gründerzeitlichen Bestandsbauten wird nach den aktuell angewandten Normen ÖNORM EN 1998–3:2013 [25] und ÖNORM B 1998–3:2018 [26] nachgewiesen.

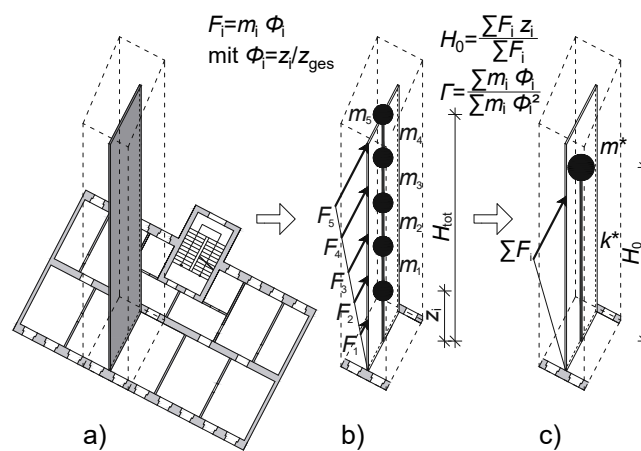
Sekundäre nicht-tragende Bauelemente sowie deren Anschlüsse/Verankerungen werden gemäß ÖNORM EN 1998–1:2013 [37] beurteilt. Die Überprüfung der seismischen Standsicherheit von gründerzeitlichen Bestandsobjekten erfolgt überwiegend im Zusammenhang mit Umbauarbeiten, wie beispielsweise einem Dachgeschossausbau [24]. Intensive theoretische und experimentelle Untersuchungen [13], [15], [17], [30], [64], [65] der letzten Jahre haben zu einem besseren Verständnis über das dynamische Tragwerksverhalten von Gründerzeithäusern im Erdbebenfall in Wien beigetragen. In der vorangegangenen Forschungsarbeit [2] konnten wertvolle Erkenntnisse über die seismische Verletzbarkeit gemauerter Gründerzeitbauten anhand detaillierter Verletzbarkeitsanalysen des gründerzeitlichen Mauerwerksbestands in Zagreb nach dem Erdbeben vom 22. März 2020 und versuchsgestützter, transients Simulationen gewonnen werden. Es konnte der Einfluss von gebäudespezifischen Merkmalen, wie der Gebäudehöhe, der Un-/Regelmäßigkeit lastabtragender Bauteile im Grundriss und Aufriss sowie der Kellergeschossausbildung (Vollkeller, Souterrain etc.), auf die Tragwerksantworten aufgezeigt und diskutiert werden.

In diesem Beitrag wird eine zuverlässige Nachbemessungsstrategie für gründerzeitliche Mauerwerksbauten zur Beurteilung des Sicherheitsniveaus einzelner Schubwände in Form von Nachbemessungstabellen aufbereitet. Die Bemessungsgrundlage basiert auf der aktuell angewandten Pushover-Methode nach ÖNORM EN 1998–1:2013 Anhang B [37]. Die methodische Herangehensweise zur Erstellung der Nachbemessungsstrategie unter Berücksichtigung von definierten Anwendungsgrenzen besteht aus einer ausführlichen mechanischen und geometrischen Bestandsanalyse, der Berechnung der Erdbebenkapazitäten anhand der Pushover-Analyse, einer Sensitivitätsanalyse und der Ableitung sowie Vorstellung der Nachbemessungstabellen. Für die Erstellung der Nachbemessungsstrategie wurden über 200 Gründerzeithäuser aus der Epoche der Österreichisch-Ungarischen Monarchie im Raum Wien, überwiegend südlich der Donau, aufbereitet und analysiert. Anhand von umfangreichen Prüfergebnissen der Komponentenfestigkeiten von Mauerstein und Mörtel von 125 gründerzeitlichen Objekten konnte die Mauerwerksqualität in der vorgestellten Nachbemessungsstrategie berücksichtigt werden. Die vorgestellte Nachbemessungsstrategie ermöglicht eine normgerechte Bewertung des Sicherheitsniveaus von aussteifenden Schubwänden (Zwischenwänden).

## 5.2 Nachweisführung für gründerzeitliche Mauerwerksbauten

Die Erdbebensicherheit ist für gemauerte Gründerzeithäuser in Wien gemäß den aktuell gültigen Normen [25], [105] nachzuweisen. Zur Führung des Standsicherheitsnachweises wird im Lastfall Erdbeben vorwiegend die Pushover-Methode nach [37] herangezogen, die auf der N2-Methode mit dem Ansatz inelastischer Antwortspektren von Peter Fajfar [28] basiert. Aufgrund der vorwiegenden schubweichen gründerzeitlichen Deckensysteme (Tram- und Dippelbaumdecken) können die einzelnen Wandsysteme als einfache, schwingungsfähige Systeme (Kragarme) mit  $T_i \neq T_j$  betrachtet werden [19]. Demnach wird im Gesamtsystem jede Schubwand in jeweiliger Gebäude-richtung (Gebäudequer- und -längsrichtung) basierend auf ihrem raumgeometrischen Einflussbereich im Bemessungsfall-Erdbeben beansprucht, wobei ein Versagen der schwächsten Schubwand ein Versagen des Gesamtgebäudes impliziert. Aufgrund der schubweichen Deckensysteme kann die erdbebeninduzierte Einwirkung nicht steifigkeitsproportional den aussteifenden Schubwänden zugeordnet werden, sondern erfolgt flächenanteilig nach [36]. Eine solche Betrachtungsweise konnte durch die beobachteten Erdbebenschäden am gründerzeitlichen Altbestand in Zagreb nach dem Erdbeben im Frühjahr 2020 bekräftigt werden, wobei die Schadensbilder das typische, flexible Tragverhalten der Holzdecken und die unzureichende kraftschlüssige oder nicht vorhandene Decken-Wand-Verbindung bestätigten [2], [29]. **Bild 5.1** zeigt das diskretisierte Ersatzsystem (MDOF) sowie die lineare Verteilung der Horizontalkräfte über der Wandhöhe proportional zu 1. Eigenform (MODE1) und das äquivalente EMS-System (SDOF) einer heraus-

gelösten Schubwand in Gebäudequerrichtung. Dabei bezeichnet  $F_i$  die horizontale Ersatzkraft, welche auf den jeweiligen Mittelpunkt der mitwirkenden Massen  $m_i$  einwirken. Der Parameter  $z_i$  stellt den Hebel zwischen den Massenschwerpunkten und der Bezugshöhe 0,00 (Decke über Kellergeschoss) dar und fließt in den Gewichtungparameter  $\phi_i$  ein, welcher die unterschiedlichen Verteilungen MODE1 und MODE2 quantifiziert. Mit  $H_{\text{tot}}$  wird die Wandgesamthöhe und mit  $H_0$  wird der Momentennullpunkt bezeichnet, der die Höhe des Angriffspunktes der Ersatzlast am EMS-System definiert. Der Transformationsbeiwert  $\Gamma$  ermöglicht eine Umrechnung zwischen den Größen des MMS und EMS. Um die Periode  $T^*$  (Schwingzeit) des äquivalente EMS-Systems zu bestimmen, wird die gesamte modale Masse  $m^*$  sowie die effektive Wandsteifigkeit  $k_{\text{eff}}^*$  nach [19] bestimmt. Bei gründerzeitlichen aussteifenden Schubwänden tritt im MODE1 bereits Versagen ein, wodurch MODE2 nach [74] nicht mehr betrachtet werden muss.



**Bild 5.1:** Diskretisierung gründerzeitlicher Schubwände: (a) Schubwand als Kragarmsystem, (b) diskretisiertes Ersatzsystem MDOF und (c) äquivalentes System SDOF. *Grafik: A. Karic*

Der generelle Berechnungsablauf orientiert sich an der EN 1998–1:2013 Anhang B [37] und dem Leitfaden von Meskouris [74]. Der erste Schritt ist die Bestimmung des elastischen Antwortspektrums und der Erstellung des dynamischen Ersatzsystems. Im Anschluss wird die idealisierte Kapazitätskurve der Mauerwerksscheibe nach [27] ermittelt. Die Wandwiderstände sind infolge der Versagensarten auf Biegung und Schub (**Gleichung 5.1** und **5.2**) zu ermitteln, wobei die Flanschanteile der anschließenden orthogonalen Wände wegen der beobachteten hohen Verletzbarkeit der Anschlussbereiche [2], [29] – auf der sicheren Seite – nicht berücksichtigt werden. Bei gründerzeitlichen Schubwänden ist in der Regel die Begrenzung von  $f_{vd}$  auf Schub zufolge Steinschubversagen ( $f_{vd} < 0,065 \cdot f_{md}$  und horizontale Beanspruchung kleiner als  $0,4 \cdot N_d$ ) wirksam [104], vgl. Schubversagen Gleichung 5.2.

$$V_{Rd,1} = N_d \cdot \frac{D}{2 \cdot H_0} \cdot (1 - 1,15 \cdot v_d) \quad (5.1)$$

Mit:

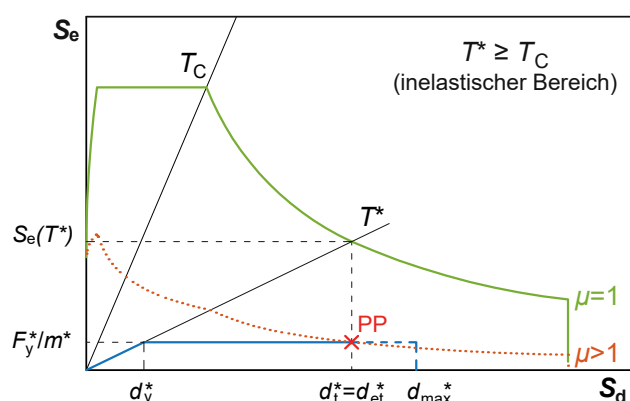
$V_{Rd,1}$	durch Biegung und Längskraft begrenzte Querkraftkapazität.
$N_d$	als Bemessungswert der Normalkraft.
$H_0$	als Höhe des Momentennullpunkts.
$v_d = \frac{N_d}{(D \cdot t \cdot f_d)}$	als dimensionslose Längskraft.
$D$	als Wandlänge.
$f_d$	als Bemessungswert der Mauerwerksdruckfestigkeit.
$t$	als Wanddicke.

$$V_{Rd,2} = f_{vd} \cdot D' \cdot t, \text{ mit } f_{vd} = f_{vm0d} + 0,4 \cdot \frac{N}{D' \cdot t} \leq 0,065 \cdot f_{md} \quad (5.2)$$

Mit:

$V_{Rd,2}$	durch Schub begrenzte Querkraftkapazität.
$f_{vd}$	als Bemessungswert der Schubfestigkeit.
$D'$	als Länge der überdrückten Wandfläche.
$t$	als Wanddicke.
$f_{vm0d}$	als Bemessungswert des Mittelwerts der Anfangsscherfestigkeit.
$N_d$	als Bemessungswert der Normalkraft.
$f_{md}$	als Bemessungswert des Mittelwerts der Mörteldruckfestigkeit.

Anschließend wird das Mehrmassenschwinger-System (MDOF-System) mit dem Transformationsbeiwert  $\Gamma$  in einen äquivalenten Einmassenschwinger (SDOF-System) zur Ermittlung der Bedarfs- und Zielverschiebung transformiert. Danach erfolgt eine Rücktransformation in das MDOF-System und Überprüfung der zulässigen Zielverschiebung mit  $d_t \cdot 1,5 \leq d_{\max}$ . In ÖNORM B 1998-3:2018 Anhang A [26] wird der Erdbebenerfüllungsfaktor  $\alpha$  (Quotient aus Widerstand und Einwirkung) eingeführt. Die ermittelte Zielverschiebung  $d_t^*$  am EMS kann in einem Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungs-Diagramm ( $S_e$ - $S_d$ -Diagramm) wiedergegeben werden. Für aussteifende Zwischenwände sind mittlere bis lange Perioden ( $T^* > T_C$ ), wo nicht-lineares Materialverhalten vorliegt, charakteristisch. Der resultierende Performance Point (PP) im inelastischen Bereich ( $T^* > T_C$ ) ist demnach der Schnittpunkt zwischen dem abgeminderten inelastischen Antwortspektrum ( $\mu > 1,0$ ) und der ermittelten bilinearen Pushover-Kurve (**Bild 5.2**), wobei  $F_y^*$  gleich der Querkraftkapazität des EMS-Systems ist. Die inelastischen Antwortspektren werden durch den Reduktionsfaktor  $R_\mu$  und der Duktilität  $\mu$  beschrieben und ermöglicht die Abbildung des nichtlinearen Material- und Dämpfungsverhaltens [74]. Die vorhandene Zielverschiebung  $d_t$  wird mit der Rücktransformation von  $d_t^*$  mit dem Transformationsbeiwert  $\Gamma$  ermöglicht. Die ausführliche und nachvollziehbare Wiedergabe der Pushover-Methode für gemauerte Gründerzeithäuser kann der Empfehlung der Kammer der Ziviltechnikerinnen und Ziviltechniker [19], [27] und [36] entnommen werden.



**Bild 5.2:** Verschiebung des äquivalenten EMS (SDOF) für mittlere bis lange Perioden nach ÖNORM EN 1998–1 [37]. *Grafik: A. Karic*

Die Gebäudequerrichtung stellt in der Regel durch die konstruktive Auslegung der Baukonstruktion (schlanke aussteifende Zwischenwände in Querrichtung etc.) im Erdbebenfall die anfälligere Gebäude- richtung dar. Dabei konnte die bedeutende aussteifende Wirkung der gemauerten Zwischenwände auf das globale dynamische Gebäudesystem in [65] durch umfangreiche messtechnische Untersuchungen in Gründerzeithäusern unter dynamischer Einwirkung aufgezeigt werden. Aus diesen Gründen ist das zu erwartende Sicherheitsniveau der aussteifenden Zwischenwand von maßgebender Bedeutung. Durch die damaligen gültigen Bauvorschriften [11] sowie durch die handwerklich tradierten Baukonstruktionen wurden im Gegensatz zu den heutigen Bauwerken gründerzeitliche Mauerwerkswohnhäuser nach gleichen konstruktiven Vorgaben errichtet und bilden daher gleichwertige statische Systeme. Dieser Umstand begünstigt die im Folgenden vorgestellte ingenieurmäßige Nachbemessungsstrategie zur Bewertung des Sicherheitsniveaus aussteifender Zwischenwände. Vielversprechende Ansätze zur Abschätzung der Tragwerksantwort in Gebäudelängsrichtung können [20] entnommen werden.

### 5.3 Nachbemessungstabellen für gemauerte, gründerzeitliche Schubwände im Erdbebenfall

Die anschließende Nachbemessungsstrategie für gründerzeitliche Mauerwerksbauten basiert auf einer umfangreichen Bestandsanalyse, die eine ausführliche Analyse von Grundriss- und Aufriss- ausbildungen (> 75 Gründerzeitwohnhäuser) sowie mechanischer Materialkennwerte von 125 Gründerzeitwohnhäusern beinhaltet. Anhand einer Sensitivitätsanalyse der einzelnen Parameter in der Bemessung von gründerzeitlichen Mauerwerksbauten mit der aktuell angewandten Pushover-Methode konnte der Einfluss einzelner Parameter auf den Erdbebenerfüllungsfaktor  $\alpha$  untersucht und bei der Erstellung der Nachbemessungsstrategie berücksichtigt werden.

#### 5.3.1 Bestandserfassung

Zur Bestandsanalyse wird eine möglichst breite Gesamtheit von Gebäudedaten gründerzeitlicher Bebauung herangezogen. Vor allem ist die Erfassung von relevanten Gebäudedaten im Zusammenhang von mauerwerksmechanischen Kennwerten sowie gebäudegeometrischen Daten erforderlich. Im Sinne einer qualitativen Bewertung konnten umfassende Gebäudedaten über 200 gründerzeitlichen Mauerwerksbauten an verschiedenen Standorten in Wien, überwiegend

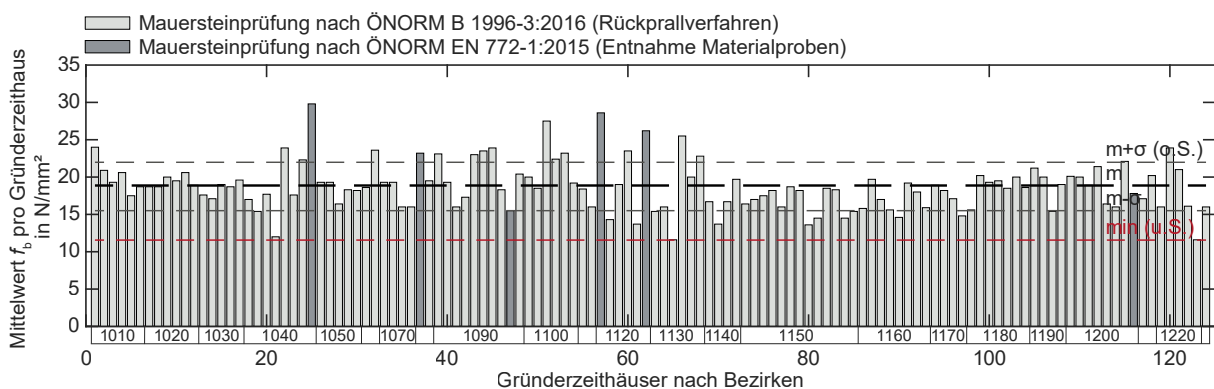


südlich der Donau, analysiert werden, wobei Häuser mit großen Unregelmäßigkeiten im Grundriss und Wohnbauten mit stark aufgelösten Strukturen im Erdgeschoss (weiches Geschoss) aufgrund der angewandten Bemessungsstrategie nicht zur Nachweisführung herangezogen wurden. Es konnten die Materialqualität, Typologie, Geometrie sowie die Nutzung berücksichtigt und durch Begehungen der Erhaltungszustand visuell begutachtet werden.

Anhand von umfangreichen Mauerwerksprüfungen des gründerzeitlichen Bestandsmauerwerks konnte die Materialqualität hinsichtlich der zu erwartenden Tragfähigkeit untersucht werden. Die Überprüfung des Mauerwerks erfolgte in der Regel mit Einzelkomponentenprüfungen der Steifigkeit und der Mörtelfestigkeit. Die Festigkeitsbestimmungen erfolgten überwiegend durch Rückprall- und Eindringmessungen entsprechend [105] und vereinzelt durch Entnahme von Materialproben mit Mauersteinprüfung nach [106] und Stempeldruckprüfung nach [105].

### 5.3.1.1 Mechanische Kennwerte der Tragwerksstruktur

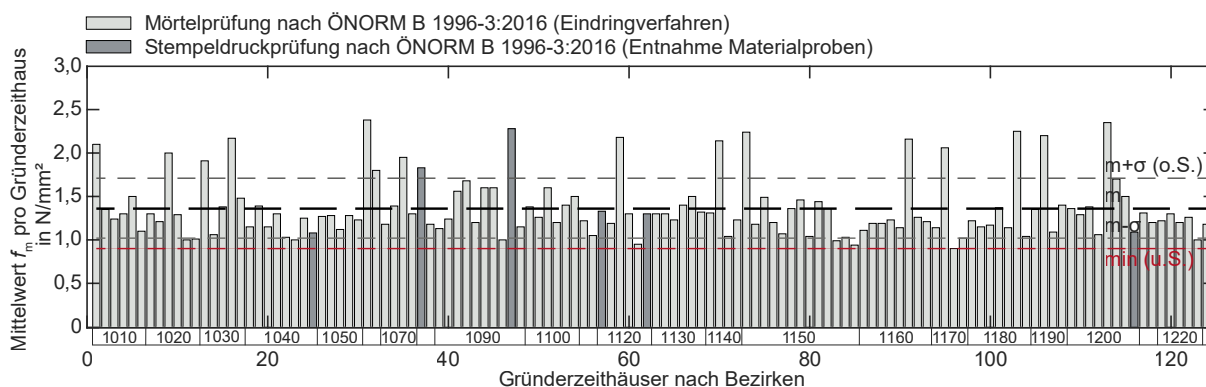
Der Nachweis nach der Pushover-Methode wird mit den Mittelwerten der Festigkeitseigenschaften der einzelnen Mauerwerkskomponenten geführt. Anhand der umfangreichen Prüfergebnisse der Komponentenfestigkeiten von Ziegel und Mörtel von 125 gründerzeitlichen Objekten, vorwiegend Wohnhäuser, wird ein solider Überblick über die gründerzeitliche Mauerwerksqualität erreicht. **Bild 5.3** zeigt die normierten Ziegelfestigkeiten der untersuchten Gründerzeithäuser. Die normierten Ziegelfestigkeitswerte stellen den Mittelwert der einzelnen Prüfstellen (über 1 000 Prüfstellen) an der tragenden oberirdischen Mauerwerksstruktur je Objekt (Erdgeschoss bis Dachboden) dar. Die hellgrauen Balken zeigen die Prüfergebnisse anhand der Rückprallmessungen und die dunkelgrauen Balken die Prüfergebnisse durch Entnahme und Mauersteinprüfung im Labor. Der Mittelwert der Ziegeldruckfestigkeit  $f_b$  der betrachteten Objekte stellt sich bei  $18,74 \text{ N/mm}^2$  (m) ein. Der Mindestwert (untere Schranke) der gemittelten Prüfstellen innerhalb eines Objektes liegt bei  $11,56 \text{ N/mm}^2$  (min). Als obere Schranke wurde  $21,98 \text{ N/mm}^2$  ( $m + \sigma$ ) definiert.



**Bild 5.3:** Verteilung der Ziegeldruckfestigkeit  $f_b$  einzelner Gründerzeithäuser (Bezirke 1010–1230). *Grafik: A. Karic*

**Bild 5.4** zeigt die Mörtelfestigkeiten  $f_m$  (Prismenfestigkeit nach [107]) der untersuchten Gründerzeithäuser. Die Festigkeitswerte stellen den Mittelwert der Mörtelfestigkeiten in Lagerfugenebene der einzelnen Prüfstellen je Objekt dar. Die Mörtelfestigkeiten entsprechen den üblich vorzufindenden Eigenschaften des damals verwendeten Mörtels, vorwiegend als Kalk-, Kalkzementmörtel [24]. Der Mittelwert der Mörteldruckfestigkeit der betrachteten Objekte stellt sich bei  $1,36 \text{ N/mm}^2$  (m) ein. Der Mindestwert (untere Schranke) der gemittelten Prüfstellen innerhalb eines Objektes

liegt bei  $0,90 \text{ N/mm}^2$  (min). Als obere Schranke wurde  $1,71 \text{ N/mm}^2$  ( $m + \sigma$ ) definiert.

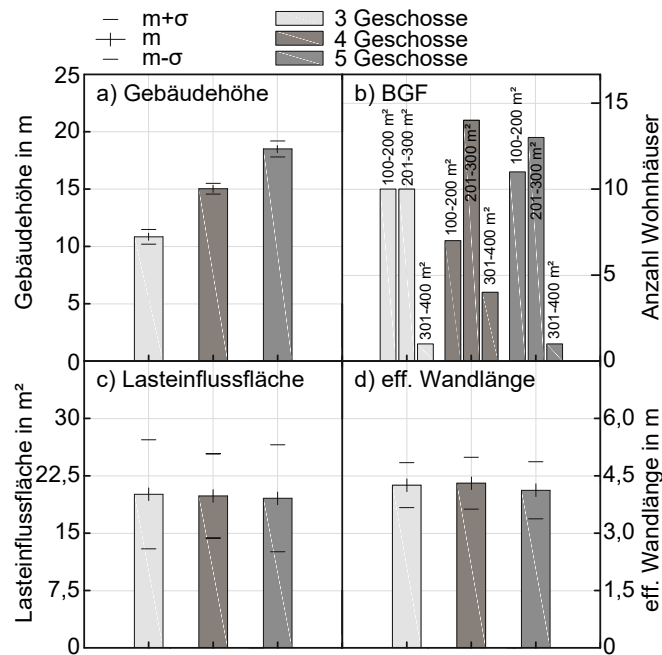


**Bild 5.4:** Verteilung der Mörteldruckfestigkeit  $f_m$  einzelner Gründerzeithäuser (Bezirke 1010–1230). *Grafik: A. Karic*

Die materialtechnische Untersuchung von 125 gründerzeitlichen Objekten quer durch Wien zeigt eine durchaus geringe Streuung der Komponentenfestigkeiten. Ein eindeutiger Trend einer Festigkeitsabnahme/-zunahme über die Gebäudehöhe (Erdgeschoss bis Dachboden) konnte nicht beobachtet werden. Die gewonnenen Erkenntnisse über die Materialqualität der gründerzeitlichen Mauerwerksstrukturen bilden eine solide Basis für die vorgestellte Nachbemessungsstrategie. Die Mittelwerte der Komponentenfestigkeiten haben direkten Einfluss auf die Bemessungsstrategie, wie auf die mittlere Mauerwerksfestigkeit, die mittlere Anfangshafthscherfestigkeit und den mittleren Steifigkeitseigenschaften im ungerissenen ( $E_{1,m}$ ,  $G_{1,m}$ ) und gerissenen Zustand ( $E_{2,m}$ ,  $G_{2,m}$ ) gemäß [27] und [108] die aus den Materialfestigkeiten abgeleitet werden. Für die Anfangshafthscherfestigkeit  $f_{vk0}$  werden die Zwischenwerte für Mörtelfestigkeiten  $\geq 1,00 \text{ N/mm}^2$  (Festigkeitsklasse M1 bis M10) nach Tabelle 3 in [109] interpoliert. Für Mörtelfestigkeiten  $< 1,00 \text{ N/mm}^2$  wird die Anfangshafthscherfestigkeit  $f_{vk0}$  Null gesetzt.

### 5.3.1.2 Geometrische/konstruktive Bestandserfassung

Den bedeutendsten Einfluss auf die konstruktive Ausbildung der gründerzeitlichen Bauweise hatten die Wiener Bauvorschriften. Von den damaligen Bauvorschriften wurden Konstruktionsparameter, wie die Gebäudehöhe, Gebäudeausdehnung, Mauerstärken von tragenden und nicht-tragenden Mauerwerkswänden, Deckenkonstruktionen, Materialien sowie die konstruktiven Ausbildungen vorgegeben [11]. Um eventuelle Abweichungen von den damaligen Bauvorschriften in der Bemessungsstrategie zu berücksichtigen, wurden detaillierte Bestandsdaten zu mehr als 75 Gründerzeithäusern erhoben und analysiert. Auf Grundlage der erhobenen Bestandsdaten konnten Umbauarbeiten, Erweiterungen sowie der heutige Zustand in der vorgestellten Bemessungsstrategie berücksichtigt werden. Bei den untersuchten Wohnhäusern handelt es sich um drei-, vier- und fünfgeschossige gründerzeitliche Wohnhäuser, wobei ein nicht ausgebauter Dachboden nicht als Geschoss gezählt wird. Die Verteilungen der einzelnen schubwand-/berechnungsrelevanten Parameter sind in **Bild 5.5** wiedergegeben. Bild 5.5 zeigt (a) die Gebäudehöhen von FBOK  $\pm 0,00$  bis Deckenoberkante Dachboden, (b) die Bruttogeschossflächen, (c) die raumgeometrischen Lasteinflussflächen der einzelnen Zwischenwände sowie (d) die effektiven Wandlängen der 15 cm starken Zwischenwände – alle Parameterwerte erfüllen beim Kolmogorow-Smirnow-Test für eine Standardnormalverteilung das Signifikanzniveau von 5 %.



**Bild 5.5:** Verteilung der schubwand/-berechnungsrelevanten Parameter nach (a) Gebäudehöhe (FBOK  $\mp$  0,00 bis FBOK Dachboden), (b) Bruttogeschossfläche, (c) Lasteinflussfläche der einzelnen Zwischenwände und (d) effektive Wandlänge der 15 cm starken Zwischenwände. *Grafik: A. Karic*

Die untersuchten Gründerzeithäuser stellen Wohnhäuser in geschlossener Bauweise dar, wobei Häuser mit großen Unregelmäßigkeiten im Grundriss oder Wohnhäuser mit stark aufgelösten Strukturen im Erdgeschoss (weiches Geschoss) aufgrund der angewandten Bemessungsmethode zur Nachweisführung nicht herangezogen wurden. Das durchschnittliche Verhältnis der Lasteinflussfläche einzelner Zwischenwände zur Bruttogeschossfläche liegt bei  $\approx 1/10$ .

### 5.3.1.3 Lastaufstellung

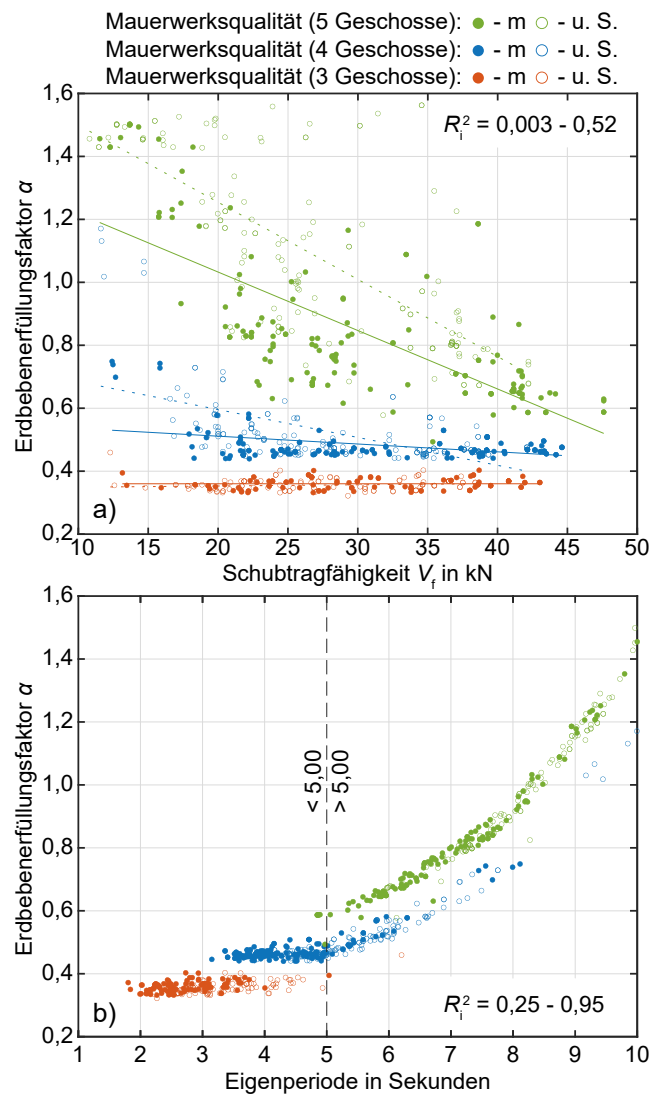
Für die betrachtete Nachbemessungssituation werden die maßgebenden ständigen Lasten und Nutzlasten nach [110] berücksichtigt. Die Belastungen aus dem Eigengewicht der Konstruktionen setzen sich aus allen stationären tragenden und nichttragenden Bauelementen wie Wänden, Decken und Fußbodenaufbauten zusammen. Für das charakteristische Eigengewicht für Mauerziegel im altösterreichischen Format wird  $3,10 \text{ kN/m}^2$  für 15 cm starke Mauerwerkswände und  $2,70 \text{ kN/m}^2$  für je weitere 15 cm Wandstärke ( $5,80 \text{ kN/m}^2$  für  $t = 30 \text{ cm}$ ,  $8,50 \text{ kN/m}^2$  für  $t = 45 \text{ cm}$  usw.) angenommen. Für die Deckenkonstruktionen inkl. Fußbodenaufbau werden  $2,30 \text{ kN/m}^2$  für Tramdecken,  $3,35 \text{ kN/m}^2$  für Dippelbaumdecken (zum Dachboden) und  $0,70 \text{ kN/m}^2$  für die Dachkonstruktion definiert. Als Nutzlast wird in den Wohngeschossen  $2,80 \text{ kN/m}^2$  und  $1,00 \text{ kN/m}^2$  im Dachboden berücksichtigt. Die angeführten ständigen und veränderlichen Lasten stellen charakteristische Werte dar. Aufgrund der umfassenden Bestandsdaten ist ein vollständiger Kenntnisstand (KL3) nach [25] gegeben.

### 5.3.2 Sensitivitätsanalyse

Aufbauend auf den Ergebnissen der geometrischen und materialtechnischen Untersuchungen sowie der durchgeführten Pushover-Analyse der betrachteten gründerzeitlichen Objekte in Gebäudequer- und -längsrichtung konnten die wesentlichsten Parameter auf den Erdbebenerfüllungsfaktor  $\alpha$  von aussteifenden gründerzeitlichen Mauerwerkswänden definiert werden. Für die durchgeführten Berechnungen wurde die viskose Dämpfung mit 5 % angesetzt. Neben der Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung mit  $a_{gR} = 0,80 \text{ m/s}^2$  (elastisches Antwortspektrum Typ 1) für den Standort Wien südlich der Donau überwiegen nachfolgende Parameter:

- Stratigraphisches Profil (Bodenparameter)
- Wandgeometrische Parameter
- Auflast der einzelnen Wandscheibe (Normalkraft –  $N_d$ )
- Lasteinflussfläche (induzierte, flächenanteilige Wandbelastung)

Das stratigraphische Profil hat einen direkten Einfluss auf die angesetzte Bemessungseinwirkung im Erdbebenfall und wirkt sich dementsprechend auf den Erdbebenerfüllungsfaktor aus. In Wien sind vor allem die Baugrundklassen B, C und D anzutreffen. Weiters bilden die Wandgeometrie, die Auflast der einzelnen Wandscheiben und die zugeordnete Lasteinflussfläche der Wandsysteme eine wesentliche Rolle auf das Sicherheitsniveau, wobei die materialtechnischen Parameter den Tragwiderstand der aussteifenden Zwischenwand beeinflussen, aber nicht das Sicherheitsniveau. Das liegt vor allem daran, dass sich durch die geringe Auflast ( $N_d$ ) der schlanken Zwischenwände – nur Wandeigengewicht – ein deutlich geringerer Reibungswiderstand in Lagerfugenebene als im Gegensatz zu den tragenden Mauerwerkswänden in Gebäudelängsrichtung einstellt. **Bild 5.6** illustriert beispielhaft die bedeutendsten Zusammenhänge in der Berechnung des Erdbebenerfüllungsfaktors nach der aktuell angewandten Pushover-Methode [19]. Gegenübergestellt wird die sich einstellende Beziehung zwischen der Schubtragfähigkeit  $V_f$  und der Eigenperiode  $T^*$  des äquivalenten Einmassenschwingers (EMS) der einzelnen Schubwände (Zwischenwände) mit dem Erdbebenerfüllungsfaktor  $\alpha$ . Bild 5.6 gibt die Erdbebenerfüllungsfaktoren der ausgewerteten 3-, 4- und 5-geschossigen Schubwände ( $t = 15 \text{ cm}$ ) wieder. Ebenso werden die berechneten  $\alpha$ -Werte unter der Mauerwerksqualität  $f_b = 18,74 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_m = 1,36 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{vk0} = 0,14 \text{ N/mm}^2$  (m – Mittelwert) und  $f_b = 11,56 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_m = 0,90 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{vk0} = 0,00 \text{ N/mm}^2$  (u. S. – untere Schranke) sowie der Baugrundklasse B wiedergegeben.



**Bild 5.6:** Zusammenhang zwischen (a) der Schubtragfähigkeit  $V_f$  und (b) der Eigenperiode  $T^*$  des äquivalenten EMS einzelner Schubwände (Zwischenwände) mit dem Erdbebenerfüllungsfaktor  $\alpha$ . Grafik: A. Karic

Es kann gezeigt werden, dass die baodynamischen Parameter der einzelnen Ersatzsysteme das Sicherheitsniveau der Wandscheiben vorgeben (Gütemaß der linearen Regression  $R_i^2 \leq 0,95$ ) (Bild 5.6b). Eine höhere Schubtragfähigkeit (z. B. längere aussteifende Schubwand oder höhere Materialqualität) führt zu keiner maßgebenden Erhöhung des Sicherheitsniveaus (Gütemaß der linearen Regression  $R_i^2 \leq 0,53$ ), insbesondere bei niedrigeren Wohnhäusern, vgl. offene (u. S.) und gefüllte Symbole (m) für 3-geschossige Schubwände (Bild 5.6). Vor allem zeigen die materialtechnischen Kennwerte im inelastischen Periodenbereich bis zu 5 Sekunden keinen wesentlichen Einfluss auf den Erfüllungsfaktor. Außerdem kommt hinzu, dass durch die abgeminderten Materialkennwerte und folglich auch abgeminderte Steifigkeitswerte bei annähernd gleichbleibender Masse höhere Eigenschwingzeiten  $T^* = 2\pi \sqrt{(m^*/(k_{\text{eff}}^*))}$  des äquivalenten EMS zu erwarten sind. Das führt dazu, dass unter bestimmten Gegebenheiten, wie kürzere Wandlängen bei annähernd gleichbleibender abzutragender Last oder auch geringere Materialkennwerte, zu höheren Eigenperioden (inelastischer Bereich  $T^* > T_C$ ) und zu unverhältnismäßig höheren Erfüllungsfaktoren führen (Bild 5.6). Es können bei der Betrachtung von bestimmten Wandgeometrien anhand der aktuell angewandten

analytischen NW-Methodik keine sinnvollen Aussagen über das vorhandene Sicherheitsniveau getroffen werden. Ein Grund dafür ist, dass die berechnete elastische Grenzverschiebung  $d_y$  größer als die Verschiebungskapazität  $d_u$  wird ( $d_y > d_u$ ) und dass sich dadurch unverhältnismäßig hohe Erdbebenerfüllungswerte der betrachteten Geometrien einstellen. Folglich konnten anhand der umfangreichen Pushover-Analysen der einzelnen gründerzeitlichen Objekte Mindestwandlängen von aussteifenden Zwischenwänden von 2,75 m für dreigeschossige, 3,25 m für viergeschossige und 4,00 m für fünfgeschossige Gebäude definiert werden, um  $\alpha$ -Werte mit  $T^* \leq 5,00$  Sekunden zu betrachten und um geeignete Grenzwerte zur Erstellung der Nachbemessungstabellen festlegen zu können.

### 5.3.3 Anwendungsgrenzen

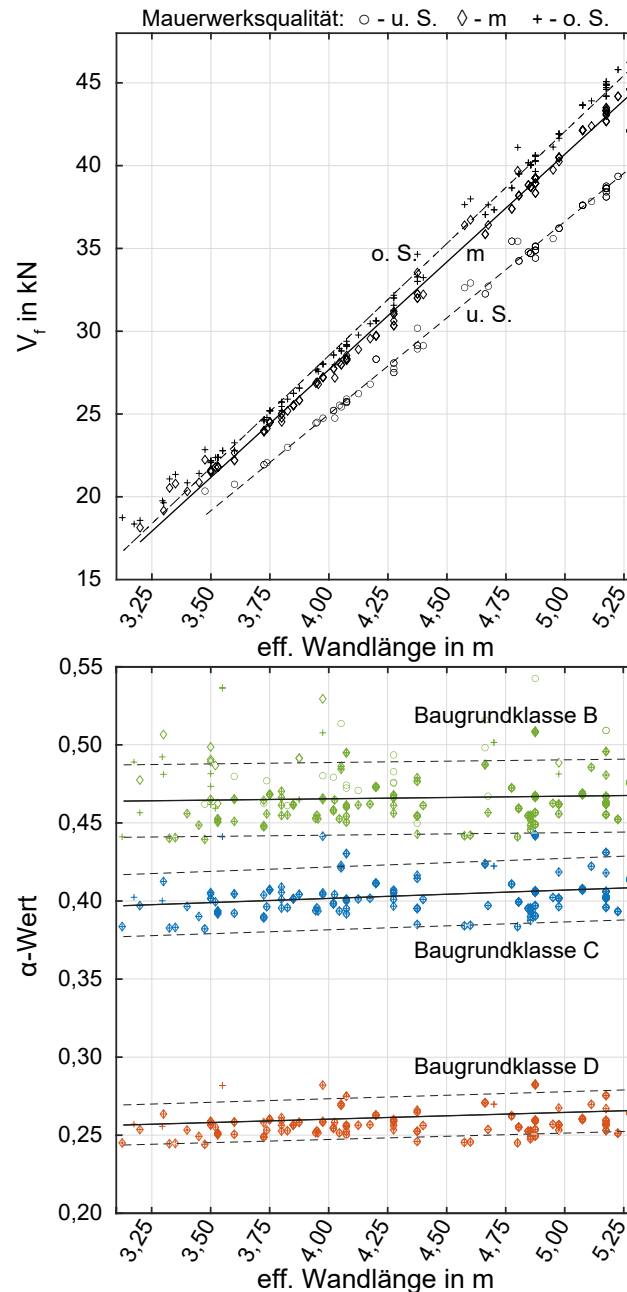
Die vorgestellte Nachbemessungsstrategie darf bei gemauerten Zwischenwänden aus gründerzeitlichen Vollziegeln mit Stoß- und Lagerfugen aus Kalk-/Kalkzementmörtel und mit Wanddicken von 15 cm für eine normgerechte Bewertung des Erdbebenerfüllungsfaktors  $\alpha$  angewandt werden, wenn nachfolgende Anwendungsgrenzen erfüllt werden können. Diese ergeben sich im Wesentlichen durch die einschlägigen gültigen Normen, der Pushover-Berechnungsmethode nach [19], der gründerzeitlichen Bauwerkscharakteristika und der Standortgegebenheiten im Raum Wien. Bei der Einwirkung, der Modellbildung und der Geometrie gelten folgende Anwendungsgrenzen:

- Gebäude der Bedeutungskategorie 2 (CC2)
- Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung  $a_{gR} = 0,80 \text{ m/s}^2$
- Einspannhorizont massive Decke über Kellergeschoss
- Kompakte Grundrissform (ungefähr symmetrisch hinsichtlich rechtwinklig zueinanderstehender Achsen)
- Gebäudeschlankheit im Grundriss  $\lambda = l_{\max}/l_{\min} \leq 4$
- Keine wesentlichen Steifigkeitssprünge über die Gebäudehöhe (kein weiches Geschoss)
- Unwesentlicher Einfluss der Deckensteifigkeit auf die Kraftverteilung (schubweiche Deckensysteme)
- Kein Einfluss von Effekten aus Torsion
- Dominierende Grundeigenform (kein Einfluss aus höheren Schwingungsformen)
- Unabhängige schwingende Wandscheiben mit Schwingzeit  $T_i \neq T_j$  (schubweiche Deckensysteme) und Schwingdauer  $T_i$  bis 5 Sekunden
- Plastische maximale Grenzverschiebung 4 ‰ der Wandhöhe

### 5.3.4 Abgeleitete Nachbemessungstabellen

Auf Grundlage der umfangreichen Bestandsanalysen wurde für jedes betrachtete Objekt die Pushover-Berechnung nach [19] in beide Hauptträgheitsachsen (Gebäudequerrichtung und -längsrichtung) unter Variation der Materialkennwerte (u. S., m, o. S.) sowie der Baugrundklassen (B, C, D) durchgeführt. Exemplarisch werden die Berechnungsergebnisse ( $V_f$ ,  $\alpha$ -Werte) unter Berücksichtigung der im Abschnitt 5.3.3 definierten Anwendungsgrenzen für die viergeschossigen

aussteifenden Zwischenwände ausgewertet und in **Bild 5.7** wiedergegeben. Es werden die Schubtragfähigkeit  $V_f$  und der Erdbebenerfüllungsfaktor  $\alpha$  mit der effektiven Wandlänge (Wandlänge abzüglich Wanddurchbrüchen) gegenübergestellt. Die Berechnungsergebnisse der viergeschossigen Schubwände werden nach der Baugrundklasse B (grün), C (blau) sowie D (rot) und nach der Materialqualität (o. S. -  $\diamond$ , Mittelwert -  $+$ , u. S. -  $o$ ) aufbereitet.



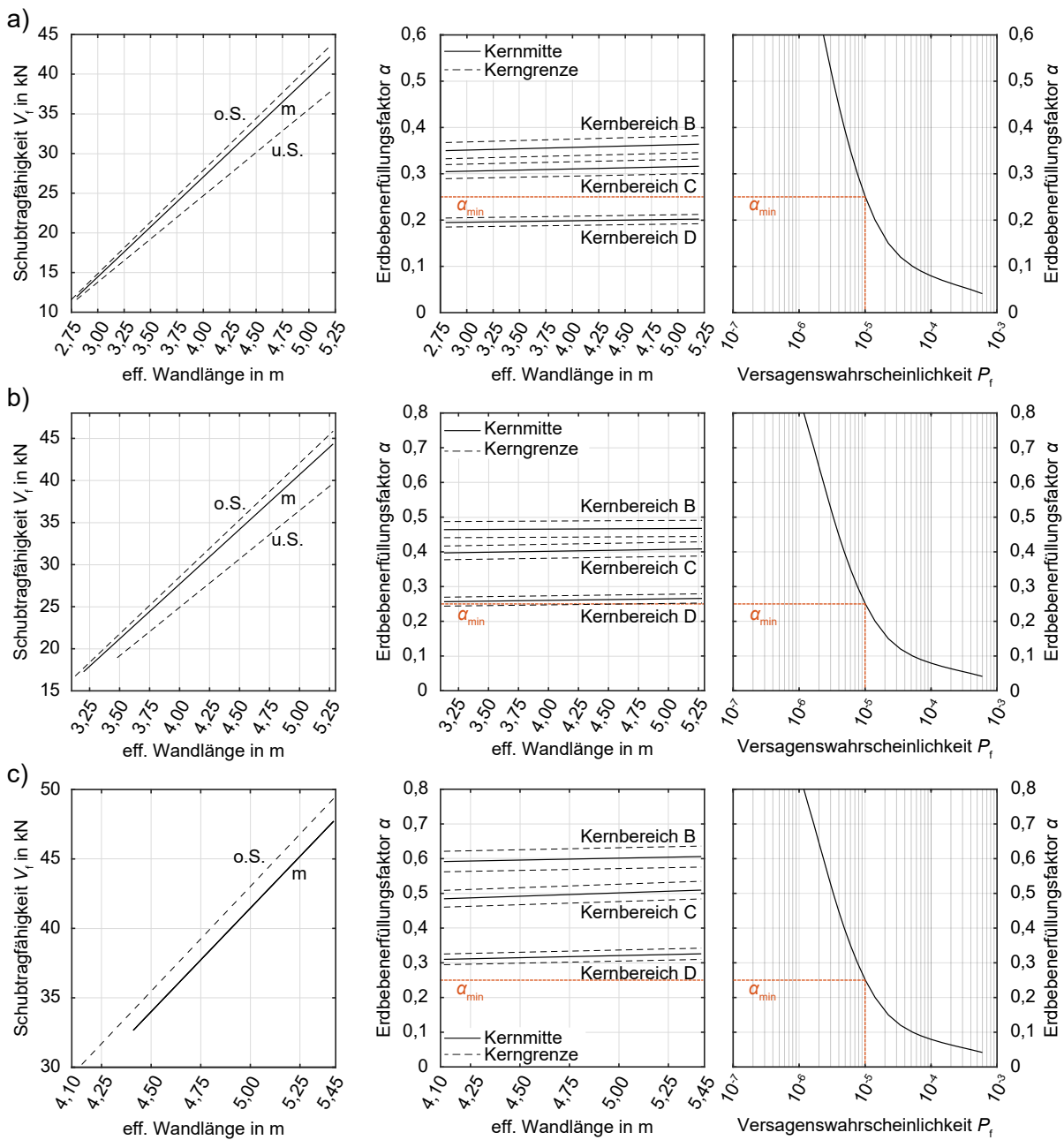
**Bild 5.7:** Verteilung der Nachbemessungsergebnisse nach (a) Schubtragfähigkeit  $V_f$  und (b) Erdbebenerfüllungsfaktor  $\alpha$  für 4-geschossige aussteifende Zwischenwände mit den Baugrundklassen B, C und D unter Berücksichtigung der Materialqualität. *Grafik: A. Karic*

Es kann gezeigt werden, dass die erreichten Sicherheitsniveaus ( $\alpha$ -Werte) von aussteifenden Zwischenwänden unwesentlich von der Streuung der zu erwartenden Materialqualität abhängig sind (Bild 5.7). Die Berechnungsergebnisse können durch einzelne, definierte Kernbereiche nach den Baugrundklassen B, C und D kategorisiert werden. Die definierten Bereiche stellen die beobachtete Streubreite von 5 % um den Median der ausgewerteten  $\alpha$ -Werte wieder. Bild 5.7 gibt ebenso die erzielten Schubtragfähigkeiten  $V_f$  der Schubwände wieder. Die sich einstellenden Trends können ebenso bei den drei- und fünfgeschossigen aussteifenden Zwischenwänden beobachtet werden.

### 5.3.5 Nachbemessungstabellen – Schubtabellen

Im Anschluss werden die Ergebnisse der vorgestellten Methodik für die Nachbemessungsstrategie in Form von Nachbemessungstabellen für gemauerte, gründerzeitliche Zwischenwände aufbereitet. **Bild 5.8** zeigt die erzielten Resultate, die zur normgerechten Nachbemessung einzelner aussteifender Zwischenwände im Erdbebenfall herangezogen werden können. Die Unterteilung erfolgt in 3 Grundgruppen, die jeweils der Geschossanzahl 3, 4 und 5 zuordenbar sind. Jede Grundgruppe umfasst die Mauerwerkskapazität  $V_f$ , den Erdbebenerfüllungsfaktor  $\alpha$  und den Zusammenhang zwischen Erdbebenerfüllungsfaktor und der dazugehörigen Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  nach Tabelle A.2 in [26]. Die Nachbemessungstabellen werden durch einzelne Bereiche nach den Baugrundklassen B (Kernbereich B), C (Kernbereich C) und D (Kernbereich D) für das Zuverlässigkeitsniveau kategorisiert. Die definierten Kernbereiche ermöglichen, beispielsweise im Zusammenhang von Umbauarbeiten, eine effiziente Beurteilung der Schubtragfähigkeit, des Erdbebenerfüllungsfaktors und die Ermittlung des personenbezogenen Risikos aussteifender Zwischenwände. Als Eingangsvariable dient lediglich die effektive Wandlänge (Wandlänge abzüglich Wanddurchbrüchen) der Zwischenwand.





**Bild 5.8:** Nachbemessungstabellen für gründerzeitliche Mauerwerkswände (Zwischenwände) nach (a) 3 oberirdischen Geschossen, (b) 4 oberirdischen Geschossen und (c) 5 oberirdischen Geschossen. *Grafik: A. Karic*

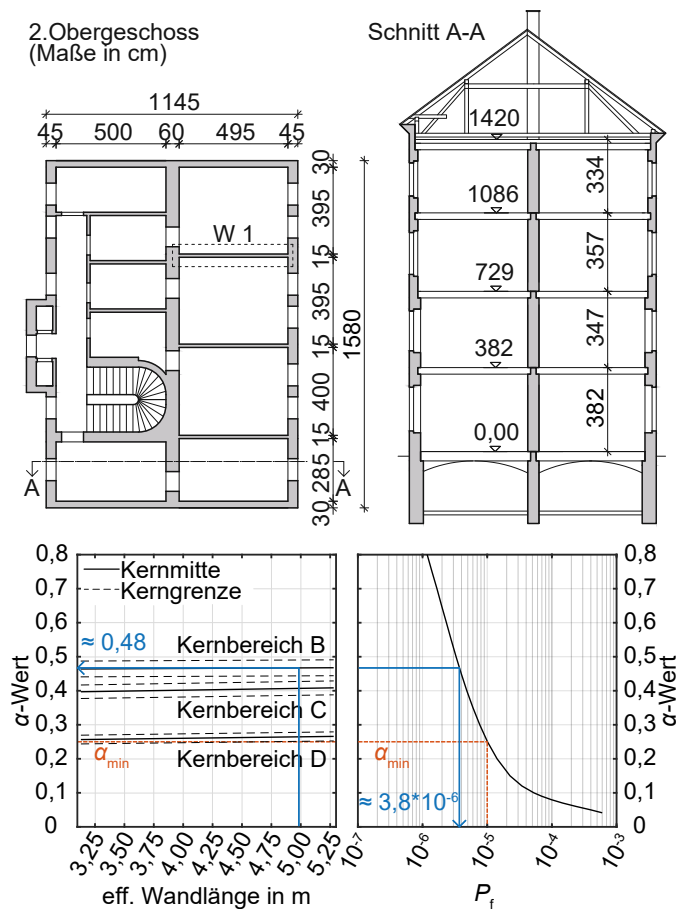
Durch bauliche Maßnahmen, die eine Erhöhung der Personenanzahl (z. B. Dachgeschossausbau) mit sich bringen oder durch Erhöhung der Schadensfolgeklasse oder dergleichen, darf das Personenrisiko des Bestandsobjektes nicht verschlechtert werden. Die Ermittlung des personenbezogenen Risikos kann nach **Gleichung 5.3** gemäß [26] erfolgen.

$$P_{f,soll} = \frac{PZ_{ist} \cdot P_{f,ist} + \Delta PZ \cdot P_{f,neu}}{(PZ_{ist} + \Delta PZ)}, \text{ mit } P_{f,neu} = 0,571 \cdot 10^{-6} \quad (5.3)$$

Dabei steht  $PZ$  für die Personenanzahl und  $P_f$  für die Versagenswahrscheinlichkeit. Somit kann mit der Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit  $P_{f,soll}$  nach einer Bauwerksänderung ebenso der erforderliche Erdbebenerfüllungsfaktor  $\alpha_{soll}$  nach Ausbau anhand der Nachbemessungstafeln bestimmt werden.

### 5.3.6 Diskussion und Anwendung

Die vorgestellten Nachbemessungstafeln für den gründerzeitlichen Mauerwerksbau werden zur normgerechten und unkomplizierten Beurteilung der Erdbenenkapazität vorgeschlagen, wobei ein Versagen der schwächsten Schubwand ein Versagen des Gesamtgebäudes impliziert. Bei bekannter Wandlänge und abgeschätzter Lasteinflussfläche von  $10 \text{ m}^2$  bis  $30 \text{ m}^2$  kann ein aussagekräftiger Erdbebenerfüllungsfaktor  $\alpha$  und somit das geforderte Sicherheitsniveau normgerecht bestimmt werden. Auch eine Rücküberprüfung der abgeschätzten  $\alpha$ -Werte mit der aktuell angewandten Pushover-Berechnungsmethode zeigt gute Übereinstimmungen. **Bild 5.9** veranschaulicht schematisch die Anwendung der vorgestellten Nachbemessungsstrategie bei einem viergeschossigen Gründerzeitbau mit der Baugrundklasse B. Nach der grafischen Ermittlung kann der Erdbebenerfüllungsfaktor  $\alpha$  für die gemauerte Zwischenwand (W 1) mit  $\approx 0,48$  abgeschätzt werden. Eine detaillierte Berechnung mit der Pushover-Methode nach [19] liefert einen  $\alpha$ -Wert von 0,47. Die vorgestellte Nachbemessungsstrategie erlaubt ein normgerechtes Ablesen der Schubtragfähigkeit, des Erdbebenerfüllungsfaktors sowie des personenbezogenen Risikos einzelner aussteifender Zwischenwände.



**Bild 5.9:** Anwendungsbeispiel der Nachbemessungsstrategie. Grafik: A. Karic

Die gute Anwendbarkeit liegt vor allem in der charakteristischen gründerzeitlichen Bauweise (gleichwertige statische Systeme der einzelnen Wohnbauten) und in der aktuell angewandten Bemessungsmethode begründet, da vor allem standortspezifische Gegebenheiten (lokale Baugrundklassen, Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung) und geometrische Faktoren sowie die baudynamische Betrachtung der aussteifenden Zwischenwände einen dominierenden Einfluss auf den Erdbebenwiderstand haben. Neben der geringen Streuung der Materialqualität im Bestand (Bild 5.3 und 5.4) und der untergeordneten Rolle der mechanischen Materialkennwerte im Ergebnis der Nachweisführung bei aussteifenden Zwischenwänden stellt die vorgestellte Nachbemessungsstrategie eine normgerechte Basis für die unkomplizierte Beurteilung des Sicherheitsniveaus nach der aktuell angewandten Nachweisführung gemäß [19] dar.

Eine Erhöhung des Erdbebenerfüllungsfaktors von gründerzeitlichen Schubwänden kann beispielsweise durch die Aktivierung der Flanschanteile der orthogonal dazu stehenden Längswände „T-Stummel“ in der Nachweisführung (Lastfall Erdbeben) erreicht werden, wobei eine ausreichende Verbindung/Verzahnung der Anschlussbereiche Voraussetzung ist. Beispielsweise wird eine Erhöhung des Erdbebenerfüllungsfaktors eines gesunden Gründerzeithauses ebenso durch eine Steigerung der Normalkraft ( $N_d$ ) sowie durch das Einbringen von schublastverteilenden Decken [5], überwiegend im Zuge eines klassischen Dachgeschoßausbaues „Leicht“ [24], [36], erreicht.

## 5.4 Zusammenfassung und Ausblick

In dieser Arbeit wird eine Nachbemessungsstrategie vorgestellt, die eine unkomplizierte Beurteilung des Sicherheitsniveaus von gemauerten, gründerzeitlichen Schubwänden nach der gegenwärtig angewandten Pushover-Berechnungsmethode nach [19], [37] ermöglicht. Auf Grundlage von umfangreichen Bestandsanalysen von mehr als 200 gründerzeitlichen Wohnobjekten und einer detaillierten Sensitivitätsanalyse konnte eine effiziente Bemessungsstrategie in Form von grafischen Nachbemessungstabellen für gemauerte Zwischenwände aufbereitet werden. Die umfangreiche Untersuchung der Mauerwerksqualität von gründerzeitlichen Objekten, überwiegend südlich der Donau, an tragender, oberirdischer Mauerwerksstruktur ermöglicht eine solide Wiedergabe der Verteilung der Festigkeiten der gründerzeitlichen Mauerwerksstrukturen und stellt eine zuverlässige Basis für die vorgestellte Nachbemessungsstrategie dar. Unter Berücksichtigung der Anwendungsgrenzen aus Abschnitt 5.3.3 kann die Schubtragfähigkeit  $V_f$ , der Erdbeben-erfüllungsfaktor  $\alpha$  sowie die Versagenswahrscheinlichkeit  $P_f$  von gemauerten Zwischenwänden mit Wandstärken von 15 cm gemäß [26] effizient ermittelt werden, wobei ein Versagen einer Schubwand ein Versagen des Gesamtgebäudes impliziert.

Die aktuell angewandte Pushover-Methode stellt eine konservative Basis für die Nachbemessung von Gründerzeitbauten im Erdbebenfall dar ( $\alpha$ -Werte deutlich unter 1,00). Beispielsweise war die maximale Bodenbeschleunigung des Zagreber Erdbebens 2020 [29] um ein Vielfaches höher als das Bemessungserdbeben für den Raum Wien und es kam zu keinem KomplettEinsturz bei identischer Bauweise aus der Österreichisch-Ungarischen Monarchie [2]. Es konnte eine maximale Bodenbeschleunigung von mehr als 0,2 g sowie eine maximale spektrale Beschleunigung von etwa 0,6 g bis 0,1 s erfasst werden [29]. Die Anwendung der aktuell, angewandten Nachbemessung im Altbestand ist differenziert zu bewerten, da die Versagensarten sowie gebäudespezifische Einflussparameter [2], die in der Realität am gründerzeitlichen Altbestand beobachtet werden konnten, die kritischen Strukturbereiche im Altbau nicht abdecken, wie beispielsweise der Nachweis der Anschlussbereiche/Verbindungen (Wand-Decke, Wand-Wand), der Nachweis quer zur Wandebene (out-of-plane) oder die Beurteilung von lokalen Strukturbereichen. Vor allem bestimmen die Anschlussverbindungen maßgeblich die globale Gebäudeintegrität. Die Erbebengefährdung im Raum Wien kann vor allem durch ein Versagen von lokalen gründerzeitlichen Strukturbereichen und durch beschädigte oder herabfallende nicht-tragende Bauelemente (freistehende Giebelwände, gemauerte Schornsteine, schwere dekorative Bauelemente und dergleichen) von gesunder gründerzeitlicher Bebauung kategorisiert werden [2], [29]. Die Zagreber Erdbebenschäden [2], [29] sowie versuchsunterstützte numerische Simulationen des dynamischen Tragwerksverhaltens [1] bekräftigen die Vermutung, dass kritische Strukturbereiche sowie gebäudespezifische Einflussparameter nicht betrachtet werden, die aber bei einer erdbebensicheren Nachbemessung unbedingt berücksichtigt werden sollten.

# Kapitel 6

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

Autoren: Amel Karic, Andreas Rudisch & Andreas Kolbitsch

Zeitschrift: Bauingenieur 94 (2019), Heft 10, S.2–9.

DOI: <https://doi.org/10.37544/0005-6650-2019-10-15>

Sprache: Deutsch

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

### 6.1 Einleitung

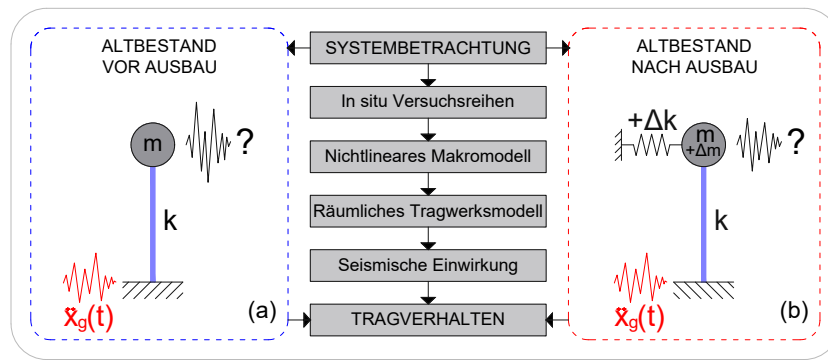
Die Stadt Wien, wie auch viele andere europäische Städte, ist durch ihren historischen, gemauerten Altbaubestand vor allem aus der Epoche der Gründerzeit (1840–1918) geprägt [12]. Durch die stetig wachsende Einwohnerzahl und die immer stärker werdenden städtischen Nachverdichtung wird vor allem die gründerzeitliche Bausubstanz mit baulichen Herausforderungen speziell im Erdbebeningenieurwesen konfrontiert. Die seismische Vulnerabilität von historischen Bestandsobjekten stellt ein zentrales Thema in der umfassenden konstruktiven Gebäudebeurteilung sowie der qualitativen Bewertung für Um- und Ausbaurbeiten dar. Das liegt vor allem daran, dass oftmals historische Bestandsobjekte bereits hohe Gebäudeschäden infolge historischer Erdbeben [93] sowie Kriegseinwirkungen erlitten haben. Historische Erdbeben haben gezeigt, dass die Erdbebengefährdung von historisch gemauerten Altbestand keinesfalls vernachlässigt werden darf. Beispielsweise führte das letzte stärkere Erdbeben in Raum Wien, das sogenannte Seebeben-Erdbeben im Jahre 1972, überwiegend zu Schäden am historischen Altbaubestand [51].

Zugleich zeigen auch geschichtliche Erdbebenereignisse, wie das Loma-Prieta Erdbeben 1989 in San Francisco, dass eine präventive Ertüchtigung von historischen Bauwerken, wie beispielsweise das „retrofitting for seismic safety“ am Beispiel „The Cooper House“ durchaus erfolgreich sein kann [111]. Neben dem finanziellen Aspekt der präventiven Erdbebenvorsorge, wird man mit der Tatsache konfrontiert, dass sich durch das relativ seltene Auftreten von Erdbebenereignissen im zentraleuropäischen Raum kein ausgeprägtes Risikobewusstsein gebildet hat [52].

Auf nationaler sowie europäischer Ebene wird das Thema des Erdbebeningenieurwesens erst seit den 1970er-Jahren und dann später in den 1990er-Jahren normativ verankert [112]. Das Thema der Erdbebengefährdung von Mauerwerksbauten vor allem von historischen Bestandsobjekten wurde erst ab der Jahrhundertwende in den europäischen Normen behandelt [112]. Mit der Einführung der EN 1998 (EC 8) und mit den zugehörigen nationalen Anwendungsdokumenten wurde die normative erdbebenbedingte Bauwerksauslegung in Österreich verschärft. Dadurch wurde das erdbebenbedingte Risikobewusstsein im Zusammenhang mit Bestandsobjekten grundlegend verändert. Oftmals hat die konstruktive Bewertung von historischen Mauerwerksbauten nicht nur die unterschiedlichen Bauqualitäten sowie die stark verändernden Bauwerksumbauten zu berücksichtigen, sondern auch mit der Komplexität seismischer Einwirkungen zu kämpfen [52]. Somit bildet sich die schwierige Situation, dass über den im Konsens erfassten Umfang wesentliche bauliche Maßnahmen an historischen Mauerwerksbauten nur dann in Österreich bewilligt werden, wenn die statisch konstruktive Beurteilung der bestehenden Tragstruktur hinsichtlich der zuverlässigen Abtragung vertikaler sowie horizontaler Lasten den aktuellen Anforderungen entspricht [113]. Die in Österreich geltende ÖNORM B 4008:2018 [113] und ÖNORM B 1998-3:2018 [26] stellen eine spezifische normative Grundlage für die statische sowie konstruktive Bewertung von Bestandsobjekten dar. Die normativ verankerten Berechnungsmethoden, wie die linear-elastischen Berechnungsmethoden sowie die nicht-lineare statische Push-Over-Methode, stellen in der Regel eine sehr konservative Herangehensweise dar und haben vielfach mit Unzulänglichkeiten zu kämpfen. Die geführten Erdbebennachweise von gemauerten Gründerzeitbauten erwecken den Anschein großer Genauigkeit, sind aber mit vielen Ungenauigkeiten behaftet. Ein einfacher Grund liegt darin, dass in den vereinfachten Nachweisformaten das reale Tragverhalten nur unzureichend genau abgebildet wird. Die nicht-linearen Werkstoffeigenschaften sowie Lastumlagerungsfähigkeiten sind nur in sehr begrenzten Maße über die zurzeit vorgegebenen Nachweismethoden erfasst [16].

### 6.1.1 Ziel des Beitrages

Im Rahmen des vorliegenden Beitrages soll die Gebädestabilisierung von historischen Mauerwerksbauten im Erdbebenfall durch Einbau einer lastumlagerungsfähigen, schubstarrten Decke im Zuge eines Dachgeschossausbaues vorgestellt werden. Betrachtet werden die Fälle (a) „Altbestand vor Ausbau“ und (b) „Altbestand nach Ausbau“ (**Bild 6.1**). Dabei wird anhand von leistungsfähigen numerischen Modellen, der Einfluss der schubstarrten Decke auf die Vulnerabilität von gemauerten Bestandsobjekten mit probabilistische FE-Zeitverlaufsanalysen, basierend auf den aktuellen nationalen und internationalen Forschungsdiskussionen, ermittelt und diskutiert. Für eine gute Gegenüberstellung des Tragwerksverhaltens wird das numerische Materialmodell anhand von umfangreichen in situ Versuchsreihen an gründerzeitlichen Bestandsobjekten kalibriert und die gewonnenen detaillierten Erkenntnisse des Tragwerkverhaltens anhand von exakten Stockwerksbeschleunigungsantworten sowie Stockwerksverschiebungen über die Gebäudehöhe exakt wiedergegeben. Der Einsatz eines versuchsunterstützten numerischen Berechnungsmodells ermöglicht eine deutlich verbesserte und umfassendere Bewertungsmöglichkeit.



**Bild 6.1:** Schematische Systembetrachtung: Fall (a) „Altbestand vor Ausbau“ und Fall (b) „Altbestand nach Ausbau“. Grafik: A. Karic

## 6.2 Historische Konstruktionsweisen der Gründerzeit

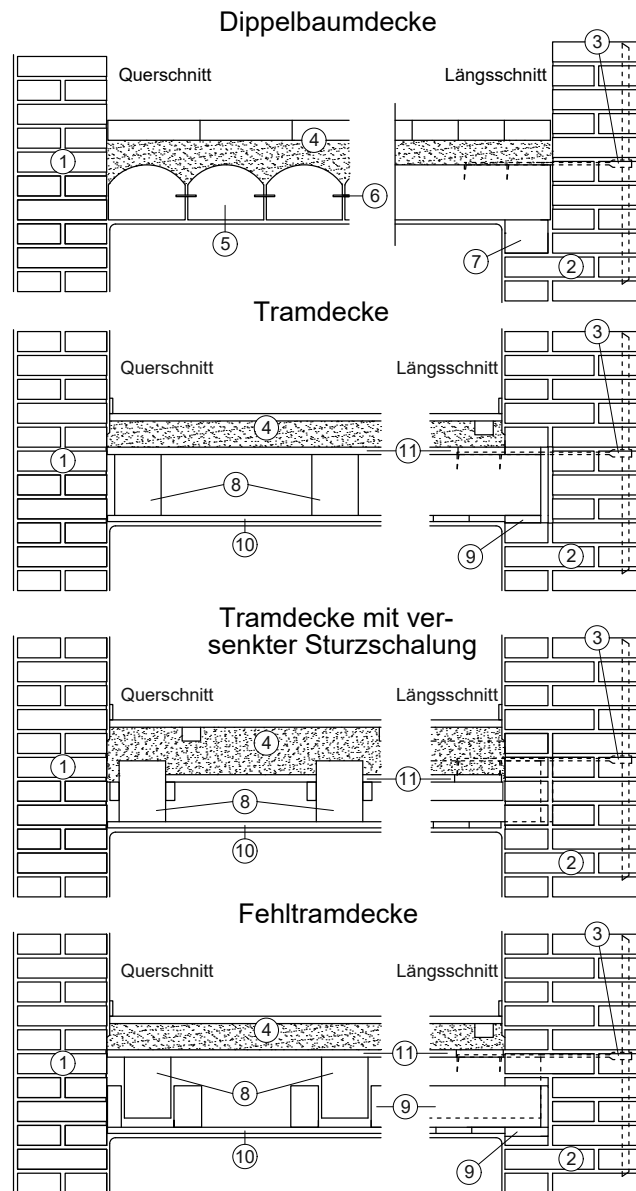
Die Bauten aus der Epoche der Gründerzeit prägen bis heute mit ihren überwiegend 4- bis 6-geschossigen Hochbauten das Wiener Stadtbild [114]. Die Baukonstruktionen der Gründerzeit werden zumeist nach den zu dieser Zeit gültigen Bauvorschriften [41] beziehungsweise häufig nach Faustformeln übernommenen handwerklich tradierten Konstruktionsregeln [12] dimensioniert. Die typische historische Baukonstruktionsweise bestand aus gemauerten Wänden und aus hölzernen Deckenkonstruktionen. Vor allem spielt das Mauerwerk in den gründerzeitlichen Bauten für die horizontale Lastabtragung eine wesentliche Rolle. Es werden Raumhöhen von 3,5 m bis 4,5 m angetroffen. Die massiven tragenden Wände wurden aus im Verband verlegten Vollziegel des sogenannten Wiener Formats (29 cm x 14 cm x 6,5 cm) und in erster Linie mit Kalkmörtel in Stärken bis zu 90 cm hergestellt. Die aussteifenden Zwischenwände wurden in Stärken von 15 cm bis 30 cm ausgeführt [12]. **Tabelle 6.1** verdeutlicht exemplarisch die hohe Streuung der Materialparameter im damaligen Mauerwerksbau und zeigt die typischen mechanischen Eigenschaften ausgewählter Ziegelsteine sowie Mörtelarten nach den jeweiligen Angaben aus der Bauzeit [12]. Aktuelle Versuchsmessungen nach den heute gültigen Prüfverfahren zeigen vor allem bei Mörtelarten erheblich geringere Werte, die bis zu 80 Prozent unter den Angaben aus der Gründerzeit liegen können [115].

**Tab. 6.1:** Mechanische Kennwerte von ausgewählten Materialien aus der Bauzeit um 1900 nach [12].

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

Als Geschoßdecken wurden fast ausschließlich Deckenkonstruktionen aus Holz in Form von Tram- und Dippelbaumdecken eingebaut. Aufgrund der Bestimmungen der damaligen Bau-

vorschriften hinsichtlich des Brandschutzes mussten die Abschlussdecken zum Dachgeschoss als Dippelbaumdecken oder Massivdecken ausgebildet werden [12]. In dieser Forschungsarbeit stehen die Konstruktionsweisen des Mauerwerksbaus und der hölzernen Deckenkonstruktionen im Vordergrund. Eine besonders umfangreiche Wiedergabe der Konstruktionsweisen der Gründerzeit kann aus den Werken von Kolbitsch [12] und von Titscher [53] entnommen werden.



**Bild 6.2:** Schematische Darstellung der hölzernen Deckenkonstruktionsausbildungen der Gründerzeit in Längs- und Querrichtung nach [1]. 1. Feuermauer/Zwischenwand, 2. Außenwand, 3. Schließe, 4. Fußbodenaufbau, 5. Dippelbäume, 6. Dippel (Dübel), 7. hölzerne Rastschließe, 8. Balken (Tram), 9. hölzerne Mauerschließe, 10. Stukkaturschalung, 11. Sturzschalung nach [12]. *Grafik: A. Karic*



### 6.2.1 Dippelbaumdecken

Die Dippelbaumdecke wird durch Mann an Mann nebeneinander verlegten Balken aus Dippelbäumen (Tannen- oder Fichtenholz), die an der Unterseite und den Seitenflächen eben zugehauen und wo die Oberseite rund belassen wurden, gebildet. Die Balken sind miteinander meist durch Dippel (Dübel) aus Eichenholz verbunden. Der weitere Deckenaufbau wurde zumeist aus einer Beschüttung und einem Ziegelpflaster oder einem Steinplattenbelag hergestellt [12].

Zumeist finden sich Dippelbaumdecken als Abschluss zum Dachraum, seltener als Zwischendecke. Diese Deckenausbildung weist in den meisten Fällen Schäden durch Feuchtigkeitseinwirkung Feuchtigkeitseinwirkung auf. Das liegt unter anderem an in den Dachraum eindringendem Niederschlagswasser, wie auch Flugschnee und der fehlenden Durchlüftung. Meist stellen die Auflagerbereiche kritische, fäulnisanfällige Bereiche dar [12]. In **Bild 6.2** wird schematisch die typische Konstruktionsausführung der Dippelbaumdecke in Quer- und Längsrichtung abgebildet.

### 6.2.2 Tramdecken

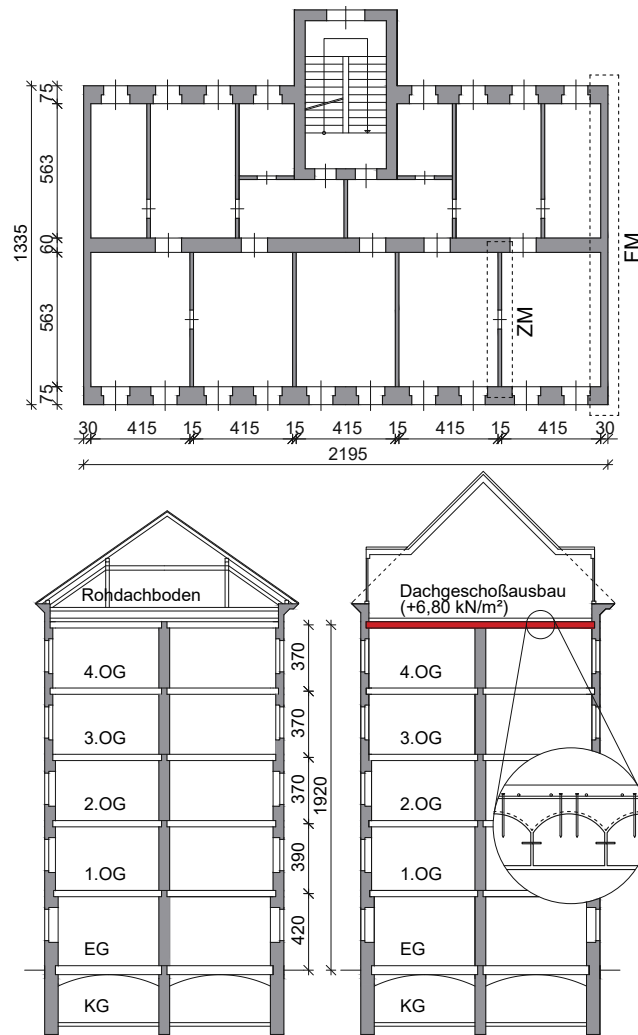
Das primäre Tragelement der einfachen Tramdecke sind bearbeitete Holzbalken, die im Abstand bis maximal 90 cm im Mauerwerk aufgelagert wurden (Konstruktionsausführung Bild 6.2). In der Regel wurde über eine Sturzschalung der Fußbodenaufbau aufgebracht. Die Deckenunterseite wurde mit einer Stukkatur Schalung geschlossen. Es wird zwischen der einfachen Tramdecke, der Tramdecke mit versenkter Sturzschalung, der Fehltramdecke und die Tramtraversendecke, die speziell für größere Spannweiten vor allem in Prunkbauten eingesetzt wurde, unterschieden [12]. Die unterschiedlichen Ausführungssysteme der Tramdecken, die in den betrachteten gründerzeitlichen Bauten eingesetzt wurden, sind schematisch im Bild 6.2 wiedergegeben.

### 6.2.3 Strukturelle Integrität Mauerwerk – Holzdeckenkonstruktion

Die Herausforderung liegt besonders in der ingenieurmäßigen Bewertung und Erfassung der einzelnen Komponenten und deren Zusammenspiel. Bei der Holzbalkendecke liegen die Holzbalken in der Regel auf mit Harz imprägnierten Brettern auf und es ist nur jeder dritte bis vierte Balken mit einer Eisenschließe mit dem Mauerwerk verbunden und aktiviert damit eine mögliche Kraftübertragung zwischen Tram und Wand (Bild 6.2) [18]. Außerdem bewirken hölzerne Deckenkonstruktionen somit den Zusammenhalt der Wandstruktur, in dem sie die Wände in Deckenebene festhalten und eine Reduzierung der Knicklänge auf Geschoßhöhe ermöglichen [116]. Zahlreiche Forschungsarbeiten der letzten Jahre haben den Einfluss der Kopplung zwischen Tram und Mauerwerk in Gründerzeithäusern untersucht (z. B. [18], [117]). Die in Querrichtung liegenden Zwischenwände und Feuermauern sind in der Regel durchgemauert und weisen bis auf eine Eisenschließe in Raummitte keine weitere kraftschlüssige Verbindung mit den Deckenelementen auf, die somit auch die einzige Behinderung gegen ein Ausfallen der Querwände bewirken [52]. Der unter einer Erdbebeneinwirkung aktivierte Deckenschub kann nur über die Eckverbände und den raummittigen Anker zur Querwand abgetragen werden [52]. Diese hölzernen Deckenkonstruktionen weisen üblicherweise keine umlaufend angeschlossenen Randelemente auf und stellen somit weiche Schubdecken dar [52]. Die Dippelbaumdecken sind in der Lage bei Vorhandensein von Dübeln und Anschlüssen eine hinreichende Steifigkeit in Querrichtung zu generieren, jedoch liegt hier die Problematik in der Anschlussausbildung der Decke an die aussteifenden Wände [52]. Unter einer seismischen Einwirkung werden je nach Bauweise und der Interaktion einzelner Bauteile miteinander die lastabtragenden Mechanismen aktiviert. Welche Wände zur Lastabtragung aktiviert werden, hängt stark von den Deckenspannrichtungen, den Deckenschubsteifigkeiten sowie den Verbindungen der Decke mit den Wänden und den Wänden untereinander ab [118].

### 6.3 Systembetrachtung

In diesem Beitrag wird als Grundlage zur Tragwerksanalyse ein typisches Wiener Gründerzeithaus, das dem Konzept des Mustergebäudes aus [27] folgt, betrachtet. In **Bild 6.3** ist die Grundrissausbildung sowie die Aufrissausbildungen vor und nach dem Dachgeschossausbau dargestellt. Näher betrachtet wird der Einfluss der verstärkten Dachgeschossdecke (Holzbetonverbunddecke, Bild 6.3) im Zuge eines Dachgeschossausbaues auf die Gebäudestabilisierung eines Gründerzeithauses im Erdbebenfall.



**Bild 6.3:** Grundriss des Wiener Gründerzeit-Mustergebäudes nach [27] mit der Aufrissausbildung vor (links) und nach (rechts) einem Dachgeschosßausbau (Angaben in Zentimeter).  
 Grafik: A. Karic

Die Herausforderung liegt besonders in der ingenieurmäßigen Bewertung und Erfassung der einzelnen Komponenten und deren Zusammenspiel. Historische Mauerwerksbauten setzen aufgrund ihrer systemspezifischen und materialspezifischen Eigenschaften eine komplexe Systembetrachtung voraus, um das Tragwerksverhalten im Erdbebenfall realitätsnah beschreiben zu können. Die Problematik von Mauerwerksbauten liegt wesentlich im Zusammenspiel zwischen den Nichtlinearitäten auf Wandscheibenebene und den Nichtlinearitäten auf Tragwerksebene. Das globale

Tragwerksverhalten ergibt sich somit aus der Anordnung der einzelnen Wände im Grundriss sowie der Interaktion der Wände untereinander [119]. Mauerwerkswände können je nach Belastung und Zusammenspiel unterschiedliche Grenzzustände der Tragfähigkeit erreichen, [40]. Die aussteifenden Schubwände in Längs- und Querrichtung tragen im Erdbebenfall die resultierenden horizontalen Erdbebenlasten ab.

### 6.3.1 Horizontale Lastabtragung bei Gründerzeithäusern

Wiener Gründerzeithäuser sind vor allem quer zur Straßenseite anfällig gegen seismischen Einwirkungen, da in dieser Richtung die Aussteifung nur über die Zwischenwände, Feuermauern und Treppenhausmauern erfolgt (Bild 6.3). Aufgrund der schubweichen hölzernen Deckenkonstruktionen wird die Verteilung der Trägheitskräfte auf die Schubwände nicht gewährleistet. Die höhere Gebäudesteifigkeit, durch die Interaktion zwischen den einzelnen Längs- und Querwänden, wird in den normativ verankerten Berechnungsmethoden, um die Nachweisführung auf der sicheren Seite anzusetzen, vernachlässigt [66].

Durch die verstärkte schubstarre Deckenkonstruktion (Holzbetonverbundkonstruktion, Bild 6.3) sowie der Verschleißung der Deckenkonstruktion mit den Mauerwerkswänden erfolgt die Kopplung der Mauerwerkswände (Längs- und Querwände) miteinander und ermöglicht die Verteilung der resultierenden horizontalen Trägheitskräfte nach den globalen Steifigkeiten [66]. In diesem Beitrag werden vor allem die Schubwände in Querrichtung (Querwände) des Gebäudes, die für gewöhnlich die schwache Achse im Erdbebenfall von Gründerzeitlichen Bauten bildet, näher betrachtet.

### 6.3.2 Dynamische Charakteristika der numerischen Tragwerksmodelle

Anhand einer Modalanalyse wurden die globalen Eigenfrequenzen der Tragwerksmodelle generiert und in **Tabelle 6.2** wiedergegeben. In dieser Tabelle sind die linearen Eigenfrequenzen  $f_i$  der Systembetrachtungen Fall (a) „Altbestand vor Ausbau“ und Fall (b) „Altbestand nach Ausbau“ und die Rayleigh-Koeffizienten  $\alpha$  und  $\beta$  für die Berücksichtigung der Material- und Werkstoffdämpfung zusammengefasst. Das Dämpfungsmaß zur Berechnung der Rayleigh-Koeffizienten wird nach Messungen in einem ähnlichen Objekt [117] zu Bild 6.2 mit  $\zeta = 4\%$  vor dem Ausbau und mit  $\zeta = 3,8\%$  nach dem Ausbau angesetzt. Weiterhin ergeben die errechneten Charakteristika der Modalanalyse eine gute Übereinstimmung mit Forschungsarbeiten an gründerzeitlichen Bestandsobjekten der Jahre zuvor ([15], [18], [41], [117]). Beispielsweise zeigen die Eigenfrequenzen an Großversuchen an gründerzeitlichen Mauerwerksbauten im Rahmen des Seismid-Projektes [17] ähnliche Eigenfrequenzen auf. Durch die Frequenzänderung zufolge der Ertüchtigungsmaßnahme kann die Erhöhung der globalen Steifigkeit im Altbestand vor dem Ausbau grob auf  $((3,01 \text{ Hz}/2,55 \text{ Hz})^2 - 1) \cdot 100 \approx 39\%$  nach [41] abgeschätzt werden.

**Tab. 6.2:** Dynamische Charakteristika der untersuchten Tragwerksmodelle.

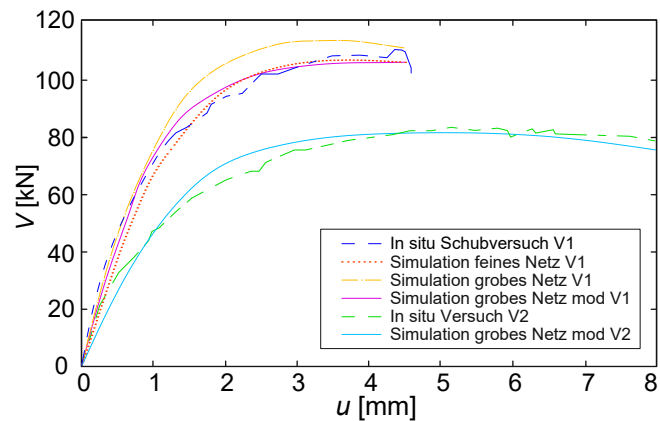
Dynamische Charakteristika	Fall (a) Altbestand vor Ausbau	Fall (a) + Ertüchtigung	Fall (b) Altbestand nach Ausbau
$f_1$ [Hz]	2,55	3,01	2,22
$f_2$ [Hz]	2,68	3,04	2,26
$f_3$ [Hz]	2,77	3,86	2,97
$\zeta$ [%]	4,00	4,00	3,80
$\beta$ [ $10^{-3}$ ]	2,43	2,09	2,70
$\alpha$ [ $10^{-1}$ ]	6,57	7,62	5,35

## 6.4 Modellierung des Mauerwerkverbandes

Eine wesentliche Eigenschaft, die das Mauerwerk charakterisiert, ist ihr Lastumlagerungsvermögen. Unter Zug- und Schubbeanspruchungen besitzt der Mauerwerksverband die Fähigkeit durch Rissbildung und Verformung weniger ausgelastete Bereiche zu aktivieren und sich der Belastung anzupassen [38]. Eine zuverlässige Beurteilung der Mauerwerkstruktur erfordert eine leistungsfähige Berücksichtigung des hochgradigen nicht-linearen Materialverhaltens, wie das nicht-lineare Spannungs-Dehnungsverhalten, die materialspezifischen Versagensmechanismen sowie die Systemumlagerungen des Mauerwerkverbandes [38], [74]. Um die Auswirkung dieser Nichtlinearitäten auf das Trag- und Verformungsverhalten mit zu berücksichtigen, wird zur numerischen Modellierung des Mauerwerkes ein leistungsfähiges Makromodell der Materialdatenbank-multiPlas herangezogen. Durch die Implementierung des makroskopischen Materialmodells in das FE-Programm ANSYS wird eine realitätsnahe Beschreibung des Tragverhaltens unter zyklischer Belastung ermöglicht. Des Weiteren werden bruchmechanische Kennwerte sowie Materialver- und Materialentfestigungen mit der Implementierung des Makromodells berücksichtigt [38].

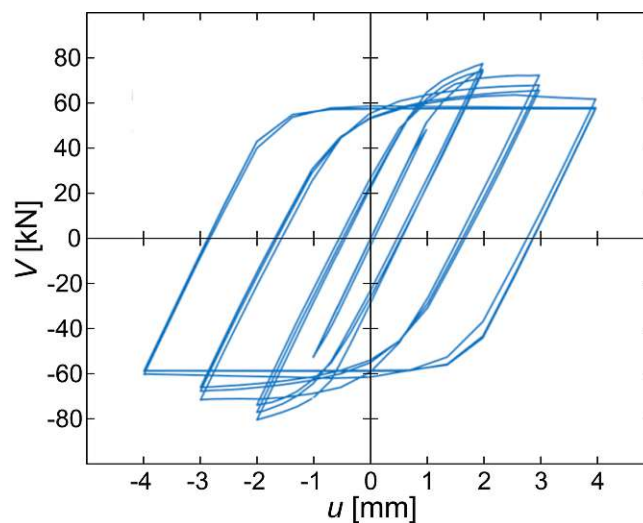
### 6.4.1 Verifizierung des Materialmodells durch Vergleich von numerischen und experimentellen Ergebnissen

Die Verifizierung des Materialmodells erfolgte anhand von gut dokumentierte quasi-statischen Versuchsreihen an gründerzeitlichen Bauten an der Technischen Universität Wien. Durch die detaillierten in situ-Schubversuche im Altbestand, die im Zuge der Entwicklung einer praxistauglichen Methode zur versuchsgestützten Bemessung der Schubtragfähigkeit von Bestandsobjekten entwickelt wurde [16], erfolgt die Verifizierung des Schubversagens im Materialmodell nach [21]. Ebenso wurde die Anfangsscherfestigkeit in Lagerfugenebene zwischen historischen Mauerstein und Mauermörtel anhand von Versuchen [16] an Drei-Stein-Prüfkörpern nach [21] verifiziert. Vor allem ermöglicht die Versuchsunterstützte Validierung in einem Gründerzeithaus eine realitätsnahe Beschreibung der physikalischen Materialkennwerte und somit die Erstellung eines leistungsfähigen Materialmodells zur realitätsnahen Bestandsanalyse. Die detaillierten Versuchsaufbauten können der Literatur [16] und [21] entnommen werden. Zur Optimierung des Makromodells unter zyklischer Beanspruchung wurden parameterspezifische Kennwerte aus facheinschlägigen Werken [15], [21], [86] und [120] herangezogen. Das **Bild 6.4** zeigt die möglichen Übereinstimmungen der quasi-statischen versuchsbasierten und der numerisch erstellten Last-Verformungskurven und den Einfluss unterschiedlicher Modellparameter auf die Simulation.



**Bild 6.4:** Kalibrierung der numerischen Modelle mit den in-situ Schubversuchsreihen nach [56].

Weiteres wird in **Bild 6.5** das hysteretische Verhalten des kalibrierten Materialmodells illustriert, dass eine Simulation unter zyklischer Belastung (sinusförmige Verschiebung am Wandkopf) zeigt und beispielhaft das Entfestigungsverhalten des Materialmodells gut wiedergibt.



**Bild 6.5:** Hysteresekurve des kalibrierten Materialmodells nach [56].

In **Tabelle 6.3** wurden die wichtigsten Materialparameter für die vorliegende Kalibrierung des Materialmodells wiedergegeben.

**Tab. 6.3:** Materialparameter des verifizierten Makromodells [56].

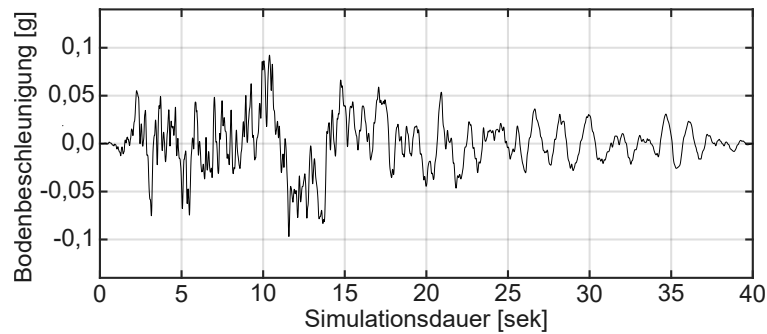
Materialparameter	Physikalische Größe
<i>Elastische Eigenschaften</i>	
E-Modul vertikal (x-Richtung)	$E_x = 850 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
E-Modul horizontal (y-Richtung)	$E_y = 283 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
E-Modul (z-Richtung)	$E_z = 283 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Querdehnzahl	$\nu_{xy} = \nu_{yz} = \nu_{xz} = 0,026 \text{ [-]}$
Schubmodul - xy	$G_{xy} = 102 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Schubmodul - yz, xz	$G_{yz} = G_{xz} = 76,5 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
<i>Festigkeitsparameter Mauerwerk nach Ganz [45]</i>	
Druckfestigkeit normal zur Lagerfuge	$f_{mx} = 3,69 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Druckfestigkeit normal zur Stoßfuge	$f_{my} = 2,46 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Zugfestigkeit normal zur Lagerfuge	$f_{tx} = 0,01 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Zugfestigkeit normal zur Stoßfuge	$f_{ty} = 0,142 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Restzugfestigkeit	$f_{tr} \approx 0 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Kohäsion	$c = 0,026 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Restkohäsion	$c_r \approx 0 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Reibungswinkel	$\phi = 38 \text{ [}^\circ\text{]}$
Restreibungswinkel	$\phi_r = 22 \text{ [}^\circ\text{]}$
Dilatanzwinkel	$\psi = 30 \text{ [}^\circ\text{]}$
Bruchenergie – Zugbruch normal zur Lagerfuge	$G_{FF1} = 0,004 \text{ [Nmm/mm}^2\text{]}$
Bruchenergie – Zugversagen von Steinen (horizontal)	$G_{FS1} = 0,015 \text{ [Nmm/mm}^2\text{]}$
Bruchenergie – Scherversagen der Lagerfuge	$G_{FF2} = 0,080 \text{ [Nmm/mm}^2\text{]}$
Verfestigungswert Druck	$\kappa = 5 \cdot 10^{-4} \text{ [-]}$

Festzuhalten ist allerdings, dass Streuungen der Materialparameter im Simulationsbeitrag nicht berücksichtigt wurden. Die Streuung der mechanischen Materialparameter hat vor allem bei historischen Mauerwerksbauten eine durchaus große Bedeutung, wie dem Abschnitt 6.2 – Historische Konstruktionsweisen der Gründerzeit – zu entnehmen ist. Für die Modellierung der schubstarrten Decke wurden vereinfacht, um die Berechnungszeit in Grenzen zu halten, die elastischen Steifigkeitswerte ( $E$ -,  $G$ -Modul) nach [121] für Holz C 24 und nach [122] für Beton C 20/25 herangezogen. Weiteres wurde die Wechselwirkung der Boden-Bauwerk-Interaktion in dieser Arbeit nicht berücksichtigt.

#### 6.4.2 Lastfall - Erdbeben

Die ortsspezifische Erdbebengefährdung stellt einen wesentlichen Einflussfaktor in der Bestandsbewertung von historischen Gründerzeitbauten dar. Um ein realitätsnahes Tragverhalten unter seismischer Einwirkung generieren zu können, werden 8 Bodenbeschleunigungsschriebe vergangener Erdbeben (Kobe 1995, Chi-Chi 1999, Friaul 1976, Hollister 1961 u.dgl.) herangezogen. Die einwirkenden Erdbebenschriebe wurden mit der Software-SeismoMatch 2016 generiert. Die generierten Bodenbeschleunigungsschriebe wurden auf die vorliegenden, bauspezifischen Standortgegebenheiten angepasst. Es wurde das elastische Antwortspektrum Typ 1 mit 5 % Dämpfung und das vorliegende stratigraphische Bodenprofil mit der Baugrundklasse A gemäß EN 1998-1 [42] gewählt. In diesem Beitrag wurden die Erdbebenakzelerogramme so angepasst, dass sie Erdbebenszenarien mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10 % in 50 Jahren entsprechen. Das entspricht nach der Europäischen Makroseismischen Skala den Intensitäten 6° bis 7° und entspricht einer Spitzenbodenbeschleunigung von 0,1 g und einer mittleren Bodenbeschleunigung

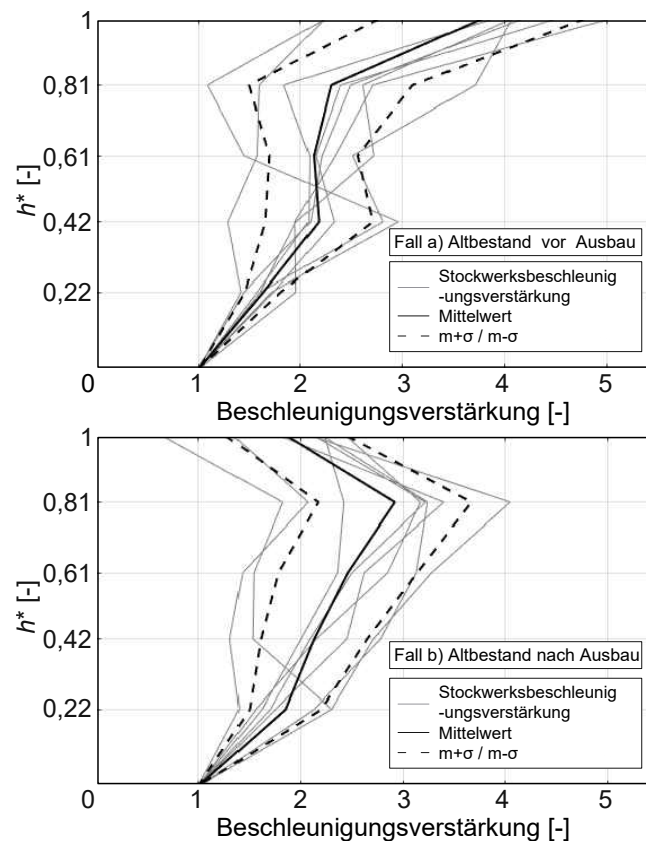
von 0,08 g. Die betrachtete Erdbebensimulationsdauer wurde mit 40 Sekunden angesetzt. Beispielfähig ist der an den Standort Wien angepasste Erdbebenbeschleunigungszeitverlauf von Kobe (1995) in **Bild 6.6** dargestellt.



**Bild 6.6:** Angepasster Erdbebenbeschleunigungszeitverlauf (Kobe, 1995). *Grafik: A. Karic*

## 6.5 Simulationsresultate

Um eine aussagekräftige Gegenüberstellung der betrachteten Fälle (a) und (b) zu erreichen, wird die Verteilung der maximalen Stockwerksbeschleunigungen über die Gebäudehöhe in Form von Beschleunigungsverstärkungen in **Bild 6.7** wiedergegeben. Die Simulationsergebnisse weisen Streuungen auf und erschweren deterministische Aussagen und werden auf Standardnormalverteilung mit einem Signifikanzniveau von 5 % geprüft (Kolmogorow-Smirnow-Test). Es werden je Erdbebenanregung die resultierenden Stockwerksbeschleunigungen jeweils auf die anregende Spitzenbodenbeschleunigung bezogen und als Beschleunigungsverstärkung (PHFA/PGA) wiedergegeben. Die einzelnen Graphen (grau) stellen jeweils die Stockwerksbeschleunigungsverstärkung in Abhängigkeit der normierte Höhe  $h^*$  zufolge einer Zeitverlaufsberechnung wieder. Es wird der beobachtete Mittelwert  $m$  (schwarz) sowie die Standardabweichung  $m + \sigma / m - \sigma$  der Beschleunigungsverstärkung angeführt. Zu beobachten ist, dass die Verteilung der Stockwerksbeschleunigungsantworten signifikante Streuungen aufweisen und keiner einfach zu erfassenden Kausalität folgen. Dies beruht vor allem auf der Tatsache, dass das Mauerwerksgefüge ein sehr komplexes Materialverhalten vor allem unter zyklischer Beanspruchung aufweist. Die Simulationsergebnisse nach der Ertüchtigungsmaßnahme zeigen bereichsweise ( $0,42$  bis  $0,81 h^*$ ) geringe Verstärkungen in der Stockwerksantwort gegenüber dem Altbestand wieder. Zu beobachten ist insbesondere der positive Einfluss der schubstarrten Decke auf die Stockwerksantwort im Dachbereich  $h^* = 1$ . Die Resultate zeigen, dass das globale Tragverhalten durch einen Dachgeschoßausbau durchaus positiv beeinflusst wird.



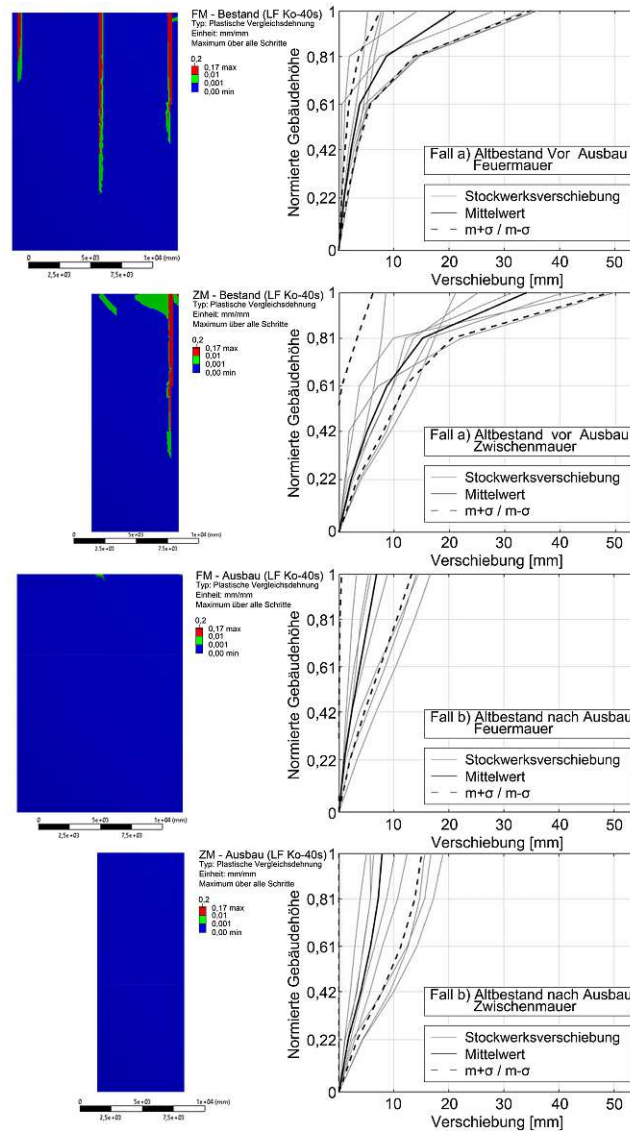
**Bild 6.7:** Stockwerksbeschleunigungsverteilung anhand der maximalen Beschleunigungsverstärkung über die Gebäudehöhe für die betrachteten Fälle (a) vor und (b) nach dem Ausbau. *Grafik: A. Karic*

### 6.5.1 Simulationsauswertung – Repräsentative Schubwände

Aufgrund der typischen Charakteristika in der Lastabtragung gründerzeitlicher Bestandsobjekte werden vereinzelt maßgebende Schubwände, wie die Feuermauer (FM) und die Zwischenwand (ZM) gewählt und dargestellt (**Bild 6.8**). Bild 6.8 zeigt die plastischen Verformungen und die Stockwerksverschiebungen über die Gebäudehöhe der repräsentativen Schubwände FM und ZM vor und nach dem Ausbau. Zu beobachten ist, dass die Schubwände partiell stärker durch die hofseitigen/straßenseitigen Längswände beansprucht werden als durch die Mittelwand. Das beruht auf der Tatsache, dass die Mittelwand durch die charakteristische Lastableitung der hölzernen Deckensysteme vertikal um das Zweifache stärker belastet wird, als die hof-/straßenseitigen Längswände. Somit werden unterschiedliche dynamische Längswandantworten generiert, wobei die hof- und straßenseitigen Längswände eine stärkere Tragwerksantwort entwickeln. Die repräsentativen Schubwände (Feuermauer, Zwischenwände) werden somit in ihrer Ebene unter seismischer Belastung unterschiedlich stark durch die Längswände beansprucht, wie den plastischen Verformungen der Schubwandanschlussbereiche in Bild 6.8 zu entnehmen ist. Weiterführend wird gezeigt, dass der vereinfachte lineare Ansatz der maximalen Wandkopfverschiebungskapazität infolge von Schub- und Biegeversagen einzelner Schubwände nach EN 1998–1 die Nichtlinearitäten im Tragwerksverhalten nur unzureichend genau abbildet. Festzuhalten ist, dass insbesondere die schubstarre Decke als gesetzte Ertüchtigungsmaßnahme die plastischen Verformungen sowie die



resultierenden Stockwerksverschiebungen der repräsentativen Schubwände unter den standortspezifischen Erdbebenszenarien positiv beeinflusst (Bild 6.8).



**Bild 6.8:** Gegenüberstellung der Repräsentativen Schubwände FM und ZM vor und nach dem Ausbau: links – plastische Verformungen; Rechts – Stockwerksverschiebungen. *Grafik: A. Karic*

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

## 6.6 Schlussfolgerung und Ausblick

Die präventive Ertüchtigung des gründerzeitlichen Altbaubestandes erfordert aufgrund seiner Besonderheiten in seiner konstruktiven Auslegung sowie seiner besonderen Lastabtragung eine konsequente erdbebensichere Nachbemessung. Die in diesem Beitrag aufgestellten Simulation eignet sich hervorragend, um erstens die strukturelle Integrität des historischen Mauerwerksgefüges und zweitens den Einfluss einer schubstarrten Decke auf die Gebäudekapazität zu analysieren und zu quantifizieren. Um zuverlässige Schlussfolgerungen aus den Untersuchungsergebnissen ziehen zu können, wurde ein leistungsfähiges nicht-lineares Materialmodell in die transiente Simulation implementiert, das anhand von zahlreichen in situ-Versuchsreihen verifiziert wurde. Eine realitätsnahe Erfassung des globalen Tragverhaltens ist vor allem bei historischen Mauerwerksbauten von großer Bedeutung. Die gewählte Untersuchungsmethode ermöglicht eine effiziente sowie umfassende Bestandsbewertung und gestattet eine Optimierung der präventiven Ertüchtigungsmaßnahmen. Die Schlüsselrolle für die Beurteilung von Bestandsobjekten liegt in der Berücksichtigung des Dissipationsvermögens in Abhängigkeit der auftretenden Versagensformen und der auftretenden Interaktionseffekte der Längs- und Querwände.

Durch den vorliegenden Beitrag wurde gezeigt, dass bei einer gesunden historischen gründerzeitlichen Bausubstanz eine deutliche Gebädestabilisierung durch eine im Zuge eines Dachgeschossausbaues ausgeführte schubstarre Deckenkonstruktion trotz der Laststeigerung erreicht werden kann. Die vereinfachten Berechnungsmethoden nach EN 1998-1 sind für historische Mauerwerksbauten mit einer Vielzahl von Unsicherheiten verbunden und eignen sich nur in begrenztem Maße für die detaillierte Bewertung von historischen Mauerwerksbauten. Demnach ist die vorgestellte, leistungsfähige Untersuchungsmethode trotz des höheren Aufwands zur fachgerechten Beurteilung der Gebäudekapazität sowie der getroffenen Ertüchtigungsmaßnahmen zweckmäßig. Zukünftige Forschungsarbeiten sollten die Adaption des charakteristischen Verhaltens von Mauerwerk vor allem unter zyklischer Beanspruchung in den normativ verankerten Berechnungsmethoden fördern und die mögliche Verbesserung der Bestandsbewertung durch die Berücksichtigung des Einflusses der Wände senkrecht auf die Schubwände sowie der Belastung senkrecht zur Wandebene (out-of-plane) anstreben, um in der präventiven Ertüchtigung gezielt geeignete konstruktive Maßnahmen ergreifen zu können.

# Literaturverzeichnis

- [1] Karic, A. & Kolbitsch, A.: *Gründerzeitliche Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung – Tragverhalten im Widerspruch zur aktuell angewandten Nachbemessung*. In: *Mauerwerk* 24 (2020), Heft 3, S. 137–147. <https://doi.org/10.1002/dama.202000009>
- [2] Karic, A.; Atalić, J.; Kolbitsch, A.: *Seismic vulnerability of historic brick masonry buildings in Vienna*. In: *Bulletin of Earthquake Engineering* 20 (2022), Heft 8, S. 4117–4145. <https://doi.org/10.1007/s10518-022-01367-2>
- [3] Karic, A.; Atalić, J.; Rudisch, A.; Kolbitsch, A.: *Erdbebenschäden an gründerzeitlichen Mauerwerksbauten – Wechselwirkung zwischen tragender Gebäudestruktur und nichttragenden Bauelementen*. In: *Bauingenieur* 98 (2023) (Status: angenommen, Veröffentlichung folgt)
- [4] Karic, A.; Sonnek, R.; Deix, K.; Kolbitsch, A.: *Nachbemessungsstrategie für gemauerte, gründerzeitliche Schubwände*. In: *Bauingenieur* 98 (2023), Heft 01-02, S. 18–27. <https://doi.org/10.37544/0005-6650-2023-01-02-46>
- [5] Karic, A.; Rudisch, A.; Kolbitsch, A.: *Verhalten von historischen Mauerwerksbauten unter Erdbebenbeanspruchung – Einfluss schubstarrer Decken auf die Erdbebensicherheit*. In: *Bauingenieur* 94 (2019), Heft 10, S. 2–9. <https://doi.org/10.37544/0005-6650-2019-10-15>
- [6] Danciu, L.; Nandan, S.; Reyes, C. et al.: *The 2020 update of the European Seismic Hazard Model: Model Overview*. EFEHR Technical Report 001, v1.0.0, 2021. <https://doi.org/10.12686/a15>
- [7] Hammerl, C.; Lenhardt, W. A.: *Erdbeben in Niederösterreich von 1000 bis 2009 n. Chr.*. Geologische Bundesanstalt (BGA), Band 67, Wien, 2013.
- [8] Gutdeutsch, R., Hammerl, C.; Mayer, I.; Vocelka, K.: *Erdbeben als historisches Ereignis – Die Rekonstruktion des Bebens von 1590 in Niederösterreich*. Springer Verlag, Berlin Heidelberg, 1987.
- [9] Drimmel, J. & Duma, G.: *Mitteilungen der Erdbeben-Kommission - Nr. 74*. Springer-Verlag, Wien, 1974.
- [10] Bobek, H. & Lichtenberger, E.: *Bauliche Gestalt und Entwicklung seit der Mitte des 19. Jahrhunderts*. Böhlau Verlag, Köln, 1966.
- [11] Förster, L.: *Verordnung des Ministeriums des Innern vom 23. September 1859, womit eine Bauordnung für die f. f. Reichshauptstadt und Residenzstadt Wien erlassen wird*. In: *Allgemeine Bauzeitung* (1859), Band 9, Nr. 21, S. 338–347.
- [12] Kolbitsch, A.: *Altbaukonstruktionen: Charakteristika Rechenwerte Sanierungsansätze*. Springer-Verlag, Wien, 1989.
- [13] Furtmüller, T.; Adam, C.; Niederegger, C.: *Seismic capacity of old masonry buildings in Vienna: Numerical modeling of load-bearing brick masonry walls*. 3<sup>rd</sup> International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering (IALCCE 2012). CRC Press, London, 2012. <https://doi.org/10.1201/b12995>
- [14] Zimmermann, T. & Strauss, A.: *Gründerzeit-Mauerwerk unter Erdbebenbelastung – Vergleich zwischen normativen Ansätzen und messtechnischen Ergebnissen*. In: *Bautechnik* 87 (2010), Heft 9, S. 532–540. <https://doi.org/10.1002/bate.201010035>

- [15] Zimmermann, T. & Strauss, A.: *Schubtragfähigkeit von altem unbewehrtem Mauerwerk unter seismischer Belastung*. In: Bautechnik 89 (2012), Heft 8, S. 553–5563. <https://doi.org/10.1002/bate.201201564>
- [16] Dunjic, V.: *Tragfähigkeitsbewertung ausgewählter gründerzeitlicher Mauerwerkskonstruktionen*. Wien, Technische Universität Wien, Dissertation, 2018.
- [17] Achs, G.; Adam, C.; Bekö, A. et al.: *Erdbeben im Wiener Becken – Beurteilung, Gefährdung, Standortrisiko*. Wien, Grasl Druck & Neue Medien GmbH, 2011.
- [18] Stefanoudakis, D.: *Aussteifungsmöglichkeiten der bestehenden Holztramdecken in Wiener Gründerzeithäusern im Lastfall Erdbeben*. Wien, Technische Universität Wien, Dissertation, 2016.
- [19] Bauer, P. & Kern, E.: *Die Beurteilung von Schubwänden in Wiener Gründerzeithäusern – Nichtlineares Verfahren (push-over) gemäß EN 1998-1*. Wien, Fachgruppe Bauwesen der LK W/Nö/Bgld, Ausgabe 2013.
- [20] Moschen, L.; Tsalouchidis, K., T.; Adam, C.: *Tragwerksantwort Wiener Gründerzeithäuser unter Erdbebenanregung auf Grundlage des Wiener Erdbebensatzes*. In: Bauingenieur 94 (2019), Heft 12, S. 461–471. <https://doi.org/10.37544/0005-6650-2019-12-23>
- [21] Rudisch, A.: *Historische freistehende Zierelemente unter Erdbebenbeanspruchung*. Wien, Technische Universität Wien, Dissertation, 2019.
- [22] Furtmüller, T.: *Numerische und experimentelle Untersuchungen von Mauerwerk in Grunderzeithäusern in Hinblick auf deren Erdbebensicherheit*. Innsbruck, Universität Innsbruck, Dissertation, 2010.
- [23] Lu, S. & Heuer, R.: *Seismic assessment of lifeline masonry structures using an advanced material model*. In: Structural Control and Health Monitoring 14 (2007), Heft 2, S. 321–332. <https://doi.org/10.1002/stc.160>
- [24] Kirchmayer, W.; Kolbitsch, A.; Popp, R.: *Dachgeschoßausbau in Wien*. Verlag-Österreich, Wien, 2016.
- [25] ÖNORM EN 1998-3: *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden*. ON, Ausgabe Oktober 2013.
- [26] ÖNORM B 1998-3: *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-3 und nationale Erläuterungen*. ON, Ausgabe Februar 2018.
- [27] Krakora, A. & Bauer, P.: *Berechnungsbeispiele anhand des Wiener Gründerzeit – Mustergebäudes* Wien, Fachgruppe Bauwesen der LK W/Nö/Bgld, Ausgabe 2014.
- [28] Fajfar, P.: *A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design*. In: Earthquake Spectra 16 (2000), Heft 3, S. 573–592. <https://doi.org/10.1193/1.1586128>
- [29] Atalic, J.; Urus, M.; Savor Novak M. et al.: *The MW5.4 Zagreb (Croatia) earthquake of March 22, 2020: impacts and response*. In: Bulletin of Earthquake Engineering 19 (2021), Heft 9, S. 3461–3489. <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01117-w>
- [30] Kolbitsch, A.: *Assessment and retrofitting of façade elements of 19th century buildings*. Conference paper at 15<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, 2012.

- [31] Augenti, N. & Parisi, F.: *Learning from Construction Failures due to the 2009 L'Aquila, 579 Italy, Earthquake*. Journal of Performance of Constructed Facilities 24 (2010), Heft 6. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000122](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000122)
- [32] D'Ayala, D. F. & Paganoni, S.: *Assessment and analysis of damage in L'Aquila historic city centre after 6th April 2009*. In: Bulletin of Earthquake Engineering 9 (2011), Heft 1, S. 81–104. <https://doi.org/10.1007/s10518-010-9224-4>
- [33] Penna, A.; Morandi, P.; Rota, M. et al.: *Performance of masonry buildings during the Emilia 2012 earthquake*. In: Bulletin of Earthquake Engineering 12 (2014), Heft 5, S. 2255–2273. <https://doi.org/10.1007/s10518-013-9496-6>
- [34] Valluzzi, M. R. & Sbrogiò, L.: *Vulnerability of architectural heritage in seismic area: Constructive aspects and effect of interventions*. In: Amoroso, G.; Salerno, E. (Hrsg.): *Cultural landscape in practice. Conservation vs. Emergencies* 26 (2019), S. 203–218. Springer, Cham, Switzerland. [https://doi.org/10.1007/978-3-030-11422-0\\_14](https://doi.org/10.1007/978-3-030-11422-0_14)
- [35] Vettore, M.; Saretta, Y.; Sbrogiò, L.; Valluzzi, M. R.: *A New Methodology for the Survey and Evaluation of Seismic Damage and Vulnerability Entailed by Structural Interventions on Masonry Buildings: Validation on the Town of Castelsantangelosul Nera (MC), Italy*. In: International Journal of Architectural Heritage 16 (2022), Heft 2, S. 182–207. <https://doi.org/10.1080/15583058.2020.1766159>
- [36] Krakora, A.; Bauer, P.; Brusatti, W. et al.: *Erdbebenbeanspruchung eines Gründerzeithauses mit Dachgeschossausbau „Leicht“. Ermittlung der Kapazität des Bestandes und Nachweis der horizontalen Lastabtragung zufolge Zusatzlasten*. Wien, Fachgruppe Bauwesen der LK W/Nö/Bgld, Ausgabe 2008.
- [37] ÖNORM EN 1998–1: *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten*. ON, deutsche Fassung, Ausgabe Juni 2013.
- [38] Schlegel, R. & Will, J.: *Materialmodelle für nichtlineare Berechnungen komplexer Mauerwerksstrukturen mit ANSYS*. 22<sup>nd</sup> CAD-FEM Users' Meeting, Dresden, 2004.
- [39] Bommer, J.J.; Magenes, G.; Hancock, J.; Penazzo, P.: *The influence of strong-motion duration on the seismic response of masonry structures*. In: Bulletin of Earthquake Engineering 2 (2004), Heft 1, S. 1–26. <https://doi.org/10.1023/B:EEEE.0000038948.95616.bf>
- [40] Hampe, J. & Schwarz, J.: *Verhalten von Mauerwerksbauten unter seismischen Einwirkungen*. In: Funk, P. (Hrsg.): *Mauerwerk-Kalender 1991*. Ernst und Sohn, Berlin, 1991, S. 603–668.
- [41] Achs, G.: *Erdbebengefährdung von Gründerzeithäusern: Beurteilung, Klassifizierung und experimentelle Untersuchungen*. Wien, Technische Universität Wien, Dissertation, 2011.
- [42] ÖNORM B 1998-1: *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbeneinwirkung und Regeln für Hochbauten – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998 – 1 und nationale Erläuterungen*. ON, Ausgabe Juli 2017.
- [43] Pacific Earthquake Engineering Research Center: *PEER Ground Motion Database*. University of California, Berkeley, 2010.
- [44] Dynardo GmbH: *Elastoplastic Material Models for ANSYS General Multisurface Plasticity – multiPlas*. Weimar, Dynardo GmbH, Benutzerhandbuch, 2018.

- [45] Ganz, H.R.: *Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub*. Birkhäuser Verlag, Basel, Dissertation, 1985.
- [46] Rayleigh, J.W.S. & Lindsay, R.B.: *The Theory of Sound: Volume 1*. 2<sup>nd</sup> edn., Dover Publications Inc, New York, 1945.
- [47] HCPI Datenbank: *GIS Datenbank zur Gebäudenutzung*. Kroatisches Zentrum für Erdbebeningenieurwesen, Fakultät für Bauingenieurwesen, Universität Zagreb und die Stadt Zagreb, 2020. [Zugriff am: 20.12.2020].
- [48] Grünthal, G. (ed.); Mußon, R.; Schwarz, J.; Stucchi, M.: *European Macroseismic Scale 1998*. Cahiers de Centre Européen de Géodynamique et de Seismologie, Volume 15, Luxembourg, 1998.
- [49] Meinhardt, C.: *Einflussgrößen für das Schwingungsverhalten von Gebäuden zur Prognose von Erschütterungsimmissionen*. Berlin, Technische Universität Berlin, Dissertation, 2008.
- [50] Bauer, P.: *... und wenn die ganze Erde bebt ...*. Wien, Technische Universität Wien, internes Dokument, 2010.
- [51] Duma, G.: *Seismische Mikrozonierung des Stadtgebietes von Wien*. Wien, Projekt des Bundesministeriums für Wissenschaft und Forschung und der Stadt Wien, Endbericht, 1988.
- [52] Pech, A. & Zach, F.: *Instandsetzung und Ertüchtigung von Mauerwerk, Teil 4. Ertüchtigung von Mauerwerksbauten gegenüber Erdbebeneinwirkungen*. In: Jäger, W. (Hrsg.): *Mauerwerk-Kalender 2007*. Ernst und Sohn, Berlin, 2007, S.75–117.
- [53] Titscher, F.: *Die Baukunde mit besonderer Berücksichtigung des Hochbaus und der einschlägigen Baugewerbe: Lehr-, Hilfs- und Nachschlagebuch und Konstruktionsbehelf für Baukunde, Studierende, Gebäudeverwalter usw.* Waldheimverlag, Wien, 1910.
- [54] Dailer, C.: *Bruch- und Verformungsverhalten von schubbeanspruchten Mauerwerksscheiben, zweiachsige Versuche an verkleinertem Modellmauerwerk*. München, Bericht aus dem konstruktiven Ingenieurbau, Technische Universität München, 1990.
- [55] Rudisch, A.; Dunjic V.; Kolbitsch, A.: *In-situ Prüfverfahren zur Bestimmung der Schubtragfähigkeit von Bestandsmauerwerk*. In BuFAS e. V. (Hrsg.): *Altbausanierung 11 – Trocken, warm und dicht! 27. Hanseatische Sanierungstage vom 3. bis 5. November 2016 im Ostseebad Heringsdorf/Usedom*. Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2016, S. 202-213.
- [56] Rudisch, A.; Dunjic, V.; Kolbitsch, A.: *Investigation of horizontal floor acceleration in historic masonry buildings*. In: *Mauerwerk 21* (2017), Heft 6, S. 348–356. <https://doi.org/10.1002/dama.201700017>.
- [57] Cruz, C. & Miranda, E.: *A critical review of the Rayleigh damping model*. 16WCEE, Santiago, Chile, 2017.
- [58] FEMA P-154: *Rapid visual screening of buildings for potential seismic hazards: A Handbook*. Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, FEMA, Washington, DC, 2015.
- [59] SIA 269/8: *Erhaltung von Tragwerken – Erdbeben*. Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, 2017.

- [60] Meskouris, K.H.; Sadegh-Azar, H.; Berezowsky, H.; Dümling, R.: *Schnellbewertung der Erdbebengefährdung von Gebäuden*. In: Bauingenieur 7 (2001), Heft 8, S. 370–376.
- [61] D’Ayala, D. & Speranza, E.: *An integrated procedure for the assessment of seismic vulnerability of historic buildings*. 12<sup>th</sup> European Conference on Earthquake Engineering, Paper Reference 561, London, 2002.
- [62] Achs, G. & Adam, C.: *Rapid seismic evaluation of historic brick-masonry buildings in Vienna (Austria) based on visual screening*. In: Bulletin of Earthquake Engineering 10 (2012), Heft 6, 1833–1856. <https://doi.org/10.1007/s10518-012-9376-5>
- [63] Calvi, G.M.; Pinho, R.; Magenes, G.; Bommer, J.J.; Restrepo-Velez, L.F.; Crowley, H.: *Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years*. In: ISET Journal of Earthquake Technology 43 (2006), Heft 3, S. 75–104.
- [64] Furtmüller, T. & Adam, C.: *Numerical modeling of the in-plane behavior of historical brick masonry walls*. In: Acta Mechanica 221 (2011), Heft 1-2, 65–77. <https://doi.org/10.1007/s00707-011-0493-z>
- [65] Achs, G. & Adam, C.: *Assessment of the global dynamic behavior of a historic residential brick-masonry building in Vienna*. 3<sup>rd</sup> International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering (IALCCE 2012). CRC Press, London, 2012. <https://doi.org/10.1201/b12995>
- [66] Kopf, F. & Adam, C.: *Baudynamische Untersuchungen an Wiener Gründerzeithäusern*. In: Österreichische Ingenieur- Und Architekten-Zeitschrift 159 (2014), Heft 1, S. 131–140.
- [67] Schwarz, J.; Beinertsdorf, S.; Langhammer, T.; Leipold, M.: *Verhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung: Auswertung der Schäden des Albstadt-Erdbebens vom 3. September 1978*. In: Mauerwerk 14 (2010), Heft 3, S. 126–135. <https://doi.org/10.1002/dama.201000467>
- [68] Anagnostopoulos, S. & Moretti, M.: *Post-earthquake emergency assessment of building damage, safety and usability - Part 1*. In: Soil Dynamics and Earthquake Engineering 28 (2008), Heft 3, S. 223–232. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2006.05.007>
- [69] Uros, M.; Savor Novak, M.; Atalic, J.; Sigmund, Z.; Banicek, M.; Demsic, M.; Hak, S.: *Post-earthquake damage assessment of buildings – procedure for conducting building inspections*. In: Journal of the Croatian Association of Civil Engineers (GRAĐEVINAR) 72 (2020), Heft 12, S. 1089–1115. <https://doi.org/10.14256/JCE.2969.2020>
- [70] Bommer, J.J. & Acevedo, A.B.: *The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis*. Journal of Earthquake Engineering 8 (2004), Heft 1, S. 43–91. <https://doi.org/10.1080/13632460409350521>
- [71] Seismosoft: *SeismoMatch - Earthquake Software for Response Spectrum Matching* [Software]. Version 2020, Pavia, Italien.
- [72] Simo, J.C. & Hughes, T.J.R.: *Computational inelasticity*. Springer-Verlag, New York, 1998. <https://doi.org/10.1007/b98904>
- [73] Kita, A.; Cavalagli, N.; Masciotta, M.G.; Lourenço, P.B.; Ubertini, F.: *Rapid post-earthquake damage localization and quantification in masonry structures through multidimensional non-linear seismic IDA*. In: Engineering Structures (2020), 219, 110841. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110841>

- [74] Meskouris, K.H.; Hinzen, K.G.; Butenweg, C.; Mistler, M.: *Bauwerke und Erdbeben: Grundlagen – Anwendung – Beispiele*. Vieweg + Teubner Verlag, Wiesbaden, 2011.
- [75] Chaudhuri, S. R. & Hutchinson, T. C.: *Distribution of peak horizontal floor acceleration for estimating nonstructural element vulnerability*. 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 1721, Vancouver, 2004.
- [76] Simović, V.: (2000) *Potresi na zagrebačkom području*. In: Journal of the Croatian Association of Civil Engineers 52 (2000), S. 637–645. <https://hrcak.srce.hr/file/20003>
- [77] Herak, M.; Allegretti, I.; Herak, D.; Ivancic, I.; Kuk, V.; Maric, K.; Markusic, S.; Sovic, I.: *Karta potresnih područja Hrvatske*. 2011, <http://seizkarta.gfz.hr>. [Zugriff am 20.03.2021].
- [78] Šavor Novak, M.; Uroš, M.; Atalić, J.; Herak, M.; Demšić, M.; Baniček, M.; Lazarević, D.; Bijelić, N.; Crnogorac, M.; Todorić, M.: *Zagreb earthquake of 22 March 2020 – preliminary report on seismologic aspects and damage to buildings*. In: Journal of the Croatian Association of Civil Engineers (GRAĐEVINAR) 72 (2020), Heft 10, S. 843–867. <https://doi.org/10.14256/JCE.2966.2020>
- [79] D’Amato, M.; Laguardia, R.; Trocchio, G.D.; Coltellacci, M.; Gigliotti, R.: (2022) *Seismic Risk Assessment for Masonry Buildings Typologies from L’Aquila 2009 Earthquake Damage Data*. In: Journal of Earthquake Engineering 26 (2020), Heft 9, S. 4545–4579. <https://doi.org/10.1080/13632469.2020.1835750>
- [80] Greguric, M.: *Evalüierung der Erdbebensicherheit des Zagreber-Hochbaubestands nach dem Erdbeben vom 22. März 2020*. Wien, Technische Universität Wien, Diplomarbeit, (Forthcoming).
- [81] Loli, M.; Anastasopoulos, I.; Gazetas, G.: *Nonlinear analysis of earthquake fault rupture interaction with historic masonry buildings*. Bulletin of Earthquake Engineering 13 (2015), Heft 1, S. 83–95. <https://doi.org/10.1007/s10518-014-9607-z>
- [82] Jordan, J.: *Effiziente Simulation großer Mauerwerksstrukturen mit diskreten Rissmodellen*. München, Technische Universität München, Dissertation, 2011.
- [83] D’Ayala, D.: *Assessing the seismic vulnerability of masonry buildings*. In: Tesfamariam, S.; Goda, K. (Hrsg.): *Handbook of Seismic Risk Analysis and Management of Civil Infrastructure Systems*. Woodhead Publishing, 2013, S. 334–365. <https://doi.org/10.1533/9780857098986.3.334>
- [84] Tomazevic, M.: *Earthquake-resistant design of masonry buildings*. Imperial College Press, London, 1999. <https://doi.org/10.1142/p055>
- [85] Atalic, J.; Todoric, M.; Uros, M.; Savor Novak, M.; Crnogorac, M.; Lakusic, L.: *Potresno inženjerstvo, obnova zidanih zgrada*. Faculty of Civil Engineering Zagreb, Zagreb, 2021.
- [86] Schubert, P.: *Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen, Mauer Mörtel und Putzen*. In: Jäger, W. (Hrsg.): *Mauerwerk-Kalender 2010*. Ernst und Sohn, Berlin, 2010, S. 3–25.
- [87] Chopra, A.K.: *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*, 5<sup>th</sup> edn. Pearson, London, 2019.
- [88] Cruz, C. & Miranda, E.: *Evaluation of damping ratios for the seismic analysis of tall buildings*. In: Journal of Structural Engineering 143 (2017), Heft 1, S. 1–10. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001628](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001628)



- [89] Iervolino, I. & Cornell, C.A.: *Record selection for nonlinear seismic analysis of structures*. In: Earthquake Spectra 21 (2005), Heft 3, S. 685–713. <https://doi.org/10.1193/1.1990199>
- [90] Song, Z. & Su, C.: *Computation of rayleigh damping coefficients for the seismic analysis of a hydropowerhouse*. In: Shock and Vibration (2017), 2046345, S. 11. <https://doi.org/10.1155/2017/2046345>
- [91] Hancock, J.; Watson-Lamprey, J.; Abrahamson, N.A.; Bommer, J.J.; Markatis, A.; McCoyh, E.; Mendis, R.: *An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets*. In: Journal of Earthquake Engineering 10 (2006), Heft 1, S. 67–89. <https://doi.org/10.1080/13632460609350629>
- [92] Atik, L.A. & Abrahamson, N.: *An Improved Method for Nonstationary Spectral Matching*. In: Earthquake Spectra 26 (2010), Heft 3, S. 601–617. <https://doi.org/10.1193/1.3459159>
- [93] Celik, O. C. & Sesigur, H.: *Performance of Historic Masonry Buildings during the April 6, 2009 L'Aquila Earthquake*. Paper presented at 14<sup>th</sup> European Conference on earthquake Engineering, Ohrid, Republic of North Macedonia, 30.08–03.09, 2010.
- [94] Dhakal, R. P.; Pourali, A.; Tasligedik, A.S. et al.: *Seismic performance of non-structural components and contents in buildings: an overview of NZ research*. In: Earthquake Engineering and Engineering Vibration 15 (2016), Heft 1, S. 1–17. <https://doi.org/10.1007/s11803-016-0301-9>
- [95] Dhakal, R. P.: *Damage to Non-structural Components and Contents in 2010 Darfi eld Earthquake*. In: Bulletin of the New Zealand Society of Earthquake Engineering 43 (2010), Heft 4, S. 404–411. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.43.4.404-411>
- [96] Weginger, S.; María del Puy, P. I.; Jia, Y. et al.: *Seismic hazard map of Austria*. EGU General Assembly, EGU2020-4820, 4.–8. Mai 2020. <https://doi.org/10.5194/egusphere-egu2020-4820>
- [97] Miranda, E.; Mosqueda, G.; Retamales, R et al.: *Performance of nonstructural components during the 27 February 2010 Chile earthquake*. In: Earthquake Spectra 28 (2012), Heft1, S. 453–471. <https://doi.org/10.1193/1.4000032>
- [98] Kahle, D.: *Bauvorschriften für die Stadt Zagreb im Zeitraum zwischen 1850 und 1918*. In: Prostor 12 (2004), H. 2, S. 203–214.
- [99] OIB: *OIB - Richtlinie 1: Festlegung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von bestehenden Tragwerken*. Österreichisches Institut für Bautechnik, 2019.
- [100] Huang, B Lu, W.: *Evaluation of the Floor Acceleration Amplification Demand of Instrumented Buildings*. In: Advances in Civil Engineering (2021), Article ID 7612101, S. 20. <https://doi.org/10.1155/2021/7612101>
- [101] Miranda, E. & Taghavi, S.: *A comprehensive study of floor acceleration demands in Multi-story buildings*. In: Proceedings of the ATC SEI Conference on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures (2009), San Francisco, USA, S. 616–626.
- [102] Adam, C. & Heuer, R.: *Experimentelle Untersuchungen von erdbebenerregten elastoplastischen Tragwerksmodellen mit Sekundärkonstruktionen*. Vortragsband der Dreiländertagung D-A-CH, 1999.

- [103] Hueber, F.: *Farbgestaltung historischer Fassaden in Wien*. Studie für Magistratsabteilung 19 der Stadt Wien, 2005.
- [104] Bauer, P. & Kern, E.: *Über die Kompensation von Schubwänden in Wiener Gründerzeithäusern – Allgemeine Grundlagen*. Wien, Fachgruppe Bauwesen der LK W/Nö/Bgld, Ausgabe 2013.
- [105] ÖNORM B 1996-3: *Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten*. ON, Ausgabe Juli 2016.
- [106] ÖNORM EN 772-1: *Prüfverfahren für Mauersteine - Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit*. ON, Ausgabe Dezember 2015.
- [107] ÖNORM EN 998-2: *Festlegungen für Mörtel im Mauerwerksbau - Teil 2: Mauermörtel*. ON, Ausgabe Jänner 2017.
- [108] ÖNORM EN 1996-1-1: *Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten*. ON, Ausgabe Januar 2013.
- [109] ÖNORM B 1996-1-1: *Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten*. ON, Ausgabe Juli 2016.
- [110] ÖNORM B 1991-1-1: *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke*. ON, Ausgabe Dezember 2020.
- [111] FEMA-254: *Seismic Retrofit Incentive Programs: A Handbook for Local Governments*. Federal Emergency Management Agency, 1994.
- [112] Lu, S.: *Mauerwerk und Erdbeben – Bemessungsansätze, aktuelle Forschung und Normungslage in Europa*. In: Jäger, W. (Hrsg.): *Mauerwerk-Kalender 2010*. Ernst Sohn, Berlin, 2010, S. 225–242.
- [113] ÖNORM B 4008-1: *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Tragwerke*. ON, Ausgabe Oktober 2018.
- [114] Abrihan, C.: *Dekorative Fassadenelemente in der Gründerzeit zwischen 1840 und 1918 – Gestaltungsgrundsätze*. Werkstattbericht Nr. 133 der Stadtentwicklung und Stadtplanung Wien. Wien, 2013.
- [115] Kolbitsch, A.: *Erhaltung und Ertüchtigung von Hochbauten*. TU Verlag, Wien, 2018.
- [116] Pech, A.: *Ziegel im Hochbau – Theorie und Praxis*. 2. Auflage, Birkhäuser Verlag, Basel, 2018.
- [117] Achs, G. & Adam, C.: *Abschätzung der globalen Steifigkeitsänderung von Gründerzeithäusern zufolge bautechnischer Maßnahmen auf Grundlage von in-situ Versuchen*. In: Achs, G.; Adam, C.; Bekö, A. et al.: *Erdbeben im Wiener Becken*, Wien, Grasl Druck & Neue Medien GmbH, 2011, S. 385–424.
- [118] Norda, H.: *Beitrag zum statischen nichtlinearen Erdbebennachweis von unbewehrten Mauerwerksbauten unter Berücksichtigung einer und höherer Modalformen*. Aachen, Rheinisch-Westfälische Hochschule, Dissertation, 2012.
- [119] Gellert, C.: *Nichtlinearer Nachweis von unbewehrten Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung*. Aachen, Rheinisch-Westfälische Hochschule, Dissertation, 2010.

- [120] Furtmüller, T. & Adam, C.: *Numerische Modellierung des nichtlinearen Verhaltens von Mauerwerk in Gründerzeithäusern unter Normalkraft und Schub*. In: Achs, G.; Adam, C.; Bekö, A. et al.: *Erdbeben im Wiener Becken*, Wien, Grasl Druck & Neue Medien GmbH, 2011, S. 119–176.
- [121] ÖNORM EN 338: *Bauholz für tragende Zwecke – Festigkeitsklassen*. ON, Ausgabe Juni 2016.
- [122] ÖNORM EN 1992–1–1: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1–1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. ON, Ausgabe Februar 2015.