

Entwicklung eines Ingenieurmodells zur
Beurteilung der out-of-plane-Tragfähigkeit von einachsigen
spannenden unbewehrten Mauerwerkswänden unter
Erdbebeneinwirkung

Vom Fachbereich Bauingenieurwesen der
Technischen Universität Kaiserslautern
zur Verleihung des akademischen Grades

DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)

genehmigte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Moritz Johannes Lönhoff

aus Altdorf bei Nürnberg

Tag der mündlichen Prüfung: 26.01.2021

Dekan: Prof. Dr.-Ing. Hamid Sadegh-Azar

Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. Hamid Sadegh-Azar
Prof. Dr.-Ing. Christian Glock

Kaiserslautern 2021

D386

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Fachgebiet Statik und Dynamik der Tragwerke der Technischen Universität Kaiserslautern. Für die Finanzierung durch das AiF-Forschungsprojekt „Entwicklung eines wirklichkeitsnahen Bemessungskonzepts der out-of-plane-Tragfähigkeit von unbewehrten Mauerwerkswänden zur Reduktion von Konservativitäten“ durch das Bundesministerium für Wirtschaft und Energie bedanke ich mich.

Mein herzlichster Dank gilt Herrn Professor Hamid Sadegh-Azar für die Übernahme des Hauptreferats, die Möglichkeiten zur Forschung an meinem Thema sowie die interessanten und lehrreichen Projekte, die ich in meiner Zeit am Fachgebiet bearbeiten durfte. Das mir entgegengebrachte Vertrauen und die damit verbundene wissenschaftliche Freiheit habe ich jederzeit sehr geschätzt. All das hat wesentlich zu meiner wissenschaftlichen und persönlichen Entwicklung beigetragen.

Herrn Professor Christian Glock danke ich herzlich für die Übernahme des Korreferats. Seine Verbesserungsvorschläge haben einen großen Beitrag zur Qualität dieser Arbeit geleistet.

Herrn Professor Karsten Körkemeyer danke ich für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes.

Vielen Dank auch an alle Kollegen, Hiwis und Masteranden am Fachgebiet Statik und Dynamik der Tragwerke für die gute Zusammenarbeit, insbesondere Christian Dobrowolski und Lukas Helm. Besonderer Dank gilt meinen Kollegen und Freunden Sandro Zwecker, Arthur Feldbusch und Pascal Distler für das Korrekturlesen, die vielen spannenden wissenschaftlichen und außerwissenschaftlichen Diskussionen und die schöne Zeit am Lehrstuhl. Ebenfalls bedanken möchte ich mich bei Benedikt Kohlhaas, Wolfgang Dornisch und Florian Kieser, die mir den Weg in die Wissenschaft schmackhaft gemacht haben.

Ein ganz besonderer Dank gilt meiner Frau Ariane, unseren Töchtern Lina und Fiona und meinen Eltern für ihr Vertrauen und ihre Unterstützung. Schließlich danke ich meiner Schwester und all meinen Freunden für ihre Unterstützung und die manchmal nötige Ablenkung.

Abstract

In addition to the vertical and horizontal load-bearing in-plane, masonry must also withstand out-of-plane loads that occur in earthquake scenarios. The out-of-plane behavior of unreinforced masonry walls depends on the combination of stone and mortar used and is very complex due to the strong non-linearity. Current design methods in German codes have not been explicitly developed for out-of-plane behavior and contain considerable conservatism. Detailed investigations on typical types of masonry used in Germany do not yet exist.

In the present work, the out-of-plane behavior of vertical spanning unreinforced masonry walls was investigated analytically and experimentally. The aim was the development of a model to describe the out-of-plane rocking behavior of masonry walls.

The existing methods from literature and standards for the determination of the out-of-plane bearing capacity were analyzed. The essential influencing factors were identified by comparison with non-linear, numerical simulations. These factors were verified experimentally in subsequent shaking-table experiments with heat-insulating brickwork and autoclaved aerated concrete masonry.

One essential parameter was the vertical stiffness at the wall head, which exists due to frames, beams or slabs above. Since this parameter cannot be taken into account in existing methods, an analytical model was derived which, among others, takes this parameter into account.

In subsequent tests, the developed model was verified and further investigations on the rocking and damping behavior were carried out.

In final sensitivity and correlation analyses, the relationship between earthquake parameters and wall displacement was investigated. On this basis, a design model for the considered masonry walls was proposed.

Kurzfassung

Mauerwerk muss neben dem vertikalen und horizontalen Abtrag von Lasten in der Ebene auch Lasten rechtwinklig zur Ebene (out-of-plane), z.B. infolge Erdbeben, standhalten. Das out-of-plane Verhalten von unbewehrten Mauerwerkswänden ist abhängig von der verwendeten Stein-Mörtel-Kombination und ist auf Grund der starken Nichtlinearität sehr komplex. Aktuelle Bemessungsverfahren in der deutschen Normung sind nicht explizit für das out-of-plane Verhalten entwickelt und enthalten zum Teil erhebliche Konservativitäten. Detaillierte Untersuchungen zu in Deutschland typischen Mauerwerksarten existieren bisher nicht.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde das out-of-plane Verhalten von einachsig spannenden unbewehrten Mauerwerkswänden analytisch und experimentell untersucht. Ziel war die Entwicklung eines Modells zur Beschreibung des out-of-plane Schwingverhaltens von Mauerwerkswänden.

Die bestehenden Verfahren zur Bestimmung der out-of-plane Tragfähigkeit aus Literatur und Normung wurden analysiert. Durch den Vergleich mit nichtlinearen, numerischen Simulationen wurden die wesentlichen Einflussfaktoren identifiziert. In anschließenden Rütteltisch-Versuchen mit wärmedämmendem Ziegelmauerwerk und Porenbetonmauerwerk wurden diese Faktoren experimentell verifiziert.

Als einen wesentlichen Parameter hat sich dabei die vertikale Steifigkeit am Wandkopf infolge darüber liegenden Rahmen, Unterzügen oder Decken herausgestellt. Da diese in bisherigen Verfahren nicht berücksichtigt werden können, wurde ein Ingenieurmodell hergeleitet, welches unter anderem diesen Parameter berücksichtigt.

In nachfolgenden Versuchen wurde das entwickelte Modell verifiziert und weitere Untersuchungen zum Schwing- und Dämpfungsverhalten durchgeführt.

In abschließenden Sensitivitäts- und Korrelationsanalysen wurde der Zusammenhang zwischen Erdbebenparametern und Verschiebung der Wand untersucht. Auf dieser Basis wurde ein Bemessungsmodell für die betrachteten Mauerwerkswände vorgeschlagen.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Motivation.....	1
1.2	Stand der Forschung	3
1.3	Ziel der Arbeit.....	7
1.4	Zugrundeliegendes Forschungsvorhaben	7
1.5	Aufbau der Arbeit.....	7
2	Stand von Wissenschaft und Technik.....	9
2.1	Methoden zur Bestimmung der out-of-plane Tragfähigkeit.....	11
2.1.1	Wissenschaftliche Verfahren	11
2.1.2	Deutsche Normen und Richtlinien	25
2.1.3	Internationale Normen und Richtlinien.....	30
2.2	Zusammenfassung	35
3	Analytische und numerische Voruntersuchungen.....	36
3.1	Adaption der Modelle	36
3.1.1	DIN EN 1996.....	36
3.1.2	KTA 2201.3.....	37
3.1.3	Paulay und Priestley	37
3.1.4	Doherty und Griffith.....	38
3.2	Anwendung der analytischen Modelle	40
3.3	Nichtlineare dynamische Finite-Elemente-Berechnung	42
3.3.1	Entwicklung des numerischen Modells.....	42
3.3.2	Ergebnisse der nichtlinearen dynamischen Finite-Elemente-Berechnung	45
3.4	Zusammenfassung	47
4	Experimentelle Untersuchungen.....	49
4.1	Versuchskonzept und Entwurf des Versuchsstandes.....	49
4.1.1	Anforderungen	50
4.1.2	Rütteltisch	51
4.1.3	Entwurf.....	52
4.2	Anregung	56
4.3	Messtechnik	58
4.4	Rütteltischversuche mit Ziegelmauerwerkswänden.....	60
4.4.1	Versuchskörper.....	60
4.4.2	Ziegel MZ70 2,50 m x 0,24 m – Versuchsreihe 1 (MZ70v1).....	62
4.4.2.1	Versuchsbeschreibung	62

4.4.2.2	Versuchsergebnisse	64
4.4.2.3	Analytische Auswertung	67
4.4.3	Ziegel MZ70 2,50 m x 0,24 m – Versuchsreihe 2 (MZ70v2).....	68
4.4.3.1	Versuchsbeschreibung	68
4.4.3.2	Versuchsergebnisse	70
4.4.3.3	Analytische Auswertung	73
4.4.4	Zusammenfassung Ziegelmauerwerkversuche	76
4.5	Rütteltischversuche mit Porenbetonsteinmauerwerkswänden	77
4.5.1	Versuchskörper.....	77
4.5.2	Versuchsstand.....	78
4.5.3	Porenbetonsteinwand 1,50 m x 0,10 m – Versuchsreihe 1 ohne vertikale Steifigkeit am oberen Auflager (PBoFv1).....	79
4.5.3.1	Versuchsbeschreibung	79
4.5.3.2	Versuchsergebnisse	79
4.5.3.3	Analytische Auswertung	82
4.5.4	Porenbetonsteinwand 1,50 m x 0,10 m – Versuchsreihe 2 mit vertikaler Steifigkeit am oberen Auflager (PBmFv2).....	83
4.5.4.1	Versuchsbeschreibung	83
4.5.4.2	Versuchsergebnisse	84
4.5.4.3	Analytische Auswertung	85
4.5.5	Analytische Auswertung mittels EMS unter Verwendung einer aus Versuchen hergeleiteten Kraftverformungsbeziehung	86
4.5.5.1	Bestimmung der Eigenfrequenzen mittels Continuous Wavelet Transformation	87
4.5.5.2	Bestimmung der Dämpfung.....	89
4.5.5.3	Bestimmung der Kraftverformungsbeziehung und Anwendung auf nichtlinearen EMS	89
4.5.6	Zusammenfassung Porenbetonsteinmauerwerkswände	91
4.6	Zusammenfassung	92
5	Entwicklung eines Ingenieurmodells zur Beurteilung der out-of-plane-Tragfähigkeit	93
5.1	Entwicklung des Ingenieurmodells.....	94
5.1.1	Herleitung der Gleichungen zur analytischen Bestimmung der Kraftverformungsbeziehung	94
5.1.1.1	Grundlagen.....	94
5.1.1.2	Berechnung der Knickhöhe	95
5.1.1.3	Bestimmung der Kontaktbedingungen an Wandfuß, Wandkopf und Knick... ..	97

5.1.1.4	Berücksichtigung der vertikalen Federsteifigkeit am Wandkopf	101
5.1.1.5	Geometrische Beziehungen	103
5.1.1.6	Berücksichtigung der Druckfestigkeit der Steine	107
5.1.1.7	Bestimmung der inneren und äußeren Arbeit.....	108
5.1.2	Idealisierung zum Einmassenschwinger.....	109
5.1.2.1	Herleitung der Bewegungsgleichung.....	109
5.1.2.2	Untersuchung des Einflusses der veränderlichen Massenverteilung	114
5.2	Verifikation des Ingenieurmodells	115
5.3	Generische Beispiele	120
5.4	Zusammenfassung	124
6	Untersuchungen zur Dämpfung	126
6.1	Stand von Wissenschaft und Technik.....	126
6.2	Ausschwingversuche	127
6.3	Auswertung der Ausschwingversuche	130
6.4	Analytische Beschreibung der Dämpfung.....	132
6.4.1	Grundlagen	132
6.4.2	Anwendung auf die Ausschwingversuche	135
6.5	Zusammenfassung	138
7	Anwendung des nichtlinearen Einmassenschwingers	139
7.1	Schwingversuche.....	139
7.1.1	Schwingversuche ohne vertikale Steifigkeit.....	140
7.1.2	Schwingversuche mit vertikaler Steifigkeit.....	145
7.2	Rütteltischversuche mit Porenbetonsteinwänden	147
7.3	Zusammenfassung	148
8	Sensitivitätsanalyse und Korrelationsuntersuchung.....	149
8.1	Sensitivitätsanalyse	149
8.1.1	Einfluss der Kontaktsteifigkeit.....	150
8.1.2	Einfluss der vertikalen Steifigkeit am Wandkopf.....	151
8.1.3	Einfluss der Dämpfung	151
8.1.4	Einfluss durch künstlich erzeugte Erdbebenzeitverläufe	152
8.2	Korrelationsanalyse	153
8.2.1	Bodenerschütterungsparameter	154
8.2.2	Grundlagen der Korrelationsanalyse	156
8.2.3	Ergebnisse der Korrelationsanalyse	157
8.3	Zusammenfassung	159
9	Vereinfachtes Bemessungskonzept zur Bestimmung der out-of-plane Tragfähigkeit... 160	

9.1	Beschreibung des Bemessungskonzepts	160
9.2	Anwendung des Bemessungsmodells	165
9.3	Zusammenfassung	168
10	Zusammenfassung.....	169
11	Ausblick.....	171
A	Anhang.....	172
A.1	Vergleich der Kraftverformungslinie mit entwickeltem Modell und den Versuchen von Derakhshan et al.	172
A.2	Beschleunigungszeitverläufe der Schwingversuche ohne vertikale Steifigkeit.....	173
A.3	Vergleich der Verformungsantworten aus EMS und Versuch.....	175
A.4	Antwort für unterschiedliche Kontaktsteifigkeiten und Dämpfungen	176
A.5	Beschleunigungszeitverläufe der Schwingversuche mit vertikaler Steifigkeit	176
A.6	Zeitverläufe und Spektren der künstlichen Erdbebenzeitverläufe	177
A.7	Korrelationskoeffizienten.....	180
A.8	Vorhersagegenauigkeit und Verteilung für Erdbeben die zu Verformungen >5 mm führen	183
A.9	Wandkonfigurationen	184
	Abbildungsverzeichnis.....	185
	Tabellenverzeichnis.....	193
	Literaturverzeichnis	194

1 Einleitung

1.1 Motivation

Mauerwerksbau ist eine der traditionsreichsten Bauweisen und wird auf Grund seiner einfachen und kostengünstigen Herstellung sowie der guten Trageigenschaften seit Jahrtausenden überall auf der Welt angewendet. Während historisch vor allem Natursteine zum Einsatz kamen, haben sich in den Industrieländern, insbesondere in Deutschland, die eingesetzten Steine in den letzten Jahrzehnten stark weiterentwickelt. Die immer höheren Anforderungen an die Energieeffizienz von Gebäuden führen dazu, dass das Mauerwerk nicht nur den Lastabtrag, sondern auch die thermische und akustische Isolierung übernimmt. Während dies schon seit längerer Zeit durch die Kombination von unterschiedlichen Steintypen in lastabtragende Innenwände und isolierende Vorwandschalen umgesetzt wird, werden seit einigen Jahren Steine entwickelt, die diese Eigenschaften kombinieren. Hierbei kommen einerseits Lösungen, welche die im Stein eingeschlossene Luft zur Dämmung ausnutzen und andererseits Lösungen, die Kombinationen unterschiedlicher Materialien verwenden zum Einsatz. Die Hohlkammern der Steine können zusätzlich mit dämmenden Materialien wie z.B. Steinwolle gefüllt werden.

Die Weiterentwicklung der Steintypen ermöglicht weiterhin den vielseitigen Einsatz von Mauerwerk. In Deutschland werden heute (Stand 2017) über 70 % der Wohngebäude aus Mauerwerk hergestellt. Bei Nichtwohngebäuden beträgt der Anteil von Gebäuden aus Mauerwerk ca. 25% [1].

Das Mauerwerk übernimmt dabei hauptsächlich den Abtrag der vertikalen Lasten. Aber auch horizontale Lasten aus Wind und Erdbeben müssen durch Schubwände abgetragen werden. Neben dem Einsatz von Mauerwerk als tragende Struktur wird es auch zur Ausfachung von Stahlbetonrahmenstrukturen verwendet. Hierbei übernimmt die Stahlbetonstruktur den Abtrag der vertikalen und horizontalen Lasten. Die Ausfachung dient hierbei der räumlichen Trennung sowie der thermischen und akustischen Dämmung des Gebäudes. In Industrieanlagen kommt Mauerwerk ebenfalls häufig als Ausfachung zum Einsatz, da es schnell und einfach, ohne Schalarbeiten und Aushärtezeit angewendet werden kann.

Während Mauerwerk durch seine hohe Druckfestigkeit sehr gute Eigenschaften zum Abtrag vertikaler Lasten aufweist, ist die Tragfähigkeit gegen horizontale Belastungen, z.B. infolge Erdbeben, durch die geringe Zugfestigkeit und das spröde Verhalten gering. Bei horizontalen Belastungen muss dabei in zwei unterschiedliche Belastungsrichtungen unterschieden werden (**Abbildung 1.1**). Während die Tragfähigkeit in der Ebene (in-plane) insbesondere bei tragendem Mauerwerk ausgenutzt und angesetzt wird, spielt die Tragfähigkeit aus der Ebene (out-of-plane) eine untergeordnete Rolle und wird häufig nicht beachtet. Durch die Trägheit des Mauerwerks entstehen durch die Erdbebenanregung jedoch große Lasten rechtwinklig zur Ebene. Diese out-of-plane-Lasten müssen durch das Mauerwerk aufgenommen werden, ohne, dass ein Versagen der Wand auftritt. In Realität tritt immer eine Kombination der beiden Belastungsrichtungen auf.

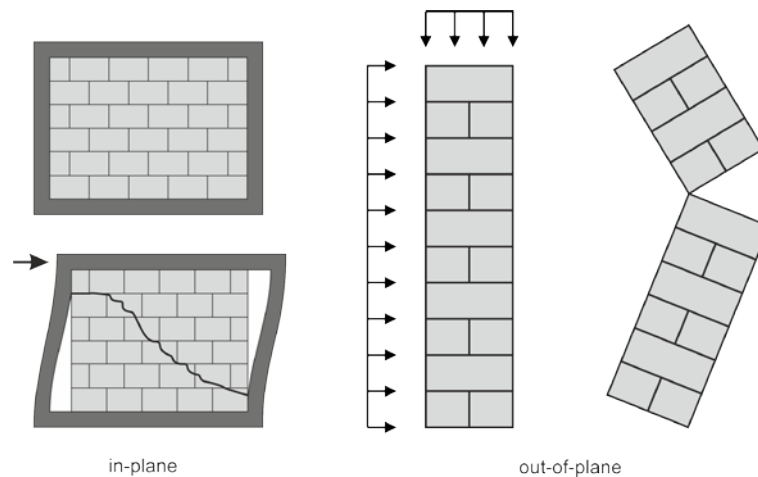


Abbildung 1.1: In-plane und out-of-plane Versagensformen

Insbesondere bei Ausfachungsmauerwerk, das nicht für den Abtrag von Lasten vorgesehen ist, ergibt sich durch die fehlende Auflast, welche die out-of-plane Tragfähigkeit begünstigt, eine hohe Anfälligkeit bei Erdbebenbelastungen. Zwar entstehen durch das Versagen von Ausfachungsmauerwerk keine Stabilitätsprobleme für die Gesamtstruktur, der wirtschaftliche Verlust durch Schaden an sekundären Strukturen übersteigt jedoch häufig den der strukturellen Schäden [2]. In Industrieanlagen müssen zudem sicherheitsrelevante Anlagenteile (z.B. Rohrleitungen in kerntechnischen Anlagen) vor herabfallenden Trümmern geschützt werden und somit die Standsicherheit von Ausfachungsmauerwerk unter Erdbebenlasten gewährleistet sein. Die out-of-plane Tragfähigkeit wird dabei von den Eigenschaften des Mauerwerks und der Geometrie der Wand sowie den Randbedingungen und den umliegenden Strukturen beeinflusst [3–6].

Die Belastungen, die infolge Erdbeben angesetzt werden müssen, sind seit ihrer Einführung im Jahr 2005 in der deutschen Norm DIN 4149 [7] geregelt. In den erdbebengefährdeten Regionen Deutschlands (**Abbildung 1.2a**) sind seither Nachweise zur Standsicherheit bei Erdbeben zu führen. Nachweismethoden für die Tragfähigkeit von Mauerwerkswänden rechtwinklig zur Ebene finden sich für Deutschland in den europäischen Normen und DIN EN 1998 [8] und DIN EN 1996 [9] sowie der Richtlinie des kerntechnischen Ausschuss KTA 2201.3 [10]. Die Nachweisführung basiert dabei auf vereinfachten Modellen und dem Ansatz der Spitzenbodenbeschleunigung (PGA), welche in der aktuellen europäischen Norm DIN EN 1998 [11], die jedoch noch nicht bauaufsichtlich eingeführt wurde, festgelegt sind. Dynamische Effekte werden in den Nachweismethoden nicht beachtet, da es sich um quasi-statische, kraftbasierte Verfahren handelt. Die tatsächlichen Randbedingungen werden dabei ebenfalls nicht oder nur vereinfacht berücksichtigt. Experimentelle Untersuchungen haben jedoch bereits gezeigt, dass durch Erdbeben angeregte Mauerwerkswände Beschleunigungen aushalten, die weit über den mit quasi-statischen Verfahren berechneten Kapazitäten liegen [12–15].

Mit der geplanten bauaufsichtlichen Zulassung des neuen nationalen Anhangs der DIN EN 1998-1 werden ebenfalls neue Erdbebengefährdungskarten für Deutschland gültig (**Abbildung 1.2b**), welche die in der Bemessung und Beurteilung von Bauwerken anzusetzenden Beschleunigungen weiter erhöhen.

In Verbindung mit den vereinfachten, zum Teil konservativen Nachweismethoden in der Normung wird hierdurch eine wirtschaftliche Nachweisführung weiter erschwert. Dies kann in Regionen mit erhöhter Erdbebengefährdung zum Einsatz von alternativen Baumaterialien im

Neubau oder zum Austausch bestehender Mauerwerksstrukturen führen. Auch der Einsatz kostenintensiver Verstärkungsmaßnahmen, z.B. durch den Einbau von Stahlprofilen vor die Mauerwerkswand, findet in der Praxis Anwendung, wenn die Erdbebennachweise nicht erfüllt werden. Dies kann eine erhebliche wirtschaftliche Belastung zur Folge haben sowie zu einem sinkenden Einsatz von Mauerwerk in Deutschland führen.

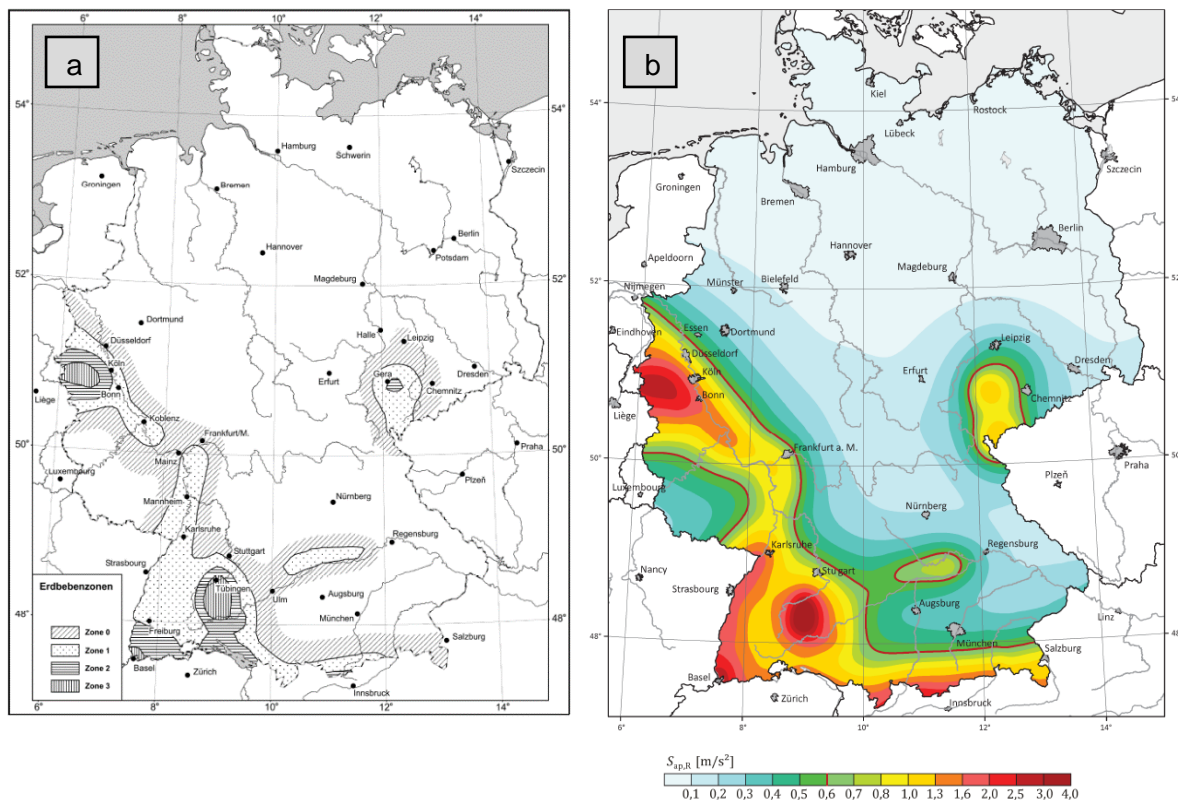


Abbildung 1.2: Erdbebenezonen nach a) altem [16] und b) neuem [17] nationalen Anhang der DIN EN 1998-1

1.2 Stand der Forschung

Das Verhalten von Mauerwerk senkrecht zur Ebene war bereits zu Beginn des 19. Jahrhunderts Gegenstand erster Untersuchungen (**Abbildung 1.3**) und wird seitdem in Forschungsprojekten weltweit analysiert. Insbesondere in den letzten Jahren wird, ausgelöst durch starke Schäden infolge Erdbeben (L’Aquila 2009 [18, 19], Christchurch 2011 [20]), verstärkt auch das out-of-plane Verhalten von Mauerwerk in detaillierten analytischen und experimentellen wissenschaftlichen Studien untersucht. Durch die große Vielfalt von Mauerwerk, den inhomogenen Aufbau und das komplexe dynamische Verhalten sind jedoch noch immer viele Fragen bzgl. der seismischen out-of-plane Tragfähigkeit von Mauerwerk offen.

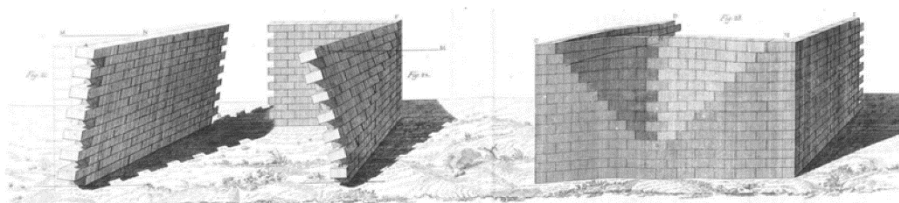


Abbildung 1.3: Versagensmechanismen nach Rondelet [21]

Bereits 1971 wurden in [22] Versuche mit senkrecht zu ihrer Ebene belasteten Mauerwerkswänden durchgeführt. Hierzu wurden 2,40 m hohe Wände aus Beton- und Ziegelsteinen mit unterschiedlichen axialen und horizontalen Belastungen statisch getestet. Die horizontale Belastung wurde mittels Airbags aufgebracht. In den Versuchen wurde der Einfluss der axialen Auflast und der Schlankheit auf die out-of-plane Tragfähigkeit analysiert. In Untersuchungen des ABK Konsortiums [13] wurden im Jahr 1981 Mauerwerkswände aus Beton- und Ziegelsteinen mit unterschiedlichen Schlankheitsgraden dynamisch getestet. Am Wandkopf wurden zusätzliche Massen installiert, um darüber liegende Strukturen abzubilden. Es wurde festgestellt, dass die Wände auch nach Aufreißen auf halber Höhe stabil blieben und damit höhere Lasten aufnehmen konnten als nach elastischer Theorie berechnet. Die Untersuchungen führten nach [23] zu den Regelungen zu zulässigen Schlankheitsgraden in der amerikanischen Norm ASCE 41 [24].

Von Dawe und Seah wurden im Jahr 1989 [4] zweiachsig spannende Ausfachungsmauerwerkswände aus Betonhohlsteinen durch Aufbringen einer gleichmäßig verteilten Last in Querrichtung untersucht. Die Last wurde statisch mit Hilfe von Airbags in kleinen Lastschritten aufgebracht. Variiert wurde der Aufbau durch unterschiedliche Mauerwerksdicken und durch unterschiedliche Lagerungsbedingungen. Zusammenfassend wurde festgehalten, dass das Mauerwerk zunächst ein Biegeverhalten aufweist, bis die aufnehmbare Zugspannung in der Wand überschritten ist. Daraufhin stellt sich die Gewölbewirkung der Wand ein. Dabei wurde festgestellt, dass unter anderem die Verformungseigenschaften des Rahmens die Tragfähigkeit der Wand beeinflussen. Auf Grundlage dieser Versuche entwickelten Dawe und Seah eine empirische Methode zur Bestimmung der out-of-plane-Kapazität die auf der Bogentragwirkung des Mauerwerks basiert. Es wird hierbei davon ausgegangen, dass die Wand an allen vier Seiten gelagert ist. Einfluss haben neben den geometrischen Größen und Materialeigenschaften des Mauerwerks auch die Steifigkeiten des umliegenden Rahmens.

Von Paulay und Priestley wurde 1992 [14] eine energiebasierte Methode zur Bemessung und Beurteilung der out-of-plane-Kapazität von tragenden Mauerwerkswänden in Bauwerken mit steifen Geschosdecken vorgestellt. Die Wand wird hierfür in zwei gleich große starre Scheiben unterteilt und ein Knicken auf mittlerer Höhe angenommen. Die Wand wird dabei durch eine konstante horizontale Last belastet, die aus der maximalen Bodenbeschleunigung (PGA) und den Trägheitskräften der Wand ermittelt wird. Dabei wird eine klaffende Fuge zugelassen und es wird angenommen, dass lediglich Druckkräfte zwischen den beiden starren Scheiben übertragen werden.

In [25] wurden 1994 acht unbewehrte zweiachsig spannende Ausfachungsmauerwerkswände aus Beton- und Ziegelsteinen untersucht. Die Wände mit unterschiedlichen Schlankheitsgraden wurden zunächst in der Ebene und anschließend senkrecht zur Ebene belastet. Dabei wurde der Einfluss der Schädigung durch in-plane Belastung auf das out-of-plane-Tragverhalten analysiert. Auch der Einfluss von Verstärkungsmaßnahmen nach der Schädigung auf die out-of-plane-Tragfähigkeit wurde untersucht. Insgesamt konnte gezeigt werden, dass die Schwächung des Mauerwerks infolge einer in-Plane-Belastung hoch ist. Bei hohen Wandschlankheitsgraden wird die out-of-plane-Tragfähigkeit durch eine Vorschädigung halbiert. Verstärkungsmaßnahmen können zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit um den Faktor fünf führen. Im Rahmen der Untersuchungen wurde ein analytisches Modell vorgestellt, welches auf der Bogentragwirkung eines Wandstreifens der oben und unten gehalten wird sowie auf experimentellen Ergebnissen basiert. Die Wand wird dabei in zwei Scheiben unterteilt, in denen sich beim Verdrehen axiale Druckstreben ausbilden. Die out-of-plane-Tragfähigkeit wird dann durch Auflösen des Kräftegleichgewichts von Horizontallasten und den

horizontalen Anteilen der Druckstreben unter Berücksichtigung eines Druckversagens des Mauerwerks bestimmt. Darüber hinaus können im Modell die Auswirkungen von in-plane-Schäden auf die Out-of-Plane-Kapazität angesetzt werden.

Flanagan und Bennett untersuchten im Jahr 1999 [26] vorhandene analytische Methoden zur Bestimmung der Kapazität von Ausfachungsmauerwerk. Sie verglichen die Verfahren durch Anwendung auf 36 experimentelle Versuche aus eigenen Untersuchungen sowie der Literatur. Die Versuche erfolgten alle statisch und ohne Einwirkung einer Auflast. Der Vergleich zeigte, dass die analytische Methode von Dawe und Seah die besten Ergebnisse liefert. Flanagan und Bennett vereinfachten die Methode und passten sie an die zusätzlich untersuchten Versuche an.

Dafnis [3] untersuchte im Jahr 2002 den Einfluss der Verbindung des Wandkopfes mit dem darüber liegenden Bauteil auf die out-of-plane-Tragfähigkeit von unbewehrten Mauerwerkswänden. Die Fuge am Wandkopf wurde dafür komplett, lückenhaft, teilweise oder gar nicht vermörtelt. Die Wände wurden auf einem Rütteltisch mit Erdbebenzeitverläufen belastet. Die horizontalen Kräfte wurden am Wandkopf dabei nicht über zusätzliche Maßnahmen in die Wand übertragen, sodass der Kraftübertrag lediglich von der Reibung abhängt. In den Untersuchungen wurde festgestellt, dass die volle und teilweise Vermörtelung zu keinen unterschiedlichen Ergebnissen führt. Bei zu großen Lücken zwischen Wand und darüber liegendem Bauteil konnte sich jedoch keine Bogentragwirkung ausbilden und die Tragfähigkeit wurde signifikant reduziert.

In den Jahren 2000 bis 2004 wurden von Griffith, Doherty und anderen [12, 27–30] experimentelle Untersuchungen zum Out-of-Plane-Verhalten von unbewehrten Mauerwerkswänden durchgeführt. Dabei wurden sowohl statische als auch dynamische Experimente ausgeführt. Die einachsig gespannten Mauerwerkswände wurden dabei harmonischen und impulsartigen Belastungen, sowie echten Erdbebenzeitverläufen ausgesetzt. Aus den Untersuchungen konnte gefolgert werden, dass ein Versagen durch Stabilitätsverlust nicht maßgeblich durch Beschleunigungen, sondern durch Verschiebungen bestimmt wird. Es konnte zudem gezeigt werden, dass das durch statische Tests ermittelte Kraftverformungsverhalten genügt, um das dynamische Verhalten ausreichend genau abzubilden. Ergebnis dieser Untersuchungen war ein Modell, welches auf einer Vereinfachung der Wand in zwei starre Scheiben und der sich daraus ergebenden Starrkörperbewegung durch eine virtuelle Auslenkung der Wandmitte basiert. Durch Aufstellen des Arbeitssatzes werden die Gleichgewichtsbedingungen bestimmt und die maximal aufnehmbare Beschleunigung ermittelt. Der Zustand der Knickfuge wird dabei durch experimentell bestimmte Parameter berücksichtigt. Zudem kann hieraus eine Kraftverformungsbeziehung ermittelt und für die Idealisierung des Systems als Einmassenschwinger verwendet werden.

In den Versuchen von Simsir et al. [31] wurde 2004 der Einfluss der Deckenflexibilität auf das dynamische Out-of-Plane-Verhalten von tragenden Mauerwerkswänden untersucht. Hierfür wurden senkrecht zueinanderstehende Wände durch eine Feder, die die Steifigkeit der Decke abbildet, miteinander verbunden. Die Wände konnten zusätzlich mit einer Auflast belastet werden. Die Belastung der Wände aus Betonhohlsteinen im Maßstab 1:2 erfolgte auf einem Rütteltisch mit echten Erdbebenzeitverläufen. Die Versuche zeigten, dass Wände mit steifen, ebenso wie mit flexiblen Decken Beschleunigungen über 1g ohne Kollaps überstanden. Es zeigte sich zudem, dass bei weichen Deckenkonstruktionen und geringer Auflast die Verformungen in den Wänden signifikant höher waren.

In den Untersuchungen von Meisl et al. [32] wurde der Einfluss der Verbindung am oberen Ende der Wand auf die Out-of-Plane-Tragfähigkeit von zwei Ziegel-Mauerwerkswänden untersucht. Des Weiteren wurde in numerischen Analysen der Einfluss von unterschiedlichen

Bodenklassen auf das Tragverhalten der Wände untersucht. Dabei konnte gezeigt werden, dass die Verbindung am oberen Ende der Wand nur einen geringen Einfluss hat, während der Boden maßgeblich das Tragverhalten beeinflusst. Die Versagenswahrscheinlichkeit von Mauerwerkswänden in Gebäuden auf weichen Böden ist deutlich höher als in Gebäuden auf steifem Grund.

In den experimentellen Untersuchungen von Dazio [5] wurden ebenfalls verschiedene Einflussfaktoren auf die Out-of-Plane-Tragfähigkeit untersucht. Hier wurden insbesondere die Lagerungsbedingungen an Wandkopf und -fuß, sowie die Auflast variiert und deren Einfluss auf die Tragfähigkeit untersucht, da diese in Normen nicht korrekt berücksichtigt werden. Dabei wurde der Verdrehfreiheitsgrad sowie die vertikale Lagerung am Wandkopf sowohl frei als auch mit einer Federsteifigkeit untersucht. Zudem wurde der Einfluss einer exzentrischen Lasteinleitung untersucht. In den Versuchen zeigte sich, dass die einfach gelagerte Wand eine große Verformungskapazität aufweist, während Wände mit einer Auflast geringere Verformungen aufweisen und plötzlich versagen. Eine exzentrisch wirkende Auflast kann die aufnehmbaren Lasten deutlich reduzieren und muss gegebenenfalls berücksichtigt werden.

In [33, 34] werden Ergebnisse von Großversuchen an einem Mauerwerksgebäude im Maßstab 1:2, die am EUCENTRE in Pavia im Rahmen des EU-Forschungsprojekts INSYSME (Innovative Systems for Earthquake Resistant Masonry Enclosures in Reinforced Concrete buildings) durchgeführt wurden, vorgestellt. Das vierstöckige Gebäude bestand aus in-plane und out-of-plane Mauerwerkswänden sowie Stahlbetonschubwänden. Bei der Auswertung der Versuchsergebnisse wurde festgestellt, dass die Auflagerbedingungen einen erheblichen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Wände haben. Da es unter großen Belastungen zu einem Abheben der Decken kam, ist die häufige Annahme der Lagerung sowie der vertikalen Auflast nicht zwangsläufig über den gesamten Zeitverlauf korrekt. Die größten out-of-plane Verformungen wurden während des Abhebens der Decken gemessen, da die Gewölbewirkung aufgrund der fehlenden Auflast nicht vorhanden war.

In Versuchen von Derakhshan et al. [35–37] wurden Wände mit unterschiedlichen Schlankheitsgraden durch quasi-statische Airbag-Tests untersucht. Dabei wurde festgestellt, dass die Auflast und die Schlankheit Einfluss auf das Tragverhalten sowie die Kraft-Verformungskurve der Wand haben. Hieraus wurden für das Modell nach Doherty und Griffith neue Parameter zur Beschreibung der Degradation der Fuge ermittelt. Dabei wurde ebenso gezeigt, dass analytische Modelle die Risshöhe um 16% unterschätzen und, dass die echte Tragfähigkeit durchschnittlich 83% der Berechneten erreicht.

In [38, 39] wurde in in-situ Airbag-Tests der Einfluss der vertikalen Steifigkeit am oberen Auflager auf die out-of-plane-Tragfähigkeit festgestellt, welcher in Versuchen unter Laborbedingungen bisher nicht beachtet wurde. In [40] wird ebenso auf diesen Effekt hingewiesen, jedoch angemerkt, dass dieser bisher nicht in dynamischen Untersuchungen gezeigt wurde. In [41] wird ebenfalls der Forschungsbedarf bezüglich der vertikalen Steifigkeit am oberen Auflager angezeigt.

Von Godio wurde in [42] ein Modell vorgeschlagen, in dem die Kraftverformungsbeziehung unter Vernachlässigung der Zugfestigkeit mit Hilfe der Euler-Bernoulli Balkentheorie für unterschiedliche Lagerungsbedingungen bestimmt wird. Vergleiche mit Versuchen zeigen eine gute Übereinstimmung der Kraftverformungslinie.

In [43] wurde der Einfluss der in-plane Schädigung auf das out-of-plane-Verhalten untersucht. Dabei wurden zweiachsig spannende Ziegelmauerwerkswände mit einer Dicke von 0,35 m zunächst durch eine in-plane-Verschiebung und anschließend senkrecht zu Ebene belastet. Zusätzlich wurde ein vertikal spannender Streifen einer Wand durch reine out-of-plane-Belastung untersucht. Dabei konnte gezeigt werden, dass bei dieser Wandstärke keine Gefahr

eines out-of-plane Versagens besteht, da trotz geringer in-plane-Schädigung (1,5% drift) Lasten über 4 g aufgenommen werden konnten. Von der einachsig spannenden, ungeschädigten Wand konnten 2 g aufgenommen werden.

Der Einfluss der Vorschädigung der Wand durch in-plane-Verschiebungen wurde ebenfalls in [44] betrachtet und eine empirische Formel zur Reduktion der out-of-plane-Kapazität infolge in-plane Schäden vorgestellt. Weitere Untersuchungen hierzu finden sich in [45–47].

Die Wirksamkeit von Verstärkungsmaßnahmen unter kombinierter in-plane/out-of-plane Beanspruchung wurde ebenfalls untersucht [48]. Der Einfluss von Öffnungen auf das out-of-plane Verhalten wurde in [49] untersucht.

Weitere Untersuchungen zu flexiblen Wandanschlüssen [50], zweiachsig spannenden Wänden [51, 52] sowie aktuelle Untersuchungen zur induzierten Seismizität in Groningen [53] sollen hier nicht näher beschrieben werden.

Neben Erdbebeneinwirkungen führen auch Explosionslasten zu einem ähnlichen Schadensbild, wobei die sehr kurze, starke Einwirkung durch die Explosionsdruckwelle sich stark von der Belastung durch Erdbeben unterscheidet [54, 55].

1.3 Ziel der Arbeit

Ziel der Arbeit ist die Entwicklung eines Ingenieurmodells zur Beurteilung der out-of-plane-Tragfähigkeit von einachsig spannenden unbewehrten Mauerwerkswänden unter Erdbebeneinwirkung. Hierzu sollen zunächst vorhandene analytische Verfahren untersucht und deren Genauigkeit und Zuverlässigkeit analysiert werden. In numerischen und experimentellen Untersuchungen sollen die wesentlichen Einflussfaktoren auf das out-of-plane Verhalten erarbeitet werden. Unter Verwendung dieser Faktoren soll ein Modell entwickelt werden, welches das out-of-plane Schwingverhalten möglichst realitätsnah abbildet. Dies soll einen Beitrag zur Verbesserung des Kenntnisstandes über die out-of-plane Tragfähigkeit von unbewehrtem Mauerwerk in Deutschland liefern.

1.4 Zugrundeliegendes Forschungsvorhaben

Die vorliegende Arbeit wurde im Rahmen des AiF-Forschungsprojektes „Entwicklung eines wirklichkeitsnahen Bemessungskonzepts der out-of-plane-Tragfähigkeit von unbewehrten Mauerwerkswänden zur Reduktion von Konservativitäten“ erstellt. Das Projekt wurde in Kooperation mit dem Institut für Ziegelforschung Essen E.V. durchgeführt und durch das Bundesministerium für Wirtschaft und Energie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages unter der IGF- Vorhaben Nr.: 19851 N / 2 gefördert.

1.5 Aufbau der Arbeit

Die vorliegende Arbeit gliedert sich in elf Kapitel:

Die **Einleitung** beschreibt zu Beginn die Motivation der Arbeit. Nach einem kurzen Überblick über den Stand der Forschung werden die Ziele und der Aufbau der Arbeit aufgeführt.

Im **zweiten Kapitel** werden die Grundlagen des out-of-plane Verhaltens dargelegt, sowie der aktuelle Stand der internationalen Normung und Forschung beschrieben. Vorhandene Modelle zur Beurteilung der out-of-plane Tragfähigkeit aus unterschiedlichen Normen werden vorgestellt. Zudem werden analytische und numerische Methoden aus Literatur und aktueller Forschung zusammengefasst.

Im **dritten Abschnitt** werden die wesentlichen Modelle in Beispielen angewendet, um die

Brauchbarkeit dieser zur Beurteilung der out-of-plane-Tragfähigkeit zu untersuchen. Weiterhin wird die Entwicklung eines vereinfachten numerischen Modells beschrieben. Dieses wird anschließend ebenfalls auf die betrachteten Beispiele angewendet und die ermittelten Tragfähigkeiten verglichen.

Zur Verifikation der zuvor gewonnenen Erkenntnisse werden im **vierten Kapitel** eine Reihe experimenteller Untersuchungen vorgestellt. Hierzu wird zunächst die Konzeption des Versuchsstandes zur Untersuchung des out-of-plane Verhaltens erläutert. Anschließend folgt die Beschreibung der Rütteltischversuche mit wärmedämmenden Hochlochziegeln sowie deren Ergebnisse und Auswertung. Abschließend folgt die Beschreibung, Ergebnisse und Auswertung der Rütteltischversuche mit Porenbetonsteinwänden.

In **Kapitel fünf** wird die Entwicklung des Ingenieurmodells zur Beurteilung der out-of-plane-Tragfähigkeit unter Berücksichtigung der wesentlichen Einflussparameter dargelegt. Hierzu wird zunächst die Herleitung des Modells und anschließend die Idealisierung zum Einmassenschwinger erläutert. Nachfolgend wird die Verifikation des entwickelten Modells durch experimentelle Pushover-Versuche beschrieben. Abschließend wird der Einfluss unterschiedlicher Parameter in generischen Beispielen gezeigt.

In **Abschnitt sechs** erfolgt die Untersuchung der Dämpfung von unbewehrten Mauerwerkswänden. Die durchgeführten Ausschwingversuche werden zunächst vorgestellt und anschließend die Auswertung dargelegt. Am Ende des Abschnitts wird die Umsetzung der Dämpfung im nichtlinearen Einmassenschwinger (EMS) untersucht.

Die Anwendung des nichtlinearen EMS auf Schwingversuche wird in **Kapitel sieben** betrachtet. Hierzu werden Versuche mit und ohne vertikale Steifigkeit am oberen Auflager durchgeführt und mit den Ergebnissen des EMS verglichen. Abschließend erfolgt weiterhin die Anwendung des EMS auf die in Abschnitt 5 durchgeführten Rütteltischversuche mit Porenbetonsteinwänden.

Kapitel acht widmet sich der Untersuchung der unterschiedlichen Einflussfaktoren des entwickelten Modells in einer Sensitivitätsstudie. Hierbei wird zunächst das Vorgehen sowie die Wahl der verwendeten Erdbebenzeitverläufe beschrieben. Nachfolgend werden die Ergebnisse der Sensitivitätsstudie vorgestellt. Weiterhin wird der Zusammenhang zwischen Erdbebenparametern und der Verschiebung des nichtlinearen EMS in Korrelationsanalysen untersucht und deren Ergebnisse am Ende von Kapitel acht beschrieben.

In **Kapitel neun** erfolgt auf Basis des entwickelten analytischen Modells und der Korrelationsuntersuchungen die Entwicklung eines vereinfachten Bemessungsmodells zur Beurteilung der out-of-plane Tragfähigkeit von einachsig spannenden Mauerwerkswänden.

Zum Abschluss der Arbeit wird in **Abschnitt zehn und elf** eine Zusammenfassung der Arbeit und der wesentlichen Erkenntnisse gegeben. Anschließend wird ein Blick auf ausstehende Aufgaben geworfen, die sich aus den durchgeführten Arbeiten ergeben haben. Dies soll zur weiteren Verbesserung der Kenntnisse über das out-of-plane Verhalten von unbewehrten Mauerwerkswänden beitragen.

2 Stand von Wissenschaft und Technik

Mauerwerk wird in vielen Fällen für den Abtrag der vertikalen Lasten genutzt, sodass dieses die Hauptstruktur des Gebäudes darstellt. Häufig wird Mauerwerk jedoch auch in Gebäuden eingesetzt deren tragende Struktur durch andere Materialien umgesetzt wird. Insbesondere in Stahlbetonrahmentragwerken wird Mauerwerk zur Ausfachung der Rahmen angewendet, da hier neben der rein räumlichen Trennung ebenfalls thermische und akustische Isolation gewährleistet werden kann. Neben vertikalen Lasten müssen bei der Bemessung von Mauerwerk auch horizontale Lasten in Form von Schubwänden berücksichtigt werden. Horizontale Lasten ergeben sich vorrangig aus Belastung durch Wind und Erdbeben. Lastfälle wie Explosion stellen dabei eher außergewöhnliche Lastfälle dar.

Während für den vertikalen Lastabtrag sowie die Tragwirkung in Form von Schubwänden durch eine Vielzahl von experimentellen und analytischen Untersuchungen das Verständnis sehr gut und ausführlich normativ geregelt ist, ist die Tragfähigkeit bei Belastungen rechtwinklig zur Ebene erst seit einigen Jahrzehnten Gegenstand detaillierter Untersuchungen die sich explizit mit dem out-of-plane Verhalten von Mauerwerk unter dynamischen Einwirkungen wie Erdbeben befassen. Durch die fehlende Beachtung dieses Versagensmechanismus bei der Bemessung und Konstruktion von Bauwerken traten in vergangenen Erdbeben zahlreiche Schadensbilder, die auf diesen Mechanismus zurückzuführen sind, auf (**Abbildung 2.1**).

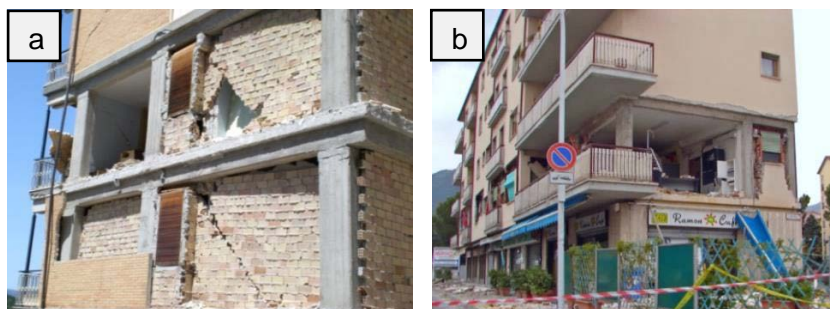


Abbildung 2.1: a) Versagen von Ausfachungsmauerwerk aufgrund mangelhafter Anschlüsse
b) Versagen von Ausfachungsmauerwerk (L'Aquila-Erdbeben 2009, Italien) [56]

Die Verformung einer einachsig spannenden Mauerwerkswand rechtwinklig zur Ebene erfolgt dabei zunächst linear elastisch und kann in diesem Bereich durch einen Biegebalken beschrieben werden. Bei größeren Verformungen wird die Biegezugfestigkeit der Wand erreicht. Hierbei kann je nach Stein-Mörtel-Kombination die Zugfestigkeit des Steins oder des Mörtels maßgebend werden. Darüber hinaus ist eine Kombination aus beiden Versagensarten möglich. Da die Steifigkeit über die Wand durch den Wechsel von Stein und Fuge sowie durch streuende Materialeigenschaften und die Variation der praktischen Ausführung stark variiert, reißt die Wand meist nicht kontinuierlich über die Wandhöhe verteilt (**Abbildung 2.2a**), sondern durch einen einzelnen Riss über die komplette Wanddicke an der schwächsten Stelle bzw. der Stelle mit dem schlechtesten Verhältnis von Einwirkung zu Widerstand (**Abbildung 2.2b**). Dies führt zur Veränderung des statischen Systems von einem Biegebalken zu einem kinematischen, stark nichtlinearen System aus zwei nahezu starren Scheiben in welchem große Verformungen berücksichtigt werden müssen. Da dieses System jedoch auf Grund seiner geometrischen Eigenschaften und den vorhandenen Randbedingungen weiterhin eine Steifigkeit besitzt, führt ein Überschreiten der Biegezugfestigkeit der Mauerwerkswand nicht

zwangsläufig zum Versagen. Das tatsächliche Versagen der Wand kann durch Druckversagen der Mauerwerkswand oder geometrisches Versagen durch Überschreiten des Stabilitätslimits ausgelöst werden.

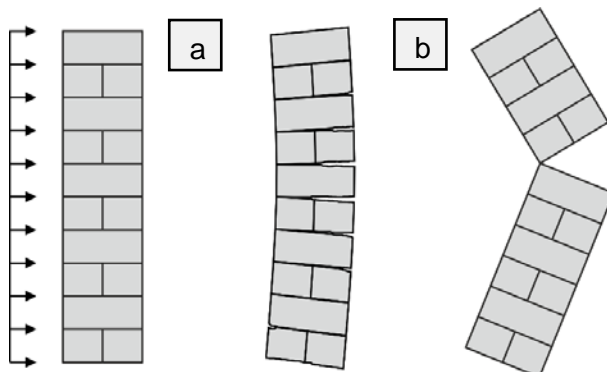


Abbildung 2.2: a) Kontinuierliche Rissverteilung / b) Kinematisches System aus zwei nahezu starren Scheiben durch einen einzelnen Riss

Für das out-of-plane Tragverhalten spielen dabei die Randbedingungen an Fuß und Kopf der Wand eine wesentliche Rolle. Diese bestimmen das statische System der Wand sowie die Drehpunkte, um welche die einzelnen Scheiben des kinematischen Systems während des Schwingvorgangs rotieren. Die Auflast hat dabei ebenfalls einen maßgeblichen Einfluss, da diese günstig auf die Tragfähigkeit der Wand wirkt, indem durch die Vorspannung der Wand das Widerstandsmoment erhöht wird. Besonders anfällig für das out-of-plane Versagen sind auf Grund der geringen Auflast, Ausfachungsmauerwerk sowie Wände in den oberen Geschossen, insbesondere Giebelwände.

Für mehrachsig spannende Wände, welche in dieser Arbeit nicht betrachtet werden sollen, gelten die getroffenen Aussagen ebenso, wobei sich durch die Randbedingungen die Versagensmodi ändern (**Abbildung 2.3**). Die Traglast steigt durch die Verteilung der Tragwirkung in zwei Richtungen an [43, 57].

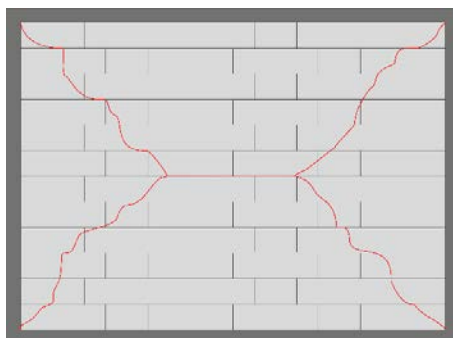


Abbildung 2.3: Rissbild bei out-of-plane Versagen von 2-achsig spannenden Wänden

Zum Nachweis der out-of-plane Tragfähigkeit finden sich in Literatur und Normung unterschiedlichste analytische, empirische, semiempirische sowie numerische Methoden, die auf verschiedenen Annahmen basieren. Dabei kommen sowohl kraftbasierte als auch verformungsbasierte Methoden zum Einsatz in denen vereinfachte Ersatzsysteme in Form von Balken oder Einmassenschwingern betrachtet werden, um die Traglast zu berechnen. Auf

Belastungsseite wird die Erdbebenlast, wie für kraftbasierte Nachweise üblich, durch die maximale Bodenbeschleunigung PGA berücksichtigt. Zeitabhängige, dynamische Eigenschaften der Wand werden dabei vernachlässigt. Die tatsächlich vorhandenen Randbedingungen werden häufig vernachlässigt oder nur vereinfacht berücksichtigt.

Im Folgenden werden vorhandene analytische und empirische Methoden aus Literatur, Forschung und Normung sowie numerische Modelle zur Bestimmung der out-of-plane Tragfähigkeit vorgestellt.

2.1 Methoden zur Bestimmung der out-of-plane Tragfähigkeit

Seit Beginn der Untersuchungen zum out-of-plane Tragverhalten von Mauerwerkswänden wurde eine Vielzahl an Methoden zur Bestimmung der out-of-plane Tragfähigkeit entwickelt. Im Folgenden werden Verfahren aus wissenschaftlichen Arbeiten sowie aus deutschen und internationalen Normen und Richtlinien vorgestellt.

2.1.1 Wissenschaftliche Verfahren

In der Literatur existiert eine Vielzahl an wissenschaftliche Verfahren zur Beurteilung des out-of-plane Tragverhaltens von unbewehrten Mauerwerkswänden. Im Folgenden wird eine Auswahl der Methoden vorgestellt, welche häufig Anwendung finden, später in die Normung übernommen wurden oder interessante neue Ansätze bieten.

Dawe and Seah

Dawe und Seah [4] untersuchten im Jahr 1989 die out-of-plane-Tragfähigkeit von Ausfachungsmauerwerk aus Beton-Hohlblocksteinen in experimentellen und numerischen Untersuchungen. Daraus entwickelten sie eine empirische Methode zur Bestimmung der out-of-plane-Kapazität die auf der Bogentragwirkung des Mauerwerks basiert. Es wird hierbei davon ausgegangen, dass die Wand an allen vier Seiten gelagert ist. Einfluss hat neben den geometrischen Größen und Materialeigenschaften des Mauerwerks auch die Steifigkeit des umliegenden Rahmens. Die maximal aufnehmbare Last berechnet sich zu:

$$q_{DS} = 4,5 f'_m{}^{0,75} t^2 \left(\frac{\alpha}{l^{2,5}} + \frac{\beta}{h^{2,5}} \right). \quad (2.1)$$

Hierbei ist f'_m die Druckfestigkeit in kN/m², t die Wanddicke und l und h die Länge und Höhe der Wand in Millimeter. Die Werte α und β ergeben sich durch

$$\alpha = \frac{1}{h} (E_c I_c h^2 + G_c J_c t h)^{0,25} \leq 50 \quad (2.2)$$

$$\beta = \frac{1}{l} (E_b I_b l^2 + G_b J_b t l)^{0,25} \leq 50. \quad (2.3)$$

Dabei stehen E_c und E_b für die E-Moduln der Stützen und des Trägers in MN/m², I_c und I_b für die Flächenträgheitsmomente in mm⁴, G_c und G_b für die Schubmoduln in MN/m² und J_c und J_b für die Torsionskonstante in mm⁴.

Paulay und Priestley

Von Paulay und Priestley [14] wurde 1992 eine energiebasierte Methode zur Bemessung und Beurteilung der out-of-plane-Kapazität von tragenden Mauerwerkswänden in Bauwerken mit steifen Geschossdecken vorgestellt. Im weiteren Verlauf der Arbeit wird das Verfahren nach Paulay und Priestley als PP-Modell bezeichnet.

Die Wand wird hier in zwei gleich große, starre Scheiben unterteilt und ein Knicken auf mittlerer Höhe angenommen. In beiden Scheiben wirkt das halbe Eigengewicht der Wand $W_i/2$ unter der Erdbeschleunigung in ihrem jeweiligen Schwerpunkt. Die Auflast P wirkt in der Mittelachse der Wand. Die wirkende Beschleunigung a_{ir} wird über die Wandhöhe als konstant angenommen, was nach [14] nur zu einer geringen Konservativität der Berechnung führt.

Die auf das Mauerwerk wirkende Flächenlast berechnet sich somit zu

$$w_{ir} = m \cdot a_{ir} \quad (2.4)$$

wobei m die Wandmasse pro Fläche ist. Es wird sowohl für unteres als auch oberes Auflager konservativ angenommen, dass keine Momente aufgenommen werden können.

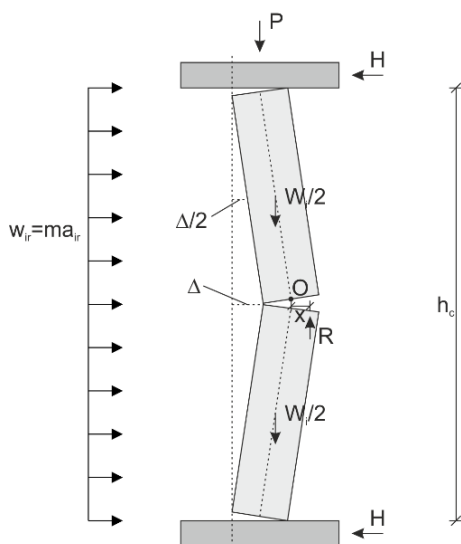


Abbildung 2.4: Modell nach Paulay und Priestley (vgl. [14])

Aus dem Momentengleichgewicht um den Punkt O auf mittlerer Höhe folgt:

$$Rx = \frac{w_{ir} h_c^2}{8} + \frac{W_i \Delta}{2} + P \cdot \Delta + \frac{W_i \Delta h_c}{2} \quad (2.5)$$

wobei, wie in **Abbildung 2.4** dargestellt, h_c die Höhe der Wand, Δ die horizontale Verschiebung in Wandmitte, P die Auflast und x der Hebelarm der Resultierenden R ist, welche sich wiederum aus

$$R = P + \frac{W_i}{2} \quad (2.6)$$

ergibt. Der maximale Abstand x der Resultierenden R zum Schwerpunkt des Querschnitts

ergibt sich für eine nahezu vollständig gerissene Wand (**Abbildung 2.5**) aus

$$x = \frac{t}{2} - \frac{a}{2} \quad (2.7)$$

wobei a die Breite des Spannungsblocks darstellt. Die benötigte Belastung w_{ir} , um eine Verschiebung Δ zu erzeugen berechnet sich somit zu

$$w_{ir} = \left(\frac{8}{h_c^2} \right) R(x - \Delta). \quad (2.8)$$

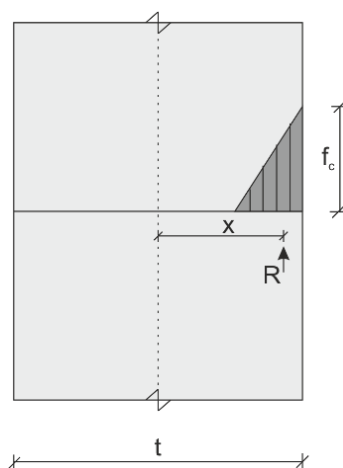


Abbildung 2.5: Spannungsverteilung am gerissenen Querschnitt nach Paulay und Priestley (vgl. [14])

Zur Bestimmung des Rissmoments wird angenommen, dass der Querschnitt beginnt aufzureißen sobald Zugspannungen auftreten. Die in Realität vorhandene Zugfestigkeit des Mauerwerks wird vernachlässigt. Das Rissmoment M_{cr} ergibt sich somit zu

$$M_{cr} = R \cdot \frac{t}{6}. \quad (2.9)$$

Die Last die zum Aufreißen des Querschnitts führt, kann aus

$$w_{cr} = \frac{8 \cdot M_{cr}}{h^2} \quad (2.10)$$

berechnet werden. Die zugehörige Verschiebung Δ_{cr} beim Aufreißen des Querschnitts ergibt sich zu

$$\Delta_{cr} = \frac{5w_{cr}h_c^2}{384EI}. \quad (2.11)$$

Zur Bestimmung des Energiebedarfs, der zum Versagen der Wand führt, wird anschließend die Last-Verformungskurve bestimmt.

Das Widerstandsmoment ergibt sich für unterschiedlich gerissene Wandquerschnitte und somit in Abhängigkeit der Breite der Druckzone a zu

$$M = R \cdot \left(\frac{t}{6} + \frac{t-a}{3} \right). \quad (2.12)$$

Die Krümmung berechnet sich zu

$$\Phi = \frac{f_c}{E \cdot a} \quad (2.13)$$

wobei f_c die maximal auftretende Druckspannung und E der E-Modul ist. Unter der Annahme, dass sich die Verschiebung in Wandmitte Δ proportional zur Krümmung Φ verhält kann jetzt die Momenten-Verschiebungsbeziehung aufgestellt werden. Da $M = R \cdot x$ kann ebenso die elastisch-nichtlineare Beschleunigungs-Verschiebungskurve dargestellt werden (**Abbildung 2.6**).

Zur Abschätzung der linear-elastischen Beschleunigung a_e wird eine lineare Beschleunigungs-Verschiebungskurve unter Verwendung der Anfangssteifigkeit der Wand k generiert die den gleichen Flächeninhalt wie die tatsächliche Kurve hat (**Abbildung 2.6**). Über diesen Ansatz der gleichen Energie kann die elastische Antwortbeschleunigung zu

$$a_e = \sqrt{2 \cdot k \cdot A} \quad (2.14)$$

berechnet werden, wobei A die Fläche der nichtlinearen Beschleunigungs-Verschiebungskurve ist. Da sich die Anfangssteifigkeit k durch

$$k = \frac{a_{cr}}{\Delta_{cr}} \quad (2.15)$$

ergibt und Δ_{cr} linear vom E-Modul abhängt, hat der für das Mauerwerk schwer zu bestimmende E-Modul einen sehr großen Einfluss auf die ermittelte elastische Antwortbeschleunigung a_e .

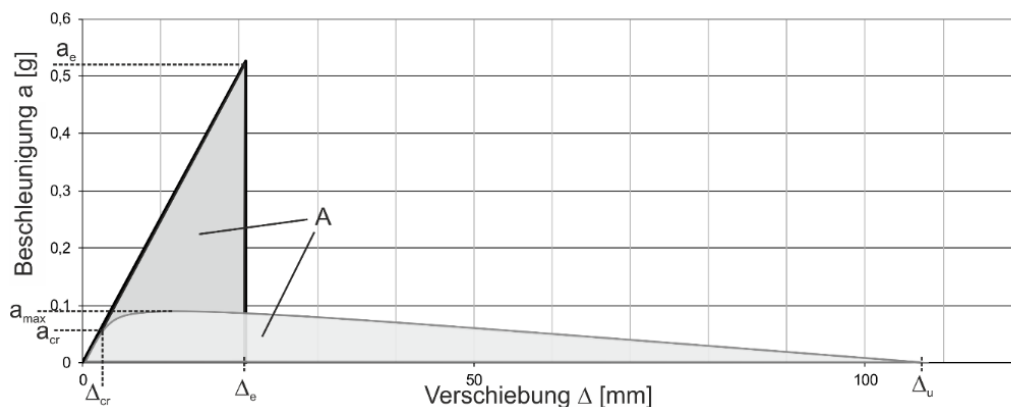


Abbildung 2.6: Bestimmung der elastischen Antwortbeschleunigung nach Paulay und Priestley (vgl. [14])

Blaikie et al.

Von Blaikie et al. [58–60] wurde ein vereinfachtes verschiebungsbasiertes Modell vorgeschlagen. Dabei wird das Beschleunigungsspektrum verwendet, um die Erdbebenintensität zu bestimmen, die zum Aufreißen der Wand führt. Das Verschiebungsspektrum wird anschließend benutzt, um die Intensität zu bestimmen welche zum Stabilitätsversagen der Wand führt [60]. Das Modell wurde durch experimentelle und numerische Untersuchungen kalibriert und verifiziert.

Angel et al.

In Angel et al. [25] wurden 1994 unbewehrte Mauerwerke in Stahlbetonrahmen experimentell untersucht. Hierbei wurden die Wände sowohl in-plane als auch out-of-plane belastet und der gegenseitige Einfluss auf die Tragfähigkeit untersucht. Im Rahmen der Untersuchungen wurde ein analytisches Modell vorgestellt, das auf der Bogentragwirkung eines Wandstreifens, der oben und unten gehalten wird sowie auf experimentellen Ergebnissen basiert. Die Wand wird dabei in zwei Scheiben unterteilt, in denen sich beim Verdrehen axiale Druckstreben ausbilden. Die out-of-plane-Tragfähigkeit wird dann durch Auflösen des Kräftegleichgewichts von Horizontallasten und den horizontalen Anteilen der Druckstreben unter Berücksichtigung eines Druckversagens des Mauerwerks bestimmt. Darüber hinaus können im Modell die Auswirkungen von in-plane-Schäden auf die out-of-plane-Kapazität angesetzt werden. Die maximal aufnehmbare Querbelastung nach Angel et al. berechnet sich zu:

$$q_A = \frac{2f'_m}{\left(\frac{h}{t}\right)} R_1 R_2 \lambda . \quad (2.16)$$

Dabei ist f'_m die Druckfestigkeit des Mauerwerks, R_1 ist ein Reduktionsfaktor der die vorangegangene in-plane-Schädigung berücksichtigt. Der zweite Reduktionsfaktor R_2 berücksichtigt die Flexibilität des Rahmens. Der Parameter λ berücksichtigt den Einfluss der maximalen Druckspannung, der Druckfestigkeit sowie das Verhältnis zwischen der Höhe und Dicke des Mauerwerks.

Gleichung (2.16) ist jedoch nur anwendbar, wenn das Verhalten durch die Bogentragwirkung beschrieben werden kann. Bei sehr schlanken Wänden kann sich der Druckbogen nicht ausbilden da die dafür nötigen Verformungen größer sind als das geometrische Stabilitätslimit der Wand.

Flanagan und Bennett

Im Jahr 1999 wurden von Flanagan und Bennett [26] vorhandene, analytische Methoden zur Bestimmung der Kapazität von Ausfachungsmauerwerk analysiert. Dabei wurden unter anderem die Methoden nach Dawe und Seah sowie Angel et al. untersucht und durch Anwendung auf 36 experimentelle Versuche aus eigenen Untersuchungen sowie der Literatur verglichen. Der Vergleich liefert für das analytische Modell nach Dawe und Seah die besten Ergebnisse. Berücksichtigt werden bei dieser Methode, im Gegensatz zu den anderen betrachteten Methoden, die mechanischen Eigenschaften der angrenzenden Bauteile.

Flanagan und Bennett vereinfachten die von Dawe und Seah entwickelten Formeln und passten sie an die zusätzlich untersuchten Versuche an. Dabei wurde der Vorfaktor von 4,5 auf 4,1 reduziert.

Die Kapazität des Mauerwerks gegen Querbelastung berechnet sich demnach zu:

$$q_{FB} = 4,1 f_m'^{0,75} t^2 \left(\frac{\alpha}{l^{2,5}} + \frac{\beta}{h^{2,5}} \right). \quad (2.17)$$

Bei der Berechnung der Werte α und β wurde vereinfachend der Anteil von Schubmodul und Torsionskonstante vernachlässigt:

$$\alpha = \frac{1}{h} (E_c I_c h^2)^{0,25} \leq 50 \quad (2.18)$$

$$\beta = \frac{1}{l} (E_b I_b l^2)^{0,25} \leq 50. \quad (2.19)$$

Doherty und Griffith

Die im Folgenden beschriebene Methode zur Berechnung der out-of-plane-Kapazität von Mauerwerk wurde in den Jahren 2000-2004 von K. Doherty und M. C. Griffith [12, 27, 28, 30, 61] vorgestellt und wird im weiteren Verlauf der Arbeit als DG-Modell bezeichnet.

Das Modell basiert auf einer Vereinfachung der Wand in zwei starre Scheiben und der sich daraus ergebenden Starrkörperbewegung. Die daraus ermittelte Kraft-Verformungsbeziehung wird anschließend für die Idealisierung des Systems als Einmassenschwinger verwendet.

In **Abbildung 2.7** sind die wesentlichen Annahmen des Modells dargestellt. Die Knickhöhe wird auf halber Wandhöhe angenommen. Zwischen den beiden Scheiben werden lediglich Druckkräfte übertragen, Zugkräfte werden vernachlässigt. Für die Auflagerung am Fußpunkt, die sowohl mittig als auch am Rand liegend angenommen werden kann [62], werden nur Druckkräfte übertragen. Am oberen Auflager wird ein vertikal verschiebliches, gelenkiges Lager angesetzt. Auf die Scheiben wirkt jeweils ihr Eigengewicht und eine dreiecksförmige Streckenlast, welche die Anregung durch Erdbeben widerspiegelt. Die Form der Streckenlast begründet sich aus der Idealisierung zum Einmassenschwinger und der Eigenform des vereinfachten Systems aus zwei starren Scheiben. Die Last wird durch die beiden resultierenden Ersatzlasten $\frac{F_0}{2}$ in den 2/3-Punkten ersetzt.

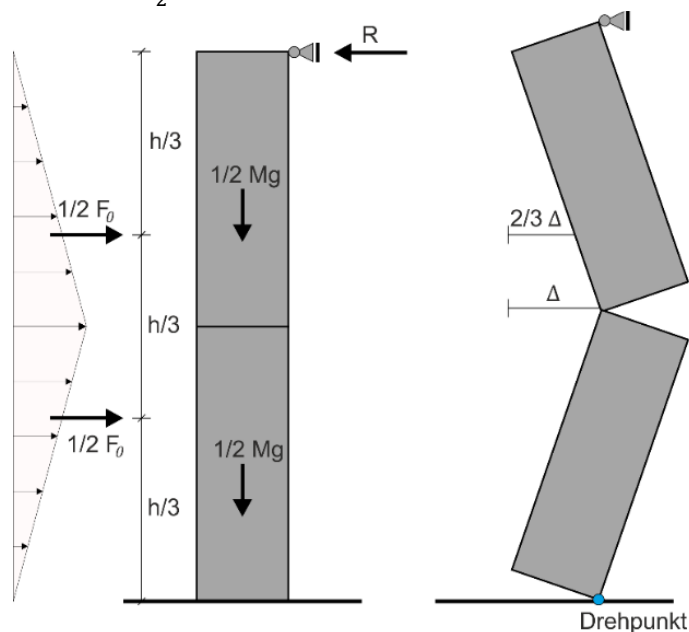


Abbildung 2.7: Modell nach Doherty und Griffith (vgl. [12])

Die Bewegungsgleichung des Einmassenschwinger lautet

$$M_e a_e(t) + C_e v_e(t) + F(\Delta_e(t)) = -M_e a_g(t). \quad (2.20)$$

Dabei ist M_e die effektive Masse, a_e die effektive Beschleunigung, a_g die Anregungsbeschleunigung, v_e die effektive Geschwindigkeit, C_e die effektive viskose Dämpfung und $F(\Delta_e(t))$ die Federkraft als nichtlineare Funktion der effektiven Verschiebung Δ_e , welche die Verschiebung im Angriffspunkt der Ersatzlast $\frac{1}{2} F_0$ in Höhe von $\frac{2}{3}$ der unteren Scheibe darstellt. Die effektive Masse eines Systems mit verteilter Masse lässt sich durch die Unterteilung in infinitesimale Elemente mit der Masse m_i und der dazugehörigen Verschiebung δ_i durch

$$M_e = \frac{(\sum_{i=1}^n m_i \delta_i)^2}{\sum_{i=1}^n m_i \delta_i^2} \quad (2.21)$$

berechnen [63]. Für das gegebene System ergibt sich unter Annahme einer Starrkörperbewegung der beiden Scheiben durch Integration

$$M_e = \frac{3}{4} M. \quad (2.22)$$

Wobei M die Masse der gesamten Wand ist.

Für die Verschiebung Δ_e ergibt sich auf Grund der Verformung der starren Scheiben

$$\Delta_e = \frac{2}{3} \Delta_m. \quad (2.23)$$

Dabei ist Δ_m die Verschiebung in Wandmitte, also in Höhe des Knicks. Die effektive Geschwindigkeit v_e und Beschleunigung a_e ergeben sich analog zur Verschiebung. Die gesamte Berechnung basiert auf der Annahme einer dreiecksförmigen Verschiebungsfigur. Die Steifigkeit des Systems wird durch das stabilisierende Eigengewicht der Wand erzeugt. Durch Berechnung der Verschiebung der Wand, der dabei effektiv angeregten Masse sowie der zugehörigen notwendigen Kraft, kann die Kraft-Verformungsbeziehung ermittelt werden. Hierzu wird das Momentengleichgewicht der oberen Wandhälfte um den Knickpunkt in Wandmitte am infinitesimal klein verformten System aufgestellt. Hieraus ergibt sich unter Annahme des Drehpunktes am Rand des Wandfußes

$$\left(\frac{Mg}{2}\right) \frac{t}{2} = R \left(\frac{h}{2}\right) - \left(\frac{F_0}{2}\right) \left(\frac{h}{6}\right). \quad (2.24)$$

Wobei M das Eigengewicht der Wand, g die Erdbeschleunigung, t die Dicke der Wand und R die resultierende horizontale Auflagerkraft ist. Dabei hat das Eigengewicht der Wand einen stabilisierenden und die einwirkende Kraft F_0 einen destabilisierenden Einfluss.

Aus dem Momentengleichgewicht am Gesamtsystem um den Fußpunkt ergibt sich

$$R = \frac{F_0}{2} - \frac{Mgt}{2h}. \quad (2.25)$$

Einsetzen von (2.25) in (2.24) unter Beachtung der effektiven Masse liefert

$$F_0 = 4M_e \frac{gt}{h}. \quad (2.26)$$

Die berechnete Kraft F_0 ist die Grenzkraft, die benötigt wird um die zwei starren Scheiben aus ihrer Ruhelage zu bewegen. Treten nun Verformungen auf, dann verringert sich der Hebelarm des stabilisierenden Eigengewichts. Die notwendige Kraft verringert sich somit kontinuierlich bis das System instabil wird. Dieser Punkt tritt genau dann ein, wenn die Wirkungslinie des Eigengewichts über dem Drehpunkt am Wandfuß liegt. Die dazugehörige Auslenkung Δ_f lässt sich für die Knickhöhe zu t und für den Angriffspunkt der Ersatzlast zu $2/3 t$ bestimmen. Die notwendige Kraft ist hier gleich null. Hieraus lässt sich die Steigung der Kraft-Verformungslinie für starre Scheiben (**Abbildung 2.8**), die der Steifigkeit K_0 entspricht, zu

$$K_0 = -\frac{F_0}{\Delta_f} \quad (2.27)$$

berechnen.

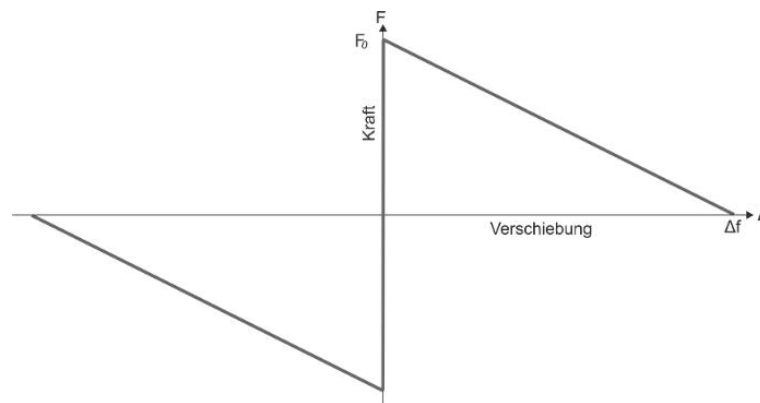


Abbildung 2.8: Kraftverformungsbeziehung für starre Scheiben nach Doherty und Griffith (vgl. [12])

Wenn zusätzlich zum Eigengewicht eine stabilisierende Auflast angreift, dann erhöht sich die notwendige Kraft F_0 und berechnet sich analog mit

$$F_0 = 4(1 + \Psi)M_e \frac{gt}{h}. \quad (2.28)$$

Hierbei ist Ψ das Verhältnis zwischen Auflast und Eigengewicht der halben Wand.

Die Dämpfung C_e lässt sich mit

$$C_e = 4\pi f \zeta M_e \quad (2.29)$$

bestimmen und berechnet sich unter Ansatz der Frequenz f , welche aus der linearisierten Steifigkeit $K_{s,eff}$ bestimmt wird. In [28, 30] wurde die Dämpfung für unterschiedliche Anregungen bestimmt und zeigte eine erhebliche Streuung über den Frequenzbereich. Eine untere Grenze wurde bei $\xi = 5\%$ gefunden.

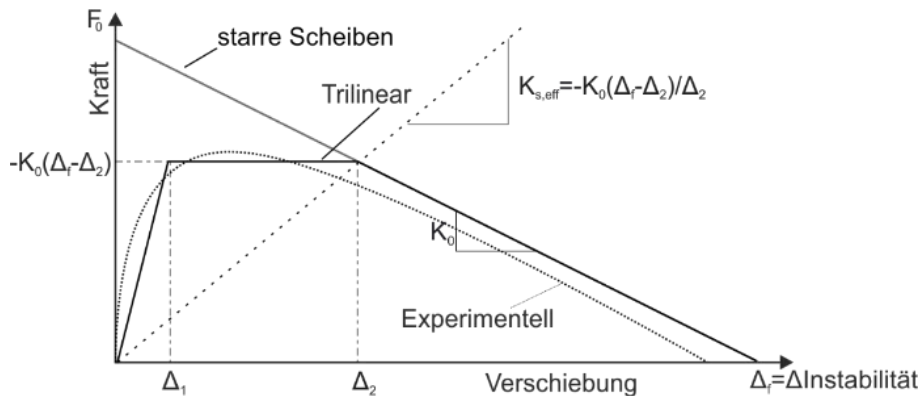


Abbildung 2.9: Trilineare Kraftverformungsbeziehung nach Doherty und Griffith (vgl. [12])

Da die Idealisierung von Mauerwerk durch zwei starre Scheiben nicht der Realität entspricht, ist die beschriebene Kraft-Verformungsbeziehung als Umhüllende zu verstehen. Tatsächlich gibt es verschiedene Effekte wodurch die angenommenen Kräfte nicht erreicht werden. Die als steif angenommenen Steine besitzen in Realität eine nicht unendliche Steifigkeit. Durch die häufigen Richtungswechsel während des Schwingvorgangs entstehen Ausrundungen der Steine durch Ausbrüche an den Kanten, Mörtel bricht aus den Fugen und bildet in Steinmitte Hügel, die als Gelenke agieren. Um diesen Effekten gerecht zu werden, wurden aus Versuchen die Faktoren $\frac{\Delta_1}{\Delta_f}$ und $\frac{\Delta_2}{\Delta_f}$ bestimmt. Mit Hilfe dieser wird ein trilineares Modell definiert (**Abbildung 2.9**). Die Verformungen Δ_1 und Δ_2 stellen Eckpunkte der trilinearen Kurve dar und werden in Abhängigkeit des Schädigungsgrades der Fuge und der maximalen Auslenkung Δ_f bestimmt. Die experimentell ermittelten Parameter hängen von den Materialeigenschaften sowie der Schädigung der Fuge und damit den Drehpunkten ab. Die Wände werden daher in drei Kategorien unterteilt: Neue Wände, mäßig geschädigte und schwer geschädigte Wände. Bei schwer geschädigten Wänden entsprach die tatsächliche breite der Fuge nur noch 90% der Wanddicke. Für moderat geschädigte Wände entsprach die Fuge nahezu der vollständigen Wanddicke, jedoch mit Ausbrüchen an den Kanten der Mörtelfuge [12]. In **Tabelle 2.1** sind die empirisch ermittelten Werte dargestellt.

Tabelle 2.1: Empirisch ermittelte Verschiebungen nach Doherty und Griffith [12]

Zustand der Wand	Δ_1/Δ_f	Δ_2/Δ_f
Neu	6%	28%
Mäßig geschädigt	13%	40%
Schwer geschädigt	20%	50%

Die ermittelte Kraft-Verformungsbeziehung kann für nichtlineare Zeitverlaufsrechnungen zur Ermittlung der maximalen Verschiebung verwendet werden. Wobei [12] darauf hinweist, dass hierzu eine Vielzahl an Simulationen mit unterschiedlichen Beschleunigungszeitverläufen notwendig sind, um belastbare Ergebnisse aus dem Durchschnitt der Ergebnisse zu erhalten.

Für die Anwendung in der Praxis ist dieses Verfahren häufig zu komplex und zeitaufwändig. Es wurde daher zusätzlich eine vereinfachte Methode entwickelt, bei der ein linearer Einmassenschwinger zur Beschreibung der nichtlinearen Struktur verwendet wird. Hierfür wird eine effektive lineare Steifigkeit $K_{s,eff}$ definiert:

$$K_{s,eff} = -\frac{K_0(\Delta_f - \Delta_2)}{\Delta_2}. \quad (2.30)$$

In Impulstests wurde herausgefunden, dass bei einer bestimmten Impulsfrequenz sehr große Verschiebungen auftreten. Dabei zeigte sich, dass die aus (2.30) ermittelte Frequenz $f_{s,eff}$ sehr gut mit dieser Impulsfrequenz, die eine Art Eigenfrequenz der Wand darstellt korreliert. Ebenso konnte in weiterführenden Untersuchungen gezeigt werden, dass die Berechnung der Grenztragfähigkeit mittels dieser Frequenz unter Verwendung des Verschiebungsantwortspektrums gute Ergebnisse erzielt werden können. Die Abweichung zu den nichtlinearen Zeitverlaufsberechnungen beträgt +50% [12].

Vaculic

In [64] wird ein Modell bestehend aus zwei Anteilen vorgestellt. Ein Anteil beschreibt die Schwingung der starren Blöcke und ein Anteil die Reibung. Der erste Anteil entspricht dem DG-Modell, wobei der trilineare Verlauf zu einem bilinearen Verlauf vereinfacht wird. Dabei liegt das Maximum bei Δ_y und ist der Mittelwert von Δ_1 und Δ_2 . Zusätzlich kann in diesem Modell eine exzentrische Wirkung der Auflast berücksichtigt werden. Der zweite Anteil ist der Anteil aus Reibung, der entsteht, wenn die Wand seitlich gehalten ist und die Steine sich zueinander verdrehen, oder wenn die Wand sich relativ zu ihrer Kopflagerung verschiebt. Hierbei wird nicht mehr von einer rein einachsig spannenden Wand ausgegangen und lässt sich auch auf zweiachsig spannende Wände anwenden [65].

Derakhshan et al.

In einer von Derakhshan et al. [35, 36] durchgeführten experimentellen Untersuchung wurden sechs Mauerwerkswände durch Airbags senkrecht zur Ebene belastet. Die aus diesen Pushover-Versuchen gewonnenen Kraft-Verformungsbeziehungen wurden mit dem zuvor vorgestellten trilinearen Modell nach Doherty und Griffith ausgewertet. Hierfür wurden die Parameter $\frac{\Delta_1}{\Delta_f}$ und $\frac{\Delta_2}{\Delta_f}$ an die durchgeführten Versuche angepasst.

Tabelle 2.2: Empirisch ermittelte Verschiebungen nach Derakhshan et al. [36]

Schlankheit h/t	$\Psi = 0$		$\Psi = 1$	
	Δ_1/Δ_f	Δ_2/Δ_f	Δ_1/Δ_f	Δ_2/Δ_f
9	1%	25%	1%	34%
16	1%	37%	1%	31%
19	1%	43%	1%	26%

Der Parameter Δ_2 der die maximale aufnehmbare Kraft beschreibt, wurde in Abhängigkeit der Schlankheit und Belastung angepasst. Während unter Auflast die maximale Kraft mit veränderter Schlankheit nahezu konstant bleibt, wird die Maximalkraft ohne Auflast bei schlanken Wänden deutlich reduziert [36]. Unabhängig von Schlankheit und Belastung wurde die Verschiebung Δ_1 deutlich verringert, was zu einer deutlich höheren Steifigkeit bei sehr

geringen Verformungen führt.

Ebenfalls von Derakhshan et al. [37, 41] wurde eine Weiterentwicklung des DG-Modells vorgenommen. Da in bisherigen Modellen wesentliche Effekte unberücksichtigt bleiben, wird in dem vorgeschlagenen Modell die Knickhöhe, die Mauerwerkdruckfestigkeit sowie die horizontale Steifigkeit der Kopflagerung berücksichtigt.

Zunächst wird an der nicht gerissenen Wand die Knickhöhe auf Spannungsebene unter Annahme eines elastischen Verhaltens berechnet. Die maximale Zugspannung σ^T im Querschnitt ist

$$\sigma^T(x) = \frac{M(x)t}{2I_g} - \frac{P(x)}{t}. \quad (2.31)$$

Dabei ist $M(x)$ der Momentenverlauf einer konstanten Streckenlast und t die Dicke der Wand. Das System wird hierbei sowohl am Fuß als auch am Kopf als gelenkig angesehen. Die horizontale Steifigkeit am Wandkopf hat somit keinen Einfluss auf den Momentenverlauf. Das Flächenträgheitsmoment I_g berechnet sich standardmäßig mit

$$I_g = \frac{t^3}{12}. \quad (2.32)$$

Die Funktion $P(x)$ beschreibt den Druck verursachenden Anteil aus Eigengewicht und der Auflast. Die Wand versagt an der Stelle mit der höchsten Zugspannung. Wird die Gleichung für diesen Extremwert gelöst, berechnet sich die Knickhöhe x_{cr} zu

$$x_{cr} = \frac{h}{2} + \frac{m_0 g t}{6w_{cr}}. \quad (2.33)$$

Das Eigengewicht ist als Massenbelegung m_0 angegeben. Die Streckenlast w_{cr} bei der die Wand reißt berechnet sich wiederum aus einer angenommenen Zugfestigkeit f_{fb} und der Auflast O :

$$w_{cr} = \frac{f_{fb} + \frac{O}{t} + \frac{m_0 g h}{2t} + \sqrt{\left(f_{fb} + \frac{O}{t}\right) \left(f_{fb} + \frac{O}{t} + \frac{m_0 g h}{t}\right)}}{1,5 \left(\frac{h}{t}\right)^2}. \quad (2.34)$$

Aus der statischen Durchbiegung eines Einfeldträgers unter der Streckenlast w_{cr} wird die zugehörige Verschiebung in Wandmitte $\Delta_{u,cr}$ berechnet.

$$\Delta_{u,cr} = \frac{5F_{cr}h^3}{384EI_g}. \quad (2.35)$$

Dabei ist E das Elastizitätsmodul der Steine und F_{cr} die Resultierende der Streckenlast w_{cr} . Wird der gerissene Zustand betrachtet, ist diese Gleichung von geringer Bedeutung. Jedoch wird der Ansatz genutzt um die Verformung Δ_1 zu bestimmen.

Mit der berechneten Knickhöhe wird über Kräftegleichgewicht die Kraft-Verformungsbeziehung ermittelt. Zusätzlich zur Knickhöhe kann die horizontale Steifigkeit der

Kopflagerung berücksichtigt werden. Unter einer einwirkenden Horizontallast verschiebt sich das obere Auflager und beeinflusst den Hebelarm des Eigengewichts und der Auflast. In [41] durchgeführte Parameterstudien zeigen jedoch, dass der Einfluss dieser Steifigkeit auf das out-of-plane-Verhalten sehr gering ist und daher vernachlässigt wird. In späteren Untersuchungen [50] wird diese Erkenntnis jedoch revidiert.

Zusätzlich wird in dem vorgeschlagenen Modell die Mauerwerkdruckfestigkeit berücksichtigt. Diese beeinflusst den Drehpunkt der einzelnen Scheiben, da sich in Realität die Scheiben nicht um den Eckpunkt drehen. Es wird stattdessen ein Flächenkontakt angenommen, wobei sich der neue Drehpunkt in der Mitte dieser Fläche befindet. Dieser Flächenkontakt berechnet sich aus der Druckfestigkeit des Mörtels und der anstehenden Druckspannung aus Eigengewicht und Auflast. Hierdurch verringert sich der Hebelarm der stabilisierenden Kräfte und die out-of-plane-Kapazität wird reduziert.

Für die Annahme einer steifen horizontalen Kopflagerung vereinfacht sich die Formel für die maximale Streckenlast w_{max} und berechnet sich mit

$$w_{max} = \frac{Mt}{(\beta - \beta^2)h^2} \left(2(1 - \beta) \left(1 - \frac{1 + c_1 a}{2} \frac{a}{t} \right) + \Psi \left(2 - \beta + (c_1 \beta - c_1 - 1) \frac{a}{t} \right) \right). \quad (2.36)$$

Der Parameter β , welcher die Knickhöhe beschreibt, wird definiert durch

$$\beta = \frac{x_{cr}}{h}. \quad (2.37)$$

Der Parameter a beschreibt den Flächenkontakt:

$$a = \frac{M}{0,85f_j} (1 - \beta + \Psi). \quad (2.38)$$

Das Verhältnis der Auflast und dem gesamten Eigengewicht der Wand wird durch Ψ beschrieben. Der Parameter c_1 für den Flächenkontakt in der Fußlagerung berechnet sich mit

$$c_1 = \frac{1 + \Psi}{1 - \beta + \Psi}. \quad (2.39)$$

Das Modell wird mithilfe von experimentellen Daten von Versuchen mit Wänden mit einer Dichte von 1800 kg/m^3 , ohne horizontale Steifigkeit der Kopflagerung und vereinfacht für die Knickhöhe $2/3$ kalibriert.

In Sensitivitätsuntersuchungen der betrachteten Parameter wurde gezeigt, dass der Einfluss der Knickhöhe insbesondere bei Wänden ohne Auflast einen großen Einfluss hat. Das Modell liefert insgesamt etwa 30% geringere Ergebnisse für die Versagensverschiebung und damit für die out-of-plane Kapazität als das DG-Modell.

Godio und Beyer

Godio und Beyer schlagen in [42] ein Modell vor, dass auf der Euler-Bernoulli Balkentheorie unter Berücksichtigung geometrischer Nichtlinearität basiert und für schlanke Wände gültig ist. Dabei wird die Zugfestigkeit vernachlässigt und ein linear-elastisches Verhalten auf Druck angenommen. Im gerissenen Querschnitt t_c wird eine dreiecksförmige Spannungsverteilung

angenommen. Es werden drei unterschiedliche statische Lagerbedingungen (gelenkig-gelenkig, eingespannt-eingespannt, freistehend) berücksichtigt. Durch die statische Lagerung ergibt sich für die ersten beiden Fälle die Knickhöhe in Wandmitte. Der Vergleich mit Versuchen liefert eine gute Übereinstimmung der Kraftverformungsbeziehung, wobei der angenommene E-Modul der Wand einen großen Einfluss hat. Aus dem Modell wird eine vereinfachte Formel hergeleitet, um die maximal aufnehmbare Kraft zu bestimmen.

Rao et al.

In [66] wurde das von Derakhshan et al. weiterentwickelte DG-Modell aufgegriffen, mit experimentellen Daten verglichen und durch die Einführung von Vorfaktoren an die betrachteten Versuche aus der Literatur angepasst. Die durchschnittliche maximal aufnehmbare Kraft liegt hiernach bei 89,1% in Bezug zur analytisch berechneten maximalen Kraft F_0 . Das trilineare Modell berechnet sich somit durch

$$F = \frac{1,782}{\beta h} \left(\left(Mg \left(t - \frac{a_1 + a_2}{2} \right) \right) + \left(\frac{0}{1-\beta} (t(1 - 0,5\beta) - 0,5(a_1 + a_2 - a_2\beta)) \right) \right). \quad (2.40)$$

Die Parameter a_1 und a_2 sind analog zu a und c_1 und beschreiben den Flächenkontakt:

$$a_1 = \frac{Mg}{0,85f_j} (1 + \Psi - \beta) \quad (2.41)$$

$$a_2 = \frac{Mg}{0,85f_j} (1 + \Psi). \quad (2.42)$$

Die Verformung Δ_1 wird für $\Psi \leq 0,5$ zu

$$\Delta_1 = \frac{5Fh^3}{384E(0,154I_g)} \quad (2.43)$$

und für $\Psi > 0,5$ zu

$$\Delta_1 = \frac{5Fh^3}{384E(0,278I_g)} \quad (2.44)$$

festgelegt. Die Verformung Δ_2 ergibt sich aus dem Schnittpunkt zwischen dem Plateau von F und der Umhüllenden aus F_0 .

$$\Delta_2 = \left(1 - \frac{F}{F_0} \right) \Delta_f. \quad (2.45)$$

Dabei berechnet sich F_0 zu

$$F_0 = \frac{2}{\beta h} \left(Mgt + \frac{0}{1-\beta} t(1 - 0,5\beta) \right) \quad (2.46)$$

wobei die Mörteldruckfestigkeit als unendlich groß angenommen wird und sich F_0 somit dem

Modell mit starren Scheiben annähert. Für die Berechnung der Versagensverschiebung Δ_f werden die Flächenkontakte berücksichtigt.

$$\Delta_f = \frac{t \left(1 - \frac{a_1 + a_2}{2t} + \psi \left(\frac{1 - 0,5\beta}{1 - \beta} - \frac{a_1 + a_2 - a_2\beta}{2(1 - \beta)t} \right) \right)}{1 + \frac{\psi}{1 - \beta}}. \quad (2.47)$$

In den Untersuchungen wurde zudem festgestellt, dass die mittlere Knickhöhe bei 0,59 der Wandhöhe liegt. Der Einfluss der Mörtelfestigkeit wird als sehr gering eingeschätzt. Die Versagensverschiebung variiert basierend auf den betrachteten Versuchen zwischen t für axial unbelastete und $0,75t$ für belastete Wände ($\psi = 1,36$).

Tomasetti et al.

In [67] wird ein Einmassenschwinger-Modell vorgeschlagen, das sowohl den nicht gerissenen, linearen Anteil der Kraftverformungsbeziehung als auch den gerissenen, nichtlinearen Anteil berücksichtigt. Dabei ergibt sich ebenfalls ein trilineares Modell, das zusätzlich einen Anstieg des zweiten Bereichs statt eines Plateaus annimmt. Die Form der Kraftverformungsbeziehung wird ebenfalls über Faktoren, die in Versuchen kalibriert wurden, ermittelt. Dabei werden Versuche zu einschaligem und zweischaligen Mauerwerk betrachtet. Weiterhin werden unterschiedliche Dämpfungsmodelle untersucht und deren Eignung zur Beschreibung des out-of-plane Verhaltens analysiert. Dabei wird festgestellt, dass steifigkeitsabhängige Dämpfungsmodelle die von der aktuellen Sekantensteifigkeit abhängen deutlich bessere Ergebnisse liefern [68].

Numerische Modellierung

Neben den beschriebenen analytischen Modellen wurden in den letzten Jahren, ermöglicht durch die rasant gestiegene Leistungsfähigkeit von Computern, diverse numerische Methoden entwickelt, um das Verhalten von Mauerwerksgebäuden zu simulieren. Diese lassen sich allgemein in Ansätze basierend auf Finite-Element-Methoden [69], Discrete-Element-Methoden und Mehrkörperdynamik unterteilen. Dabei wird weiterhin in Makro-, Meso- und Mikromodellierung unterschieden (**Abbildung 2.10**).

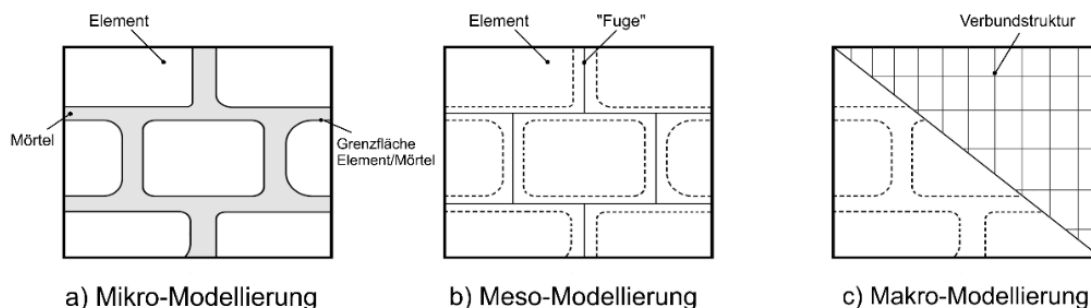


Abbildung 2.10: Mikro-, Meso- und Makromodellierung von Mauerwerk (vgl. [70])

Bei der Mikromodellierung werden Mauerwerksteine und Mörtel sowie der Kontakt zwischen diesen jeweils diskret abgebildet. Dies führt zu einer sehr komplexen und zeitintensiven Modellierung sowie zu sehr hohen Rechenzeiten. Dabei können jedoch sämtliche

Versagensmechanismen wie das Aufreißen der Steine und der Fugen, Druckversagen von Stein und Fuge und Rutschen der Steine berücksichtigt werden. Der Fokus der Forschung liegt hierbei bei der Modellierung der Fugen, da diese maßgeblich für die Tragfähigkeit verantwortlich sind [70, 71].

In der Mesomodellierung wird die Fuge lediglich als Kontaktinterface zwischen den Steinen abgebildet, wobei die Steine weiterhin als diskrete Blöcke modelliert werden. Bisher werden diese Modelle hauptsächlich zur Beschreibung des in-plane Verhaltens von Mauerwerk eingesetzt. Durch die Abbildung der Steine als 3D-Körper und der Definition unterschiedlicher 2D-Kontaktflächen lassen sich auch dreidimensionale Problemstellungen abbilden [72].

In der Makromodellierung werden Steine und Mörtel homogenisiert betrachtet, was den Modellierungs- und Berechnungsaufwand stark reduziert. Dadurch ist der Ansatz insbesondere für die Anwendung auf komplette Gebäudemodelle und in der Praxis relevant [73–76].

Bei der Discrete-Element-Methode werden die Steine ebenso als Blöcke modelliert. Zwischen diesen werden Kontaktelemente verwendet, um die Kontaktkräfte abzubilden. Vorteil ist hierbei, dass durch die Verwendung entsprechender Elementformulierungen große Verformungen und Rotationen der Steine sowie ein vollständiges entkoppeln der Steine voneinander abgebildet werden können. Weiterer Vorteil ist die automatische Kontaktfindung während der Simulation [77–81].

In der Mehrkörpersimulation werden Mauerwerkswände durch kinematische Ketten starrer Körper abgebildet. Die Nichtlinearität wird dabei durch die Definition der Kontakte berücksichtigt. Die Berechnung erfolgt dann lediglich unter Berücksichtigung der Massen, Trägheiten, geometrischen Beziehungen, Reibung und dem Energieerhalt während des Stoßes (Restitutionskoeffizienten). Dabei müssen jedoch die Versagensmechanismen bereits bei der Modellierung berücksichtigt werden. Der Vorteil der Methode besteht in der sehr geringen Rechenzeit [82].

Da es eine Vielzahl an Parametern gibt, die das Tragverhalten beeinflussen und in der Praxis häufig nicht bekannt sind (z.B. Materialeigenschaften von Stein und Mörtel, Abmessungen, Lage und Dicke der Fugen) ist die numerische Simulation von Mauerwerk schwierig. Unterschiedliche Ansätze führen zudem häufig zu unterschiedlichen Ergebnissen. Darüber hinaus kann nicht vorhergesagt werden, dass komplexere Ansätze zwangsläufig zu genaueren, besseren Ergebnissen führen. Die Wahl des für den jeweiligen Anwendungsfall richtigen Ansatzes ist dadurch komplex [78].

2.1.2 Deutsche Normen und Richtlinien

In Deutschland sind seit der Einführung der deutschen Norm DIN 4149 [7] im Jahr 2005 in vielen Regionen Erdbebennachweise zu führen. Mit Einführung des europäischen Regelwerks DIN EN 1998 [8] und dem für Deutschland gültigen nationalen Anhang [11] wurden die normativen Regeln zur Erdbebembemessung ergänzt. Mit der geplanten Einführung des neuen nationalen Anhangs des Eurocode 8 [17] werden ebenso neue Erdbebenkarten für Deutschland gültig. Mit diesen werden die anzusetzenden Beschleunigungen für die Bemessung weiter erhöht (**Abbildung 1.2**).

Nachweismethoden die explizit für das out-of-plane-Verhalten von Mauerwerkswänden vorgesehen sind, finden sich in Deutschland lediglich in der Richtlinie des kerntechnischen Ausschuss KTA 2201.3 [10]. In den europäischen Normen DIN EN 1998 und DIN EN 1996 und den zugehörigen nationalen Anhängen für Deutschland [9, 16, 83–85] finden sich keine speziellen Methoden für eine Beurteilung der out-of-plane-Tragfähigkeit. Die Methoden des

Eurocode 6 können jedoch adaptiert auch hierfür verwendet werden.

Im Folgenden werden die in Deutschland vorhandenen Methoden aus Normen und Richtlinien beschrieben.

DIN 4149

In der ersten deutschen Erdbebennorm DIN 4149 [7] werden keine speziellen Bemessungsregeln für Mauerwerk unter Querbelastung oder Ausfachungsmauerwerk allgemein gegeben. Lediglich eine Berücksichtigung von Ausfachungen, die das Schwingungsverhalten des Tragwerks wesentlich beeinflussen wird gefordert.

DIN EN 1998

In Kapitel 9 der Norm DIN EN 1998-1 [8] – „Besondere Regeln für Mauerwerksbauten“ werden keine Nachweismethoden für das Verhalten rechtwinklig zur Ebene angegeben. Es werden im nationalen Anhang jedoch für Schubwände in Erdbebenzone 2 Schlankheiten ≤ 18 und für Erdbebenzone 3 Schlankheiten ≤ 15 gefordert. Zudem wird für Giebelwände gefordert, dass diese durch Querwände oder Pfeilervorlagen ausgesteift werden müssen, wenn diese nicht kraftschlüssig mit dem Dachstuhl verbunden sind.

Für Ausfachungsmauerwerk werden in DIN EN 1998-1 spezielle Anforderungen getroffen und der Versagensmechanismus aus der Ebene betrachtet. In Abschnitt 4.3.6 – „Zusätzliche Maßnahmen für Rahmen mit Ausfachungsmauerwerk“ wird gefordert, dass das Mauerwerk mit dem Rahmen ohne besondere Trennfugen in Kontakt steht, ohne jedoch über Anker, Dübel etc. kraftschlüssig verbunden zu sein. Ebenso wird empfohlen in Ausfachungsmauerwerk, bei dem die Gefahr eines Versagens aus der Ebene heraus besteht, Verankerungen anzuordnen, um die Gefahr durch herabfallende Mauerwerkstrümmer zu reduzieren. Auch die während der Nutzungsdauer und während eines Erdbebens eventuell aufgetretene Schädigung der Wand muss berücksichtigt werden. Ebenso sind die schwankenden mechanischen Eigenschaften sowie die Verbindung zum umgebenden Rahmen zu beachten.

In Abschnitt 4.3.6.4 werden geeignete Maßnahmen gefordert, um ein Versagen von Mauerwerkswänden oder Teilen davon aus der Ebene zu vermeiden. Insbesondere sind hierbei Wände mit einer Schlankheit größer 15 zu berücksichtigen. Als Beispiel für solche Maßnahmen werden Drahtnetze, Wandanker sowie Betonpfosten und –gurte gegeben.

DIN EN 1996

In der europäischen Norm DIN EN 1996 [9] wird die Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten geregelt. Teil 1-1 befasst sich mit allgemeinen Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk, behandelt jedoch ausdrücklich „...nicht die besonderen Anforderungen an den Entwurf, die Berechnung und Bemessung für erdbebengefährdete Bauwerke“ [9]. Hierfür wird auf die zuvor beschriebene Norm DIN EN 1998 verwiesen. Weiterhin wird in Abschnitt 6.3.5 die Anwendbarkeit der beschriebenen Nachweise für Erdbeben ausgenommen.

Die in DIN EN 1996 beschriebenen Methoden zur Beurteilung und Bemessung von Mauerwerkswänden mit Belastungen quer zur Ebene werden hier trotz dessen beschrieben, um die Grundlagen des Bemessungskonzepts darzulegen.

In Abschnitt 5.5.5 „Querbelastete Mauerwerkswände“ werden horizontal auf Plattenbiegung beanspruchten Mauerwerkswände behandelt.

Für die Ermittlung des maximal zu erwartenden Moments von 3 und 4-seitig gelagerten Wänden kann folgende Gleichung verwendet werden:

$$M_{Ed} = \alpha \cdot W_{Ed} \cdot l^2 . \quad (2.48)$$

Wobei l die Länge der Wand, W_{Ed} der Bemessungswert der Flächenlast und α Momentenbeiwerte sind, die den Einspanngrad und das Seitenverhältnis berücksichtigen. Diese sind nach geeigneten Theorien zu ermitteln oder können für einschalige Wände mit einer Dicke $t \leq 250$ mm aus [16] entnommen werden. Der Parameter α hängt zudem von der Richtung der Bruchebene ab. Der in Anhang E angegebene Parameter α_2 , welcher für eine Bruchebene senkrecht zur Lagerfuge gilt (**Abbildung 2.11**), muss für eine Bruchebene parallel zur Lagerfuge (**Abbildung 2.12**) über das Verhältnis der Biegefestigkeiten des Mauerwerks senkrecht zueinander angepasst werden:

$$\alpha_1 = \mu \cdot \alpha_2 \quad (2.49)$$

wobei

$$\mu = \frac{f_{xd1}}{f_{xd2}} . \quad (2.50)$$

Hierbei ist f_{xd} der Bemessungswert der Biegefestigkeit, angepasst an die Belastungsrichtung. Unterschieden wird zwischen der Bruchebene parallel zur Lagerfuge (f_{xd1}) und senkrecht zur Lagerfuge (f_{xd2}). Der deutsche Nationale Anhang zu DIN EN 1996-1-1 [16] legt jedoch fest, dass die Biegefestigkeit f_{xd1} bei tragenden Wänden nicht angesetzt werden darf. Eine Ausnahme bilden zeitweise belastete Ausfachungsmauerwerkswände. Hierbei darf die charakteristische Biegezugfestigkeit mit $f_{xd1} = 0,2 \text{ N/mm}^2$ angenommen werden.

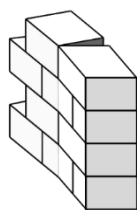


Abbildung 2.11: Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen

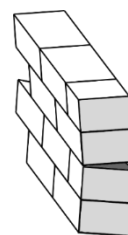


Abbildung 2.12: Bruchebene parallel zu den Lagerfugen

Unter Auflast darf der Wert f_{xd} um die Spannung, die durch die Auflast entsteht, erhöht werden und wird dann als $f_{xd1,app}$ bezeichnet. Dies darf allerdings nur vorgenommen werden, wenn das Versagen dieses Bauteils keine Einwirkung auf die Stabilität des gesamten Tragwerks hat. Nach 5.5.5 (9) darf für Wände die nur am oberen und unteren Rand gehalten sind, das Moment nach üblichen ingenieurmäßigen Regeln berechnet werden.

In Kapitel 6.3 „Unbewehrte, durch Horizontallasten auf Plattenbiegung beanspruchte Mauerwerkswände“ wird der Nachweis über die zulässige Biegefestigkeit des Mauerwerks geführt. Dabei muss nach dem allgemein gültigen Bemessungskonzept das einwirkende

Moment M_{Ed} kleiner dem maximal aufnehmbaren Moment M_{Rd} sein:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} . \quad (2.51)$$

Das aufnehmbare Moment berechnet sich dabei zu

$$M_{Rd} = f_{xd} \cdot Z . \quad (2.52)$$

Wobei auch hier f_{xd} der Bemessungswert der Biegefestigkeit bei Bruchrichtung parallel zur Lagerfuge und Z das Widerstandsmoment je Längeneinheit darstellt. Bei einer zusätzlich wirkenden Auflast, wird f_{xd} um die Spannung, die durch die wirkende Last entsteht, erhöht. Die zusätzlich angesetzte Spannung muss bei zentrisch wirkender Auflast jedoch kleiner 15% der Bemessungsdruckfestigkeit sein.

In Abschnitt 6.3.2 wird die Bemessung von Wänden unter Bogentragwirkung beschrieben. Für Wände die kraftschlüssig zwischen Auflager gemauert werden darf angenommen werden, dass sich ein waagerechter oder lotrechter Bogen ausbildet. Für die Berechnung darf daher ein Dreigelenkbogen zugrunde gelegt werden. Für geringe Durchbiegungen ergibt sich nach der Bemessungswert des Tragwiderstandes infolge horizontaler Belastung je Flächeneinheit der Wand zu:

$$q_{lat,d} = f_d \left(\frac{t}{l_a} \right)^2 . \quad (2.53)$$

Wobei t die Dicke der Wand, l_a die Länge der Wand (in Richtung des sich ausbildenden Bogens) und f_d die Druckfestigkeit des Mauerwerks ist. Die Druckfestigkeit des Mauerwerks muss dabei nach Abschnitt 3.6.1 (Gleichung 3.1) aus der Druckfestigkeit von Mörtel und Stein bestimmt werden. Zudem wird gefordert, dass die Bemessungsspannung infolge Vertikallast nicht kleiner als $0,1 \text{ N/mm}^2$ ist.

In DIN EN 1996-3 Anhang C [85] sind weiterhin für vertikal unbelastete Wände unter Horizontalbelastung Diagramme zur Ermittlung der Mindestdicke angegeben. Das Verfahren ist jedoch nur für 3- oder 4-seitig gelagerte Wände gültig. Im nationalen Anhang [84] wird das Vorgehen durch NCI Anhang NA.C ersetzt. Hierbei wird für horizontal belastete Wände ohne Vertikallast die Ausfachungsfläche angegeben, unter der keine rechnerischen Nachweise erforderlich sind. Dies ist jedoch nur für vierseitig gehaltene Wände gültig.

KTA 2201.3

Der Kerntechnische Ausschuss stellt Regeln für die Bemessung und Konstruktion von Bauwerken kerntechnischer Anlagen auf. Die Richtlinie KTA 2201.3 [10] und dessen Dokumentation [86] behandeln die Auslegung von kerntechnischen Anlagen gegen seismische Einwirkungen.

Zur Festlegung der Baustoffkennwerte und Anforderungen an Mauersteine, Mauermörtel sowie bauliche Durchbildung wird auf DIN EN 1996 und DIN EN 1998 verwiesen. Das Sicherheitskonzept wird analog zu DIN EN 1990 [87–89] angewendet.

In Abschnitt 6.3 werden Regeln zur Bemessung von Mauerwerk gegeben. Für Mauerwerkswände, die senkrecht zur Ebene durch Erdbeben belastet werden, darf nach Abschnitt 6.3.2 eine Gewölbewirkung zwischen waagerechten oder lotrechten aussteifenden

Elementen angenommen werden. Es wird zudem der Nachweis gefordert, dass die Gewölbewirkung trotz der Nachgiebigkeit von aussteifenden Elementen gegeben ist.

Aus konstruktiver Sicht wird die Vermörtelung der Stoßfugen über die komplette Wanddicke sowie die Sicherstellung des Kraftübertrags zwischen Mauerwerk und Einfassungsbauteilen gefordert. Der Teilsicherheitsbeiwert für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist für Mauerwerk zu $\gamma_M = 1,2$ anzusetzen.

Durch die Annahme der Gewölbewirkung des Mauerwerks wird eine Druckspannungszone ausgebildet die bogenförmig verläuft (**Abbildung 2.13**). Der Spannungsbereich bildet sich sowohl im Auflagerbereich als auch in Wandmitte linear aus. Die klaffende Fuge aufgrund von nicht aufnehmbaren Zugspannungen wird bis zu einem Viertel der Bauteildicke angenommen.

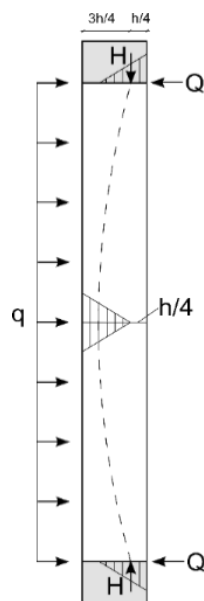


Abbildung 2.13: Bemessungsmodell nach KTA 2201.3 (vgl. [10, 86])

Berechnet wird die Mauerwerkswand als beidseitig zweiwertig gelagerter Einfeldträger. Demnach beträgt das maximale Moment in Bauteilmitte:

$$M = \frac{ql^2}{8}. \quad (2.54)$$

Die Auflagerreaktionen H und Q , die aufgrund der Gewölbewirkung entstehen, berechnen sich zu:

$$H = \frac{2M}{h} \quad (2.55)$$

$$Q = \frac{ql}{2}. \quad (2.56)$$

Die Einwirkung, die mit der maximal aufnehmbaren Spannung verglichen wird, entsteht am Auflager und weist folgende Druckspannung auf:

$$\sigma_R = \frac{8H}{3bh}. \quad (2.57)$$

Von den Auflagern ist ebenfalls die resultierende Schubspannung aufzunehmen:

$$\tau_R = 1,5 \frac{Q}{0,75 \cdot bh} \quad (2.58)$$

2.1.3 Internationale Normen und Richtlinien

International finden sich eine Vielzahl an Normen, Richtlinien und Empfehlungen, die unterschiedliche Ansätze zur Beurteilung der Tragfähigkeit senkrecht zur Ebene beschreiben. Insbesondere in Ländern mit erhöhter Seismizität finden sich Methoden die speziell zur Bemessung und Beurteilung von Mauerwerkswänden unter out-of-plane Erdbebenbelastungen entwickelt wurden. Hierzu werden zum Teil Modelle basierend auf aktuelleren Untersuchungen eingesetzt.

Eine Auswahl der international vorhandenen Methoden, welche die Bandbreite der genormten Verfahren gut abbildet, wird im Folgenden vorgestellt.

USA

In der US-amerikanischen Norm ASCE 41-13 „Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings“ [24] werden in Abschnitt 11.3.3.2 und 11.3.3.3 für Immediate Occupancy (IO), Life Safety (LS) und Collapse Prevention (CP) Structural Performance Level unterschiedliche Nachweise gefordert. Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit (IO) und wenn keine Bogentragwirkung berücksichtigt wird, wird das Aufreißen der Wand nicht gestattet und muss mit der vorhandenen Zugfestigkeit nachgewiesen werden. Die Zugfestigkeit kann nach 11.2.3.5 durch einen Bond-Wrench-Test an einer aus der zu untersuchenden Wand entnommenen Probe, einem in-situ Bond-Wrench-Test oder einem Biegeversuch an einer entnommenen Wand ermittelt werden. Für den LS-Zustand werden Risse zugelassen. Die Stabilität muss durch Zeitverlaufsberechnungen unter Ansatz von Beschleunigungszeitverläufen am oberen und unteren Ende der Wand nachgewiesen werden. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit (CP) muss die Stabilität der Wand nur bei Überschreiten der Schlankheitsgrade in **Tabelle 2.3** nachgewiesen werden.

Tabelle 2.3: Zugelassene Schlankheitsgrade nach [24]

Wandtyp	$S_{x1} \leq 0,24 g$	$0,24 g \leq S_{x1} \leq 0,37 g$	$S_{x1} > 0,37 g$
Wände einstöckiger Gebäude	20	16	13
Wände in ersten Stockwerk	20	18	15
Wände in oberstem Stockwerk	14	14	9
Alle anderen Wände	20	16	13

Wobei sich S_{x1} durch

$$S_{x1} = F_v \cdot S_S \quad (2.59)$$

ergibt. Dabei berücksichtigt F_v die Baugrundklasse und S_S ist die Spektralantwortbeschleunigung bei kleinen Perioden aus den entsprechenden Erdbebenkarten.

Ein analoges Vorgehen wurde bereits in FEMA 273 [90] und FEMA 356 [6] vorgeschlagen. Weiterhin wird für die Bestimmung der out-of-plane Tragfähigkeit auf [13] sowie auf weitere

Forschungsarbeiten verwiesen [28, 29, 31, 91]. Es wird außerdem auf die bisher unzureichende Erforschung des out-of-plane Verhaltens von unbewehrten Mauerwerkswänden hingewiesen.

In Abschnitt 11.4.3 [24] wird für das out-of-plane-Verhalten von Ausfachungsmauerwerk eine Methode auf Basis der Forschungsergebnisse von Angel und Abrams [25] (Abschnitt 2.1) beschrieben. Hierbei wird der Vorfaktor aus Gleichung (2.16) von 2,0 auf 0,7 reduziert. Die maximal aufnehmbare Belastung ergibt sich aus

$$q_{in} = \frac{0,7 f_m' \lambda_2}{\left(\frac{h_{inf}}{t_{inf}}\right)} \cdot 144. \quad (2.60)$$

Dabei ist λ_2 ein Parameter zur Berücksichtigung der Schlankheit nach **Tabelle 2.4**, f_m' die Druckfestigkeit des Mauerwerks und h_{inf} und t_{inf} die Höhe und Dicke der Wand. Die von Angel et al. vorgeschlagenen Faktoren R1 und R2 für die Vorschädigung der Wand und die Steifigkeit des Rahmens werden nicht mehr explizit berücksichtigt, sondern sind bereits im Vorfaktor inkludiert, da die angegebene Formel eine untere Grenze der Tragfähigkeit angibt [26, 56].

Tabelle 2.4: Werte für λ_2 nach [24]

$\frac{h_{inf}}{t_i}$	5	10	15	25
λ_2	0,129	0,060	0,0034	0,013

Die Bogentragwirkung darf jedoch nur angenommen werden, wenn die Wand in vollständigem Kontakt mit dem umgebenden Rahmens steht, der Rahmen an der Stelle der geringsten Steifigkeit eine Steifigkeit von $3,6 \cdot 10^9 \text{ lb} \cdot \text{in}^2$ ($\cong 2,5 \cdot 10^7 \text{ MPa}$) übersteigt, die Schubkräfte aufgenommen werden können und die Schlankheit ≤ 25 ist [24].

Neuseeland

Die neuseeländische Empfehlung "Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes" der „New Zealand Society for Earthquake Engineering (NSZEE)“ [92] schlägt ein verschiebungsbasiertes Bemessungsmodell vor. Das Versagen der Wand wird durch das geometrische Stabilitätslimit definiert. Ein Aufreißen der Wand wird zugelassen. Das Verfahren basiert auf den Arbeiten von Blaikie et al. [58–60] und wird im Folgenden kurz vorgestellt.

Analog zum Verfahren nach Doherty und Griffith wird die Wand in zwei starre Scheiben unterteilt, wobei auch veränderliche Wandquerschnitte betrachtet werden können (**Abbildung 2.14**). Im ersten Schritt wird die effektive Wanddicke t bestimmt:

$$t = t_{nom}(0,975 - 0,025P/W) \quad (2.61)$$

wobei P die Auflast und das W Eigengewicht der Wand ist.

Anschließend wird die statische Versagensverschiebung Δ_i ermittelt:

$$\Delta_i = \frac{h \cdot b}{2 \cdot a} \quad (2.62)$$

wobei h die Höhe der Wand ist. Die Parameter a und b ergeben sich aus Gleichgewichtsbedingungen und können für unveränderliche Wandquerschnitte aus **Tabelle 2.5** abgelesen werden. Die anzusetzende Verschiebung bei der die Wand tatsächlich versagt wird nochmals mit dem Faktor 0,6 abgemindert, um konservative Ergebnisse zu erhalten.

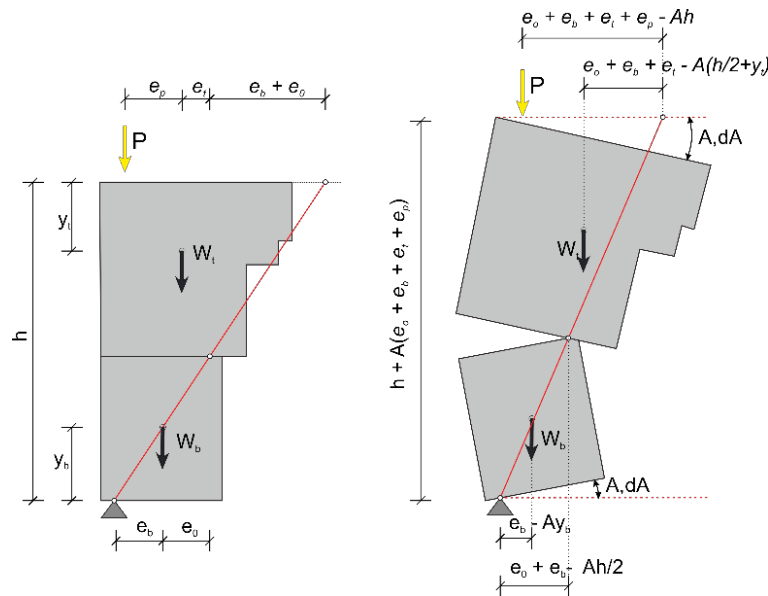


Abbildung 2.14: Modell der Wand nach [92]

Im nächsten Schritt wird die Periode T_p der Wand ermittelt

$$T_p = 6.27 \sqrt{\frac{J}{a}} \quad (2.63)$$

Wobei J die Rotationsträgheit der Wand ist und ebenfalls aus **Tabelle 2.5** entnommen werden kann. Unter Verwendung der Eigenperiode wird der Koeffizient C_p , der die Erdbebeneinwirkung nach New Zealand Standard 1170.5 [93] beschreibt, bestimmt. Nachfolgend wird der Partizipationsfaktor γ zu

$$\gamma = \left(\frac{W_b y_b + W_t y_t}{2 \cdot J \cdot g} \right) h \quad (2.64)$$

bestimmt. Die Parameter W und y sind in **Abbildung 2.14** definiert. Anschließend wird die Antwortverschiebung D_{ph} berechnet:

$$D_{ph} = \gamma \cdot \left(\frac{T_p}{2\pi} \right)^2 \cdot C_p(T_p) \cdot R_p \cdot g \quad (2.65)$$

Der Parameter R_p beschreibt einen Risikofaktor nach [93]. Für den Nachweis der Tragfähigkeit wird abschließend das Verhältnis aus Einwirkung und Widerstand auf die Gefährdung neuer Gebäude (New Building Standard - NBS) bezogen:

$$\%NBS = 100(1.2 \cdot 0,6\Delta_i)/D_{ph} = 72 \cdot (\Delta_i/D_{ph}). \quad (2.66)$$

Für Werte zwischen 33%NBS und 67%NBS wird die Wand in eine moderate Gefährdung und für Werte $> 67\%NBS$ in eine geringe Gefährdung klassifiziert. Ein Wert $< 33\%NBS$ wird nicht akzeptiert.

Weiterhin werden die Beschleunigung die zum Reißen der Wand C_m führt und die Auflagerreaktionen bestimmt.

Tabelle 2.5: Faktoren für Wände mit unveränderlichen Querschnitten für unterschiedliche Randbedingungen nach [92]

Lagerungsfall	0	1	2	3
e_p	0	0	$t/2$	$t/2$
e_b	0	$t/2$	0	$t/2$
b	$(W/2 + P)t$	$(W + 3P/2)t$	$(W/2 + 3P/2)t$	$(W + 2P)t$
a	$(W/2 + P)h$	$(W/2 + P)h$	$(W/2 + P)h$	$(W/2 + P)h$
$\Delta_i = bh/2h$	$t/2$	$\frac{(2W + 3P)t}{(2W + 4P)}$	$\frac{(W + 3P)t}{(2W + 4P)}$	t
J	$\{(W/12)[h^2 + 7t^2] + Pt^2\}/g$	$\{(W/12)[h^2 + 16t^2] + 9Pt^2/4\}/g$	$\{(W/12)[h^2 + 7t^2] + 9Pt^2/4\}/g$	$\{(W/12)[h^2 + 16t^2] + 4Pt^2\}/g$
C_m	$(2 + 4P/W) t/h$	$(4 + 6P/W) t/h$	$(2 + 6P/W) t/h$	$4(1 + 2P/W) t/h$

Schweiz

In der Schweiz werden die Normen von dem Schweizerischen Ingenieur- und Architektenverein (SIA) herausgegeben.

Für die Bewertung bestehender Bauwerke war die Richtlinie SIA 462 [94] maßgebend, beinhaltete jedoch nur wenige Angaben bezüglich der Tragfähigkeit unter Erdbebeneinwirkungen. Hierfür wurde 2004 das Merkblatt SIA 2018 „Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben“ [95] herausgegeben. Dieses wurde mit Einführung der Norm SIA 269/8 "Erhaltung von Tragwerken – Erdbeben" [96] im Dezember 2017 abgelöst [97].

Allgemein wird bei der Bewertung von Bauwerken bezüglich Erdbebensicherheit in den Schweizer Richtlinien der Erfüllungsfaktor α_{eff} verwendet. Dieser beschreibt das Verhältnis von Tragwiderstand und Einwirkung bzw. das Verhältnis von Verschiebekapazität und Verschiebebedarf.

Zur Bewertung des out-of-plane-Tragverhaltens von tragenden Wänden dürfen nach Abschnitt 6.5.1 der aktuell gültigen Richtlinie SIA 269/8 sowohl kraft- als auch verformungsbasierte Verfahren angewendet werden. Beim kraftbasierten Verfahren wird die Einwirkung nach SIA 261 [98] und die Tragfähigkeit nach SIA 266 [99] bestimmt. Die Norm SIA 266, welche Vorschriften zur Bemessung von Mauerwerksbauten beschreibt, empfiehlt den Nachweis über die Gewölbewirkung, vergleichbar mit dem Verfahren nach KTA 2201.3.

Als erfüllt darf der Nachweis, also $\alpha_{eff} > \alpha_{min}$, angesehen werden, wenn die Bedingungen der Wandschlankheit

$$\frac{h_l}{t_w} \leq \frac{k \cdot g}{\alpha_{min} \cdot \gamma_f \cdot a_{gd} \cdot S} \quad (2.67)$$

und

$$\frac{h_l}{t_w} \leq \frac{70 \cdot g}{\gamma_f \cdot a_{gd} \cdot S} \quad (2.68)$$

erfüllt sind. Wobei k der Beiwert zur Berücksichtigung der Auflagerbedingungen (**Tabelle 2.6**), h_l die Wandhöhe, g die Erdbeschleunigung, t_w die Wanddicke sowie a_{gd} der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung und S ein Parameter zu Bestimmung des elastischen Antwortspektrums nach SIA 261 Abschnitt 16.2 ist.

Tabelle 2.6: Tabelle Beiwerte zur Berücksichtigung der Auflagerbedingungen (nach [96])

Auflagerbedingungen der Wand	Beiwert k
Oben nicht gehalten	0,4
Beidseitig gelenkig	0,8
Unten eingespannt, oben gelenkig	1,3
Beidseitig eingespannt und durch Betondecke belastet	2,0

Für sekundäre Bauteile aus Mauerwerk werden die gleichen Nachweise gefordert, falls die Wände Personen gefährden, das Tragwerk beschädigen oder den Betrieb wichtiger Anlagen beeinträchtigen können [96].

Im nicht mehr gültigen Merkblatt SIA 2018 wurde ebenfalls die Verwendung des Modells nach Paulay und Priestley [14], welches im folgenden Abschnitt vorgestellt wird, vorgeschlagen.

Entwurf der europäischen Norm EN 1998-3

Im Entwurf der europäischen Norm EN 1998-3 [100] findet sich in Abschnitt 11.3.3 ebenfalls ein verschiebungsbasiertes Verfahren zur Bewertung der out-of-plane Tragfähigkeit von unbewehrten Mauerwerkswänden. Die Methode basiert analog zu Doherty und Griffith, Blaikie et al. sowie NSZEE ebenfalls auf der Unterteilung der Wand in zwei starre Scheiben und dem Aufstellen der Gleichgewichtsbedingungen. Es wird eine lineare kinematische Analyse, die zur Bestimmung der out-of-plane Tragfähigkeit verwendet werden soll sowie eine nichtlineare kinematische Analyse, welche zur Bestimmung der Kraftverformungskurve (Pushover-Kurve) verwendet werden soll, vorgeschlagen. Hierzu müssen zunächst die Randbedingungen sowie der Versagensmechanismus bestimmt werden. Anschließend wird die seismische Kraft ermittelt, die zum Stabilitätsversagen der Wand führt. Voraussetzung für die Anwendung der kinematischen Analyse sind folgende Annahmen:

- Die Zugfestigkeit wird vernachlässigt
- Reibung und Gleiten zwischen den Scheiben wird nicht berücksichtigt
- Unendlich hohe Druckfestigkeit von Mauerwerk
- Die Wand wird durch starre Scheiben abgebildet (Vernachlässigbare Verformungen)

Durch den Vergleich des Verschiebungsbedarfs und der Antwortverschiebung kann der Nachweis für unterschiedliche Grenzzustände geführt werden:

- 1) Schadenbegrenzung - Damage Limitation (DL), bei Beginn eines Stabilitätsverlustes;
- 2) Starke Schädigung - Significant Damage (SD), Große Verformungen, aber kein Versagen;
- 3) Kurz vor Versagen - Near Collapse (NC).

Der Zustand SD wird bei 40% der Versagensverschiebung und NC bei 60% der Versagensverschiebung angenommen.

2.2 Zusammenfassung

Das out-of-plane Verhalten von unbewehrten Mauerwerkswänden unter Erdbebenbelastung ist auf Grund der hohen Nichtlinearität sehr komplex und bisher nicht ausreichend erforscht, um eine stets wirtschaftliche Bemessung zu gewährleisten. In der deutschen Normung werden bisher sehr vereinfachte kraftbasierte, quasi-statische Verfahren unter Ansatz der maximalen Bodenbeschleunigung zur Bestimmung der out-of-plane Tragfähigkeit vorgeschlagen. Diese vernachlässigen zeitabhängige Charakteristika und berücksichtigen die tatsächlichen Randbedingungen nicht oder nur sehr vereinfacht. Durch die Erhöhung der anzusetzenden Erdbebenlasten mit der geplanten Einführung des neuen nationalen Anhangs des Eurocode 8 wird die Nachweisbarkeit der out-of-plane Tragfähigkeit für neue und bestehende Mauerwerkswände weiter erschwert.

In internationalen Normen und Richtlinien werden teilweise bereits fortschrittlichere verformungsbasierte Methoden beschrieben. Diese sind meist analog zum in der neuseeländischen Empfehlung beschriebenen Verfahren bzw. dem Verfahren nach Doherty und Griffith. Diese Verfahren können auch das out-of-plane Verhalten bei großen Verformungen gut abbilden während kraftbasierte Verfahren eher zur Beschreibung des Verhaltens bis zum Aufreißen des Mauerwerks bei kleinen Verformungen geeignet sind [78]. In der vorläufigen Version des Eurocode 8 wird ebenfalls ein verformungsbasiertes Verfahren in Anlehnung an das Verfahren nach Blaikie et al. bzw. Doherty und Griffith vorgeschlagen.

In der Forschung sind bereits weiterentwickelte Modelle zur Beschreibung des out-of-plane Verhaltens von unbewehrten Mauerwerkswänden vorhanden. Hierbei werden einige Randbedingungen (horizontale Steifigkeit, Lagerbedingungen) besser abgebildet sowie die in Versuchen beobachteten Versagensmechanismen (Knickhöhe, Fugenausbrüche, Verlagerung des Drehpunktes) berücksichtigt.

Nachteil der meisten Modelle ist die Verwendung empirisch ermittelter Faktoren zur Ermittlung einer vereinfachten Kraftverformungslinie, um das out-of-plane Verhalten abbilden zu können. Weiterhin wird in Modellen in denen Mauerwerkswände als einachsig spannende Wände angenommen werden, die Steifigkeit umliegender Strukturen (Rahmen, Decke, Ringbalken) vernachlässigt. Diese wurde in neueren Untersuchungen [38, 39] jedoch als wesentlicher Einflussfaktor auf das out-of-plane Verhalten identifiziert.

Weiterhin wurden in den durchgeführten experimentellen Untersuchungen jeweils regionale Mauerwerkstypen verwendet. Für in Deutschland typische Stein-Mörtel-Kombinationen (z.B. wärmedämmende Ziegel, Dünnbettmörtel) existieren bisher kaum Untersuchungen bezüglich des out-of-plane Verhaltens.

3 Analytische und numerische Voruntersuchungen

Die im vorherigen Kapitel vorgestellten analytischen Methoden werden in diesem Abschnitt evaluiert, um die Eignung dieser zur Vorhersage der out-of-plane-Tragfähigkeit zu untersuchen. Hierzu werden die in der Praxis angewendeten Methoden aus der europäischen Norm DIN EN 1996 [9] und der Richtlinie KTA 2201.3 [10] sowie die am verbreitetsten Methoden aus der Literatur nach Paulay und Priestley [14] sowie nach Doherty und Griffith [12, 28, 30] in adaptierter Form auf Beispielwände angewendet. Die Methoden werden dabei für unterschiedliche Wandabmessungen und axiale Lasten ausgewertet, um den Einfluss dieser Parameter auf die Tragfähigkeit und die Vorhersagezuverlässigkeit zu untersuchen. Anschließend werden die Methoden, die sich stark in ihren Ansätzen und den zu berücksichtigenden Randbedingungen und Einflussfaktoren unterscheiden, verglichen und daraus eine Aussage über die Zuverlässigkeit der Methoden getroffen.

Zusätzlich wird ein vereinfachtes numerisches Modell der Wand erstellt, um neben der quasi-statischen Tragfähigkeit, welche durch die analytischen Modelle bestimmt wird, in nichtlinearen Zeitverlaufsberechnungen auch das dynamische Verhalten abzubilden. Hierzu wird ein Modell der Mauerwerkswand auf meso-Ebene erstellt. Die Steine werden dabei als starre Scheiben und die Fugen über nichtlineare Kontaktelemente berücksichtigt.

Durch den Vergleich der numerisch und analytisch ermittelten Tragfähigkeiten, lässt sich zusätzlich eine Aussage über mögliche Konservativitäten in den analytischen Modellen aus Literatur, Normen und Richtlinien treffen.

Zusammenfassungen der Ergebnisse dieser Untersuchungen sind bereits unter [101–103] veröffentlicht worden.

3.1 Adaption der Modelle

Da die Methoden nach DIN EN 1996 [9] und KTA 2201.3 [10] hier nicht direkt zur Vorhersage der out-of-plane-Tragfähigkeit von Mauerwerkswänden angewendet werden können, wird in diesem Abschnitt die Adaption der Methoden beschrieben. Auch für das PP- und DG-Modell werden Adaptionen vorgenommen. Die Adaption der betrachteten Methoden, sodass die von der Mauerwerkswand maximal aufnehmbare Beschleunigung berechnet werden kann, wird ebenfalls beschrieben. Dabei wird nachfolgend die Dicke der Wand mit t und die Höhe der Wand mit h beschrieben.

3.1.1 DIN EN 1996

In der europäischen Norm DIN EN 1996 [9] werden keine Verfahren zur expliziten Bestimmung der out-of-plane-Tragfähigkeit von Mauerwerkswänden unter Erdbebenlasten beschrieben, da für Nachweise gegen seismische Einwirkungen auf DIN EN 1998 [8, 11] verwiesen wird. Dennoch werden in den in Kapitel 2.1.2 vorgestellten Methoden, Verfahren zum Nachweis gegen senkrecht zur Wandebene wirkende Lasten beschrieben. Für Wände, die nur am oberen und unteren Rand gehalten sind, wird das Widerstandsmoment nach üblichen ingenieurmäßigen Regeln berechnet. Die Nachweisführung, nach Abschnitt 6.3 in [9], erfolgt über die Elastizitätstheorie unter Ansatz der Biegezugfestigkeit. Dabei wird für oberes und unteres Ende der Wand eine gelenkige Lagerung angenommen. Aus Gleichung (2.51) und (2.52) folgt daher

$$M_{Ed} \leq f_{xd} \cdot Z. \quad (3.1)$$

Hieraus lässt sich die horizontale Belastung q , bei der die maximal zulässige Spannung f_{xd} auftritt, berechnen:

$$q \leq f_{xd} \cdot \frac{bt^2 \cdot 8}{6 \cdot h^2}. \quad (3.2)$$

Da ein 1 m breiter Wandsteifen betrachtet wird und die maximal zulässige Spannung um die Auflast erhöht werden darf, ergibt sich die maximal aufnehmbare Streckenlast q_{max} in Abhängigkeit der Auflast P zu

$$q_{max,EC6} = \left(f_{xd} + \frac{P}{t} \right) \cdot \frac{t^2 \cdot 8}{6 \cdot h^2}. \quad (3.3)$$

Das in Kapitel 2.1.2 beschriebene, auf der Bogentragwirkung basierende Verfahren wird hier nicht weiter betrachtet, da dieses nur bei vorhandener Vertikallast und für kleine Verformungen gültig ist. Weiterhin wird im Folgenden Modell der KTA 2201.3 ein Verfahren, das auf der Bogentragwirkung basiert, adaptiert.

3.1.2 KTA 2201.3

Die Richtlinie des kerntechnischen Ausschuss KTA 2201.3 [10] beschreibt ein Verfahren welches für den Nachweis der out-of-plane-Tragfähigkeit von Mauerwerkswänden konzipiert wurde. Der Nachweis wird jedoch, wie in Kapitel 2.1.2 beschrieben, über die Druckfestigkeit des Mauerwerks unter Annahme einer vertikal unverschieblichen Lagerung berechnet.

Aus den Gleichungen (2.54), (2.55) und (2.57) folgt für die maximal aufnehmbare Streckenlast q_{max}

$$q_{max,KTA3} = \frac{3t^2 \sigma_R}{2h^2}. \quad (3.4)$$

Wobei σ_R der maximal zulässigen Druckspannung entspricht.

Durch eine zusätzliche vertikale Auflast wird die am Auflager wirkende Spannung erhöht und die Tragfähigkeit reduziert. Die Verformung der Wand wird jedoch vollkommen vernachlässigt. Wie beschrieben, ist jedoch das geometrische Versagen häufig maßgebend. Es wird daher eine adaptierte Vorgehensweise hergeleitet, die von einer vertikal verschieblichen Auflagerung am Wandkopf ausgeht. Da das Modell auf der Bogentragwirkung basiert wird hierbei eine Auflast benötigt, um diese Tragwirkung zu ermöglichen. Wenn die vertikale Auflagerkraft H die axiale Auflast P übersteigt, versagt somit die Wand. Die maximal aufnehmbare Streckenlast q_{max} ergibt sich aus Gleichungen (2.54) und (2.55) zu

$$q_{max,KTA3} = \frac{P \cdot t \cdot 4}{h^2}. \quad (3.5)$$

3.1.3 Paulay und Priestley

Das Verfahren nach Paulay und Priestley [14] berechnet über den Ansatz äquivalenter Energie die aufnehmbare elastische Antwortbeschleunigung a_e zur Bemessung mittels elastischem Antwortspektrum. Da im Folgenden echte Beschleunigungen bestimmt werden, die

vergleichbar mit nichtlinearen Zeitverlaufsberechnungen sind, wird hier die tatsächlich maximal wirkende Beschleunigung a_{max} verwendet (siehe **Abbildung 2.6**). Hierdurch wird zudem der in Kapitel 2.1 beschriebene starke Einfluss des E-Moduls auf die Beschleunigung eliminiert.

Die maximale Beschleunigung kann durch Berechnung der vollständigen elastisch-nichtlinearen Beschleunigungs-Verschiebungskurve ermittelt werden. Die Beschleunigung a_{ir} wird dabei für unterschiedlich weit gerissene Querschnitte berechnet. Hieraus ergibt sich jeweils die Spannungsverteilung und der innere Hebelarm x . Eine gute Abschätzung der maximalen Beschleunigung a_{max} bei der Instabilität auftritt, ergibt sich wenn die Verschiebung den maximalen inneren Hebelarm

$$x_{max} = \frac{t}{2} - \frac{a}{2} \quad (3.6)$$

erreicht. Wobei a die Fläche des Spannungsblocks ist und sich im Grenzfall zu

$$a = \frac{R}{0,85 \cdot f_m \cdot t} \quad (3.7)$$

ergibt. Dabei ist f_m die Druckfestigkeit des Mauerwerks und 0,85 ein Faktor zur Umrechnung eines dreieckigen Spannungsblocks in einen rechteckigen Spannungsblock, der im Folgenden vernachlässigt wird. Durch Einsetzen von (3.6), (3.7) sowie (2.6) in (2.8) ergibt sich für die maximal aufnehmbare Streckenlast q_{max}

$$q_{max,PP} = \frac{8}{h^2} \cdot \left(P + \frac{W}{2} \right) \cdot \left(\frac{t}{2} - \frac{2 \cdot P + W}{4 \cdot f_m \cdot t} - \Delta \right). \quad (3.8)$$

Die unbekannte, vom Grad des Aufreißens der Wand abhängige, Verschiebung Δ muss dabei angenommen werden und wird hier zu $\Delta = 36 \cdot \Delta_{cr}$ gewählt. Dies entspricht einer zu 5/6 aufgerissenen Wand und liefert eine gute Approximation der maximal aufnehmbaren Streckenlast.

3.1.4 Doherty und Griffith

Das von Doherty und Griffith beschriebene Modell [12, 28, 30] basiert auf einer Vereinfachung der Wand in zwei starre Scheiben und der sich daraus ergebenden Starrkörperbewegung. Hieraus lassen sich zwei Verfahren zur Bestimmung der out-of-plane-Tragfähigkeit ableiten. Für beide Verfahren wird im Folgenden eine gelenkige Lagerung an Fuß und Kopf angenommen. Das DG-Verfahren dient hier als Vertreter für alle verformungsbasierten Verfahren.

Im vereinfachten kraftbasierten Verfahren wird die Grenzkraft F_0 die benötigt wird, um die zwei Scheiben aus ihrer Ruhelage zu bewegen aus Gleichung (2.24) bestimmt. Hieraus kann mit

$$\Psi = \frac{P}{g \cdot \frac{M}{2}} \quad (3.9)$$

und dem Vorfaktor 1/2 für die gelenkige Lagerung, die maximal aufnehmbare Streckenlast

q_{max} ZU

$$q_{max,DG,F} = \frac{2 \cdot M \cdot g \cdot t}{h^2} + \frac{4 \cdot P \cdot t}{h^2} \quad (3.10)$$

bestimmt werden, wobei P die vertikale Auflast ist. Dies stellt eine konservative Abschätzung der Traglast dar.

Eine weitere Möglichkeit ist die Ermittlung der out-of-plane-Tragfähigkeit über die von Doherty und Griffith vorgeschlagene trilineare Kraftverformungsbeziehung. Diese definiert sich aus der maximalen Kraft F_0 und den in **Tabelle 2.1** angegebenen, von der Schädigung abhängigen, Verhältnissen $\frac{\Delta_1}{\Delta_f}$ und $\frac{\Delta_2}{\Delta_f}$. Der Parameter Δ_2 beschreibt dabei den Schnittpunkt aus der durch F_0 und Δ_f beschriebenen Kraftverformungsbeziehung für starre Scheiben und legt somit die Kraft des Plateaus der trilinearen Beziehung fest. Die Anfangssteifigkeit der Wand wird durch den Faktor Δ_1 festgelegt. Es wird weiterhin vorgeschlagen für die vereinfachte Berechnung der out-of-plane-Tragfähigkeit eine effektive Steifigkeit der Wand $K_{s,eff}$ (Gleichung (2.30)) anzusetzen.

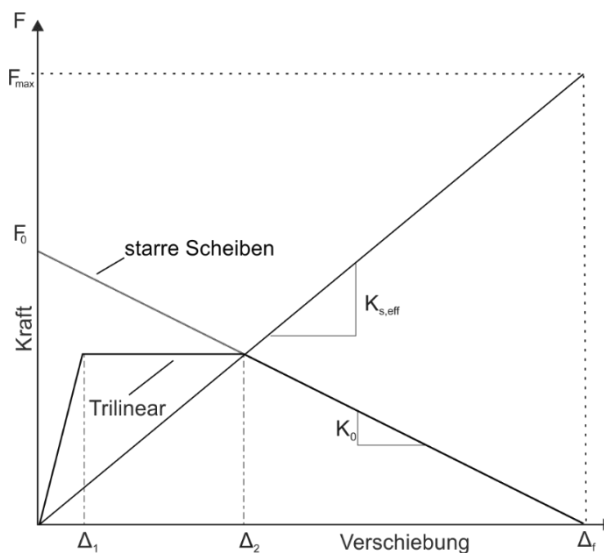


Abbildung 3.1: Trilineare Kraftverformungsbeziehung nach Doherty und Griffith (vgl. [12])

Mit dieser Steifigkeit und unter der Annahme, dass die Wand bei Δ_f ihr geometrisches Versagenslimit erreicht, wird die maximal aufnehmbare Kraft

$$F_{max} = K_{s,eff} \cdot \Delta_f \quad (3.11)$$

berechnet (**Abbildung 3.1**).

Durch Einsetzen von (2.27), (2.26) mit dem Vorfaktor 1/2 für die gelenkige Lagerung und (2.30) in (3.11) lässt sich die maximal aufnehmbare Streckenlast q_{max} zu

$$q_{max,DG,D} = \frac{\left(1 - \frac{\Delta_2}{\Delta_f}\right) \cdot (2 \cdot M \cdot g + 4 \cdot P) \cdot t}{\frac{\Delta_2}{\Delta_f} \cdot h^2} \quad (3.12)$$

berechnen. Für eine stark geschädigte Wand liefern beide Verfahren nach Griffith identische Ergebnisse, da hierfür nach **Tabelle 2.1** $\frac{\Delta_2}{\Delta_f} = 0,5$ gewählt wird.

3.2 Anwendung der analytischen Modelle

Die Anwendung der analytischen Methoden wird an zwei Beispielwänden durchgeführt. Hierfür werden die Materialeigenschaften in Anlehnung an die in [3] beschriebene Mauerwerkswand verwendet, da sowohl Abmessungen, als auch Materialeigenschaften von Mauerstein und Mörtel ausreichend detailliert angegeben sind. Zudem entspricht die 3,50 m hohe Kalksandsteinwand (DIN 106 KSL-12-I,6-2DF) mit einem MG IIa Mörtel einer für Deutschland üblichen Bauweise. Für die Untersuchungen mit den analytischen Modellen werden die originalen Abmessungen von $h=3,50$ m und $d=0,24$ m verwendet. Zusätzlich wird eine Wandhöhe von $h=2,50$ m untersucht. Die Eigenschaften der verwendeten Mauersteine und des Mörtels sind in **Tabelle 2.1** zusammengefasst.

Tabelle 3.1: Eigenschaften der Beispielwand nach [3]

Mauerstein	DIN 106 KSL-12-I,6-2DF
Dichte ρ	1500 kg/m ³
Druckfestigkeit f_b	15 N/mm ²
E-Modul E_b	5400 N/mm ²
Mörtel	MG IIa
Druckfestigkeit f_m	6 N/mm ²
E-Modul E_m	1500 N/mm ²

Die Druckfestigkeit des Mauerwerks f_k berechnet sich nach DIN EN 1996-1-1 [9] zu

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta = 5 \text{ N/mm}^2 \quad (3.13)$$

wobei alle Parameter nach DIN EN 1996-1-1/NA [16] und DIN EN 1996-1-1/NA/A1 [83] gewählt werden.

Einen maßgebenden Einfluss auf die out-of-plane-Tragfähigkeit hat die auf die Wand wirkende axiale Last. Während bei Ausfachungsmauerwerk planmäßig keine axialen Lasten wirken, können in tragendem Mauerwerk große vertikale Auflasten auf die Wand wirken. Es werden daher in den Voruntersuchungen unterschiedliche Auflasten berücksichtigt, um deren Einfluss auf die Vorhersage der Tragfähigkeit zu analysieren.

Die Beispielwände werden mit den zuvor beschriebenen, adaptierten Verfahren nach DIN EN

1996, KTA 2201.3, PP-Modell sowie DG-Modell untersucht. Für alle Verfahren wird von einer gelenkigen Lagerung an Fuß und Kopf ausgegangen. Aus den, nach Kapitel 3.1, bestimmten maximal aufnehmbaren Streckenlasten wird über den Zusammenhang

$$a_{max} = \frac{q_{max}}{M} \quad (3.14)$$

die maximal aufnehmbare Beschleunigung a_{max} berechnet, wobei M die Masse der Wand ist. Die Bruchebene verläuft parallel zur Lagerfuge.

Tabelle 3.2: Maximal aufnehmbare Beschleunigungen der betrachteten Beispielwände

Höhe/Dicke [m]	Auflast P [kN/m]	DIN EN 1996 [g]	KTA 2201.3 [g]	PP-Modell [g]	DG-Modell [g]
3,50/0,24	0	0,35	0,00	0,13	0,13
	20	0,49	0,44	0,49	0,57
	40	0,64	0,87	0,74	1,01
	60	0,78	1,31	0,90	1,44
2,50/0,24	0	0,68	0,00	0,18	0,19
	20	0,97	0,85	0,92	1,04
	40	1,25	1,71	1,51	1,90
	60	1,54	2,56	1,94	2,75

Die Auswertung der 2,50 m und 3,50 m hohen Mauerwerkswände mit den analytischen Verfahren liefert die in **Tabelle 3.2**, in Abhängigkeit der Höhe der Wand und der vertikal wirkenden Auflast, dargestellten maximal aufnehmbaren Beschleunigungen. Es zeigt sich dabei eine große Spannweite der vorhergesagten out-of-plane-Tragfähigkeit. Für den Fall einer vertikal unbelasteten Wand liefert das adaptierte Verfahren nach KTA keine Tragfähigkeit, da die Bogentragwirkung hier nur bei vorhandener Auflast existiert. Die maximal aufnehmbare Beschleunigung $a_{max,KTA}$ nach dem Verfahren der KTA 2201.3, auf Basis der maximal aufnehmbaren Druckspannungen (Gleichung (3.4)), beträgt ohne Auflast 9,8 g und mit einer Auflast von 60 kN/m 9,3 g. Da wie in Kapitel 4.1.2 beschrieben, die Verformungen dabei unberücksichtigt bleiben und diese Werte nicht realistisch sind, wird das Verfahren im weiteren Verlauf der Arbeit nicht weiter berücksichtigt.

Das Verfahren nach DIN EN 1996 liefert für die axial unbelastete Wand die höchsten Tragfähigkeiten. Dies ist auf den Ansatz der Zugfestigkeit des Mauerwerks in diesem Verfahren, im Gegensatz zu den anderen betrachteten Verfahren, zurückzuführen.

Der Unterschied der out-of-plane-Tragfähigkeit ohne Auflast zu der Tragfähigkeit mit einer Auflast von 20 kN/m zeigt den starken Einfluss der vertikalen Last auf die Tragfähigkeit. In den Verfahren nach DIN EN 1996 sowie im PP-Modell hat die Auflast einen wesentlich geringeren Einfluss als in den Verfahren nach KTA 2201.3 sowie im DG-Modell. Während sich die Traglast, bei einer Erhöhung der axialen Auflast von 20 kN/m auf 60 kN/m, im DG-Modell um den Faktor 2,5 bzw. bei KTA 2201.3 um den Faktor 3 erhöht, steigt die Traglast bei dem Verfahren nach DIN EN 1996 nur um den Faktor 1,6 bzw. 1,9 im PP-Modell. Das DG-Modell liefert, mit Ausnahme der axial gering belasteten Wände, die höchsten Tragfähigkeiten (**Abbildung 3.2**).

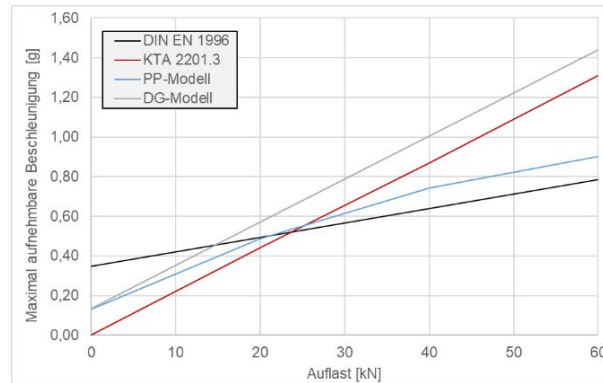


Abbildung 3.2: Maximal aufnehmbare Beschleunigungen der 3,50 m hohen Beispielwand

3.3 Nichtlineare dynamische Finite-Elemente-Berechnung

Die Vorhersage der out-of-plane-Tragfähigkeit mittels analytischen Verfahren zeigt eine große Spannweite und damit eine große Unsicherheit. Eine weitere Methode, die Tragfähigkeit zu ermitteln, stellt die nichtlineare Zeitverlaufsrechnung mittels Finiten Elementen dar. Es wird daher ein zweidimensionales Modell der Mauerwerkswand auf meso-Ebene erstellt. Die aufgebrachte Erdbebenbelastung wird bis zum Versagen der Wand gesteigert und so die maximal aufnehmbare Beschleunigung ermittelt. Zuvor wird das erstellte Modell durch statische, nichtlineare Analysen verifiziert.

3.3.1 Entwicklung des numerischen Modells

Im ersten Schritt werden die Steine und Fugen durch lineare Scheibenelemente mit ihrem entsprechenden E-Modul repräsentiert. Die Elemente werden durch einen perfekten Verbund miteinander gekoppelt. Die Lagerung erfolgt analog zum analytischen Modell nach DIN EN 1996 am Wandfuß und –kopf gelenkig. Die Höhe der Stein- und Fugenelemente werden mit den Parametern h_s und h_m beschrieben. Die axiale Auflast wird über das einwertige Auflager am Wandkopf eingeleitet (**Abbildung 3.3**). Das Modell entspricht, bis auf die lokalen Inhomogenitäten durch die unterschiedlichen Materialeigenschaften von Stein und Fuge, einem Stabwerksmodell, das wiederum dem Modell nach DIN EN 1996 entspricht. Ein Versagen der Wand tritt bei Überschreitung der maximal zulässigen Zugspannung auf.

Zur Verifikation des Modells werden statische Simulationen unter Berücksichtigung des P-Delta-Effekts durchgeführt. Durch das schrittweise Steigern einer horizontalen Ersatzlast q bis zum Versagen der Wand, wird die maximal aufnehmbare horizontale Last ermittelt. Diese Berechnung wird für unterschiedliche vertikale Belastungen wiederholt. Die so ermittelten Tragfähigkeiten werden anschließend mit den Tragfähigkeiten aus den analytischen Modellen verglichen, um das Modell zu verifizieren.

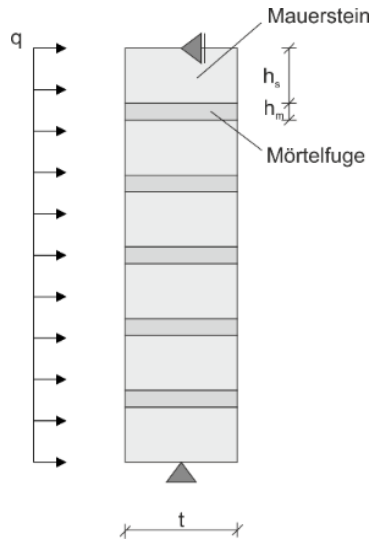


Abbildung 3.3: Modell mit vollständigem Verbund unter Ansatz von Zug- und Druckfestigkeit

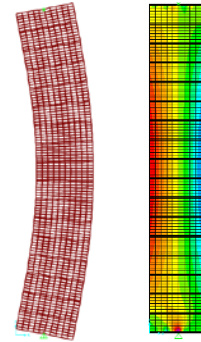


Abbildung 3.4: Verformungsfigur und Spannungsverlauf des Modells mit vollständigem Verbund unter Ansatz von Zug- und Druckfestigkeit

Abbildung 3.4 zeigt die überhöhte Verformungsfigur sowie einen qualitativen Spannungsverlauf unter Querbewehrung und Auflast. Da Zugspannungen aufgenommen werden können, bilden sich keine Risse oder klaffenden Fugen aus. Durch die vorhandene Auflast bildet sich hierbei ein größerer Druckbereich (rot) und ein kleinerer Zugbereich (blau) aus.

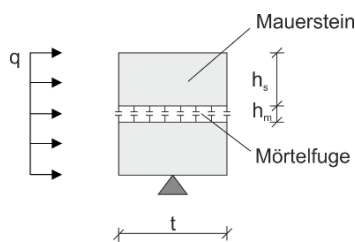


Abbildung 3.5: Modell mit Kontaktelementen ohne Ansatz der Zugfestigkeit

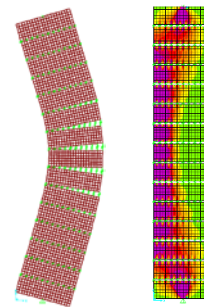


Abbildung 3.6: Verformungsfigur und Spannungsverlauf des Modells mit Kontaktelementen ohne Ansatz der Zugfestigkeit

Im nächsten Schritt wird das Aufreißen der Mauerwerkswand beim Auftreten von Zugspannungen in der Kontaktfläche zwischen den Steinen zugelassen. Die Mörtelfugen werden hierzu durch, über die Wanddicke verteilte, nichtlineare Kontaktelemente repräsentiert. Die Steifigkeit im Druckbereich wird entsprechend der Materialeigenschaften des Mörtels je nach Lasteinzugsfläche des Kontaktelements definiert. Die beiden äußeren Elemente werden aufgrund der geringeren Lasteinzugsfläche mit der Hälfte der Steifigkeit der innenliegenden Elemente definiert. Neben den Normalkräften müssen von den Kontaktelementen auch Schubkräfte übertragen werden. Hier wird vereinfachend von einem perfekten Schubverbund zwischen den Steinen ausgegangen. Die Steifigkeit auf Zugseite wird

zu null gesetzt, um eine klaffende Fuge bei auftretenden Zugspannungen zuzulassen (**Abbildung 3.5**). Das numerische Modell entspricht somit dem PP-Modell. **Abbildung 3.6** zeigt die überhöhte Verformungsfigur sowie den Spannungsverlauf des zweiten numerischen Modells mit Kontaktelementen ohne Ansatz der Zugfestigkeit. Deutlich wird die klaffende Fuge im mittleren Bereich der Wand. In den Scheibenelementen der Steine entstehen lediglich Druckspannungen, da Zugkräfte nicht aufgenommen werden können. Es zeigt sich die Ausbildung einer Bogentragwirkung zwischen den beiden Auflagern.

Die maximal aufnehmbare Horizontallast aus den beiden numerischen Modellen ist in **Abbildung 3.7** für unterschiedliche vertikale Auflasten aufgetragen. Zum Vergleich sind die maximal aufnehmbaren Belastungen aus dem entsprechenden analytischen Modell dargestellt. Dabei zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung zwischen numerischem Modell und analytischer Berechnung.

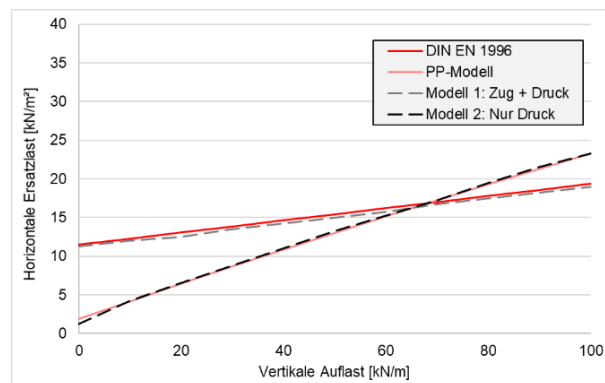


Abbildung 3.7: Vergleich statische numerische Simulation/analytische Modelle

Für die nichtlinearen Zeitverlaufsrechnungen wird das zuvor erstellte, verifizierte Modell an die Randbedingungen und Materialeigenschaften der betrachteten Mauerwerkswände angepasst. Grundlage für die Modellierung bildet die in **Abbildung 3.8** dargestellte Idealisierung der Mauerwerkswand.

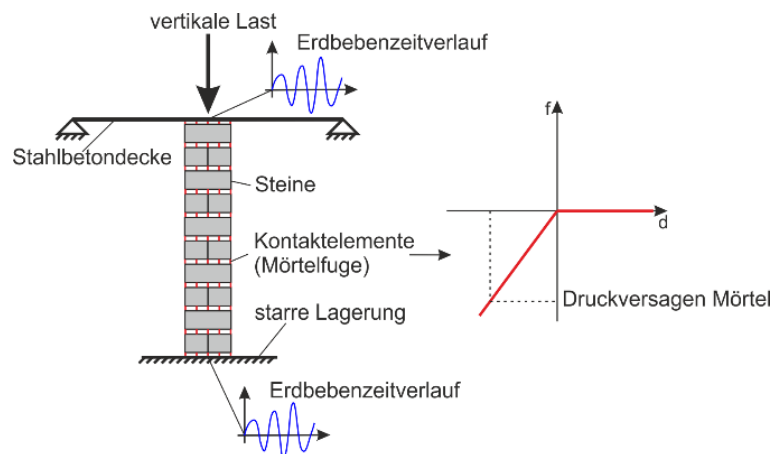


Abbildung 3.8: Modellierung der Mauerwerkswand

Die Auflager werden im Modell realitätsnah abgebildet. Die untere Steinreihe steht daher auf einem starren Auflager. Die Eigenschaften des Mörtels werden hier ebenfalls durch

nichtlineare Kontaktelemente abgebildet, wobei lediglich die Druckfestigkeit angesetzt wird, während die Zugfestigkeit auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt wird (**Abbildung 3.8**). Die Verformungen der Mauersteine sind verhältnismäßig gering und werden daher durch acht linear-elastische Scheibenelemente abgebildet. Da die Traglast möglichst realitätsnah bestimmt werden soll, wird im numerischen Modell ebenfalls eine über der Wand spannde Decke berücksichtigt. In den zuvor angewendeten analytischen Modellen kann die hierdurch vorhandene Steifigkeit nicht berücksichtigt werden. Die Decke wird hierfür als Einfeldträger mit einer Länge $L=10$ m und einer Höhe von $d=0,25$ m angesetzt. Es wird ein Beton der Güte C20/25 im Zustand I angenommen. Es ergibt sich damit eine vertikale Steifigkeit in Deckenmitte von

$$K_{Decke} = 1937,5 \text{ kN/m} . \quad (3.15)$$

Die vertikale Einspannung wird im Modell durch vertikale Federelemente mit der Gesamtsteifigkeit K_{Decke} abgebildet. Die Belastung erfolgt durch einen natürlichen Erdbebenzeitverlauf auf oberes und unteres Auflager (**Abbildung 3.9**).

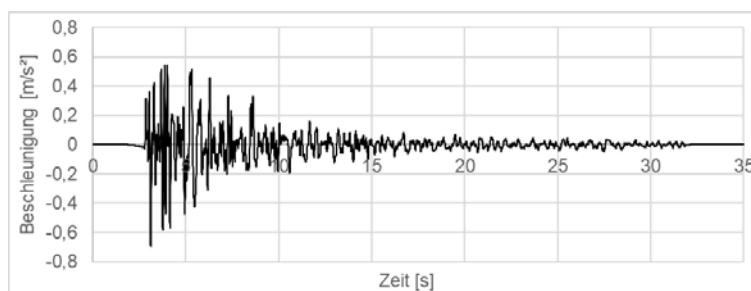


Abbildung 3.9: Verwendeter Beschleunigungsverlauf (Pescopagano 16.01.1981 [104])

Die Belastung wird durch Skalierung der Anregungsbeschleunigung schrittweise gesteigert, bis ein Versagen der Wand eintritt. Das Versagen kann einerseits durch geometrische Instabilität verursacht werden. In der numerischen Berechnung wird dann kein Gleichgewicht mehr erreicht und die Lösung divergiert. Andererseits führt auch eine Überschreitung der Druckfestigkeit von Stein oder Mörtel zu einem Versagen, hierzu wird die Spannung in Stein und Fuge überwacht. Die Dämpfung wird nach [12] mit einem konservativen Wert von 5% angesetzt.

3.3.2 Ergebnisse der nichtlinearen dynamischen Finite-Elemente-Berechnung

Die Ergebnisse der numerischen Simulation sowie die maximal aufnehmbaren Beschleunigungen aus den analytischen Untersuchungen (Kapitel 3.2) sind in **Abbildung 3.11** dargestellt. Die out-of-plane-Tragfähigkeit, die mittels nichtlinearer Zeitverlaufsrechnung ermittelt wurden, liegen dabei deutlich über den Tragfähigkeiten aus den analytischen Modellen.

Durch die schnellen Richtungswechsel der Anregung ergeben sich im Laufe der Berechnungen nur geringe Verschiebungen der Wandmitte. Die Spannungen in den Kontaktelementen, die die Mörtelfuge repräsentieren, und den Mauersteinen werden hierdurch limitiert. Da sich durch die realitätsnahe Abbildung der Randbedingungen die Steine am Fußpunkt nicht um den Wandmittelpunkt drehen, entsteht durch die Rotation der Steine während der Schwingung der Wand eine Ausdehnung in axialer Richtung (**Abbildung 3.10**).

Die vertikale Federsteifigkeit am oberen Auflager, welche die Stahlbetondecke abbildet, führt zu einer Erhöhung der axialen Belastung. Mit größer werdender horizontaler Verformung nimmt die vertikale Verformung und somit die vertikale Auflast, die auf die Wand wirkt, zu. Wie bereits in den analytischen Verfahren festgestellt, hat eine vorhandene Auflast einen großen Einfluss auf die out-of-plane-Tragfähigkeit.

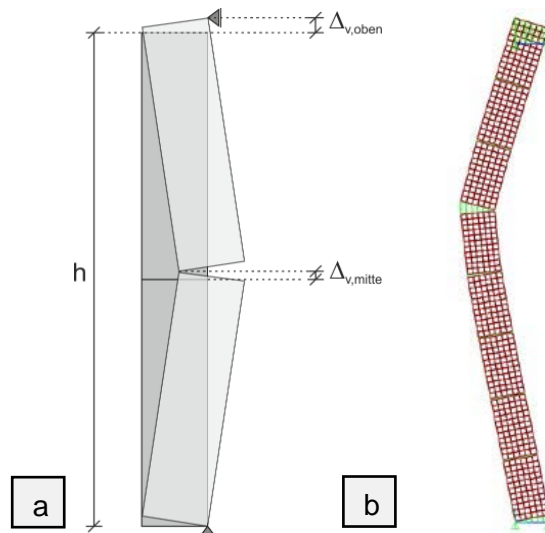


Abbildung 3.10: a) Verformungsfigur / b) Verformtes numerisches Modell

Wie in **Abbildung 3.10** dargestellt, ergibt sich durch die Rotation der Steine während der Bewegung der Wand eine axiale Ausdehnung, die zu einer Aktivierung der vertikalen Feder am oberen Auflager führt. Je geringer das Verhältnis von Höhe zu Dicke der Wand ist, desto stärker wird der Einfluss dieses Effekts. Für den in **Abbildung 3.10** vereinfacht dargestellten Fall ergibt sich die vertikale Ausdehnung der Wand $\Delta_{v,oben}$ zu:

$$\Delta_{v,oben} = 2 \cdot \left(\sqrt{\left(\frac{h}{2}\right)^2 + t^2} \right) - h. \quad (3.16)$$

Die vertikale Ausdehnung für die 2,50 m bzw. 3,50 m hohe Wand bei maximaler horizontaler Auslenkung ergibt sich somit zu

$$\Delta_{v,oben,2,50} = 4,6 \text{ cm} \quad (3.17)$$

und

$$\Delta_{v,oben,3,50} = 3,3 \text{ cm} . \quad (3.18)$$

Dieser Effekt führt zu dem größeren Unterschied zwischen numerischer und analytischer Berechnung bei der gedrungenen 2,50 m hohen Wand.

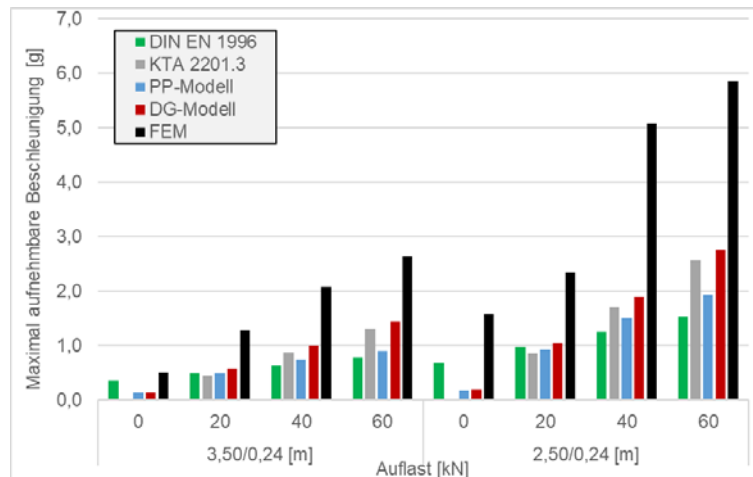


Abbildung 3.11: Vergleich der aufnehmbaren Beschleunigungen aus analytischen und numerischen Berechnungen

Die aus der numerischen Simulation ermittelte Tragfähigkeit liegt bei der axial belasteten 3,50 m hohen Wand um den Faktor 1,8-2,2 höher als nach dem DG-Modell, welches die höchste Vorhersage der out-of-plane-Tragfähigkeit liefert. Für die 2,50 m hohe axial belastete Wand beträgt der Faktor 2,1-2,7. Für vertikal unbelastete Wände beträgt der Faktor 3,7 für die 3,50 m hohe Wand und 8,3 für die 2,50 m hohe Wand (**Tabelle 3.3**).

Tabelle 3.3: Faktor zwischen numerischer Simulation und analytischem DG-Modell

Auflast P [kN/m]	FEM/DG-Modell h=3,50 m [-]	FEM/DG-Modell h=2,50 m [-]
0	3,7	8,3
20	2,2	2,2
40	2,1	2,7
60	1,8	2,1

3.4 Zusammenfassung

Die betrachteten analytischen Verfahren zur Bestimmung der out-of-plane-Tragfähigkeit wurden auf zwei unterschiedlich hohe Mauerwerkswände, mit realistischen Materialparametern, angewendet. Der Vergleich der Ergebnisse zeigt eine große Spannweite der Vorhersage der out-of-plane-Tragfähigkeit. Insbesondere für vertikal unbelastete Wände streuen die Resultate stark. Es zeigt sich zudem ein starker Einfluss der axialen Auflast auf die Tragfähigkeit. Bereits eine geringe Auflast führt somit zu deutlich höheren Tragfähigkeiten. Die große Spannweite der Vorhersagen lässt sich durch die sehr unterschiedlichen Annahmen der Modelle erklären. Sowohl die Randbedingungen und das statische System als auch der Ansatz von Zug- und Druckfestigkeiten ist dabei zum Teil unterschiedlich. Zeitabhängige, dynamische Eigenschaften werden in allen Verfahren vernachlässigt, da es sich um quasi-statische Methoden handelt.

Zum Vergleich wurde ein numerisches Modell der Mauerwerkswand erstellt, welches durch Vergleichsrechnungen mit den analytischen Verfahren verifiziert wurde. Hierbei wurden die Fugen über nichtlineare Kontaktelemente abgebildet, die lediglich Druckkräfte übertragen. Die

Steine wurden vereinfacht als starre Scheiben berücksichtigt. Mit nichtlinearen Zeitverlaufsberechnungen in denen ein natürlicher Erdbebenzeitverlauf als Belastung aufgebracht und bis zum Versagen der Wand gesteigert wurde, wurde die out-of-plane-Tragfähigkeit für unterschiedliche axiale Auflasten berechnet. Die Ergebnisse dieser Analysen wurden mit den aus analytischen Verfahren ermittelten Tragfähigkeiten verglichen. Hierbei lieferte das numerische Modell in allen Fällen deutlich höhere Tragfähigkeiten als die analytischen Methoden. Dies lässt sich durch die realistische Berücksichtigung der Randbedingungen erklären. Im numerischen Modell wurde am Fußpunkt eine flächige Auflagerung des kompletten Steines angenommen, so dass dieser sich bei auftretenden Rotationen nicht um den Wandmittelpunkt, sondern um den Eckpunkt des Steines dreht. Am Wandkopf wurde zudem eine darüber spannde Decke modelliert die eine vertikale Steifigkeit liefert. Dies führte durch die Ausdehnung der Wand infolge der Rotation der Steine zu einer zusätzlichen verschiebungsabhängigen vertikalen Auflast und somit zu einer Stabilisierung der Wand.

Die vorgestellten Untersuchungen zeigen eine große Spannweite der Vorhersagen und Konservativität der analytischen Verfahren zur Ermittlung der out-of-plane-Tragfähigkeit von Mauerwerkswänden und bestätigt damit die Erkenntnisse in [81, 105, 106]. Insbesondere bei Wänden mit darüber liegenden Decken, Unterzügen oder Rahmenkonstruktionen zeigt sich in der numerischen Simulation eine deutlich höhere Tragfähigkeit.

Bei der seismischen Bewertung von bestehendem Mauerwerk kann dies zu nicht notwendigen und unwirtschaftlichen Ertüchtigungsmaßnahmen oder Rückbaumaßnahmen führen. Wird im Fall der Bemessung von neuen Tragwerken die out-of-plane-Tragfähigkeit maßgebend kann die Anwendung der vereinfachten Ansätze zu einer unwirtschaftlichen Bemessung führen.

4 Experimentelle Untersuchungen

Die untersuchten analytischen Verfahren zur Bestimmung der out-of-plane-Tragfähigkeit zeigen eine große Spannweite und damit eine große Unsicherheit bezüglich der Vorhersage der Tragfähigkeit. Der Vergleich der analytischen Methoden mit einer nichtlinearen Zeitverlaufsberechnung eines vereinfachten FEM-Modells zeigt zudem eine starke Konservativität in den analytischen Verfahren. Insbesondere bei geringen Auflasten ist nach den bisherigen Untersuchungen, durch den Einfluss einer vertikalen Steifigkeit am oberen Auflager, die tatsächliche Tragfähigkeit deutlich höher. Da jedoch das numerische Modell nur eine vereinfachte Idealisierung der tatsächlichen Mauerwerkswand unter Erdbebeneinwirkungen darstellt, wurden zur Verifikation der gewonnenen Erkenntnisse experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Hierzu wurden Mauerwerkswände mit realistischen Abmessungen auf dem Rütteltisch der Technischen Universität Kaiserslautern (TUK) untersucht. Die Belastung erfolgte dabei mit einem natürlichen Erdbebenzeitverlauf der schrittweise gesteigert wurde, um die Traglast zu bestimmen.

Für die Versuche wurde ein neuer Versuchsstand zur experimentellen Untersuchung der out-of-plane-Tragfähigkeit von Mauerwerkswänden unter Berücksichtigung unterschiedlicher Randbedingungen konstruiert. Hierdurch konnten sowohl die vertikale Federsteifigkeit am oberen Auflager, die in Kapitel 3 als wichtige Randbedingung identifiziert wurde, als auch die axiale Auflast berücksichtigt werden. Ebenso konnten Wände mit unterschiedlichen Abmessungen und Steintypen untersucht werden. Die Verformungen und Beschleunigungen der Wand wurden während der dynamischen Versuche mittels piezoelektrischen Beschleunigungssensoren und laseroptischen Distanzsensoren erfasst.

Auf dem neu entwickelten Versuchsstand wurden zunächst zwei Versuchsreihen mit Wänden aus wärmedämmendem Ziegelmauerwerk und anschließend zwei Versuchsreihen mit Porenbetonsteinwänden durchgeführt.

In diesem Kapitel werden zunächst Versuchskonzept sowie Anforderungen und Entwurf des Versuchsstandes für die Rütteltisch-Versuche vorgestellt. Dabei wird ebenfalls der an der TUK vorhandene Rütteltisch und seine wesentlichen Eigenschaften beschrieben. Die verwendete Messtechnik wird kurz dargelegt und abschließend die Probekörper, Versuchsserien, deren Ergebnisse und die Auswertung vorgestellt.

4.1 Versuchskonzept und Entwurf des Versuchsstandes

Ziel der Rütteltischversuche war die Verifikation der in Kapitel 3 gewonnenen Erkenntnisse, sowie die Erweiterung der Kenntnisse über das dynamische out-of-plane-Verhalten von Mauerwerkswänden unter Erdbebenanregungen. Dabei sollten Wände mit unterschiedlichen realistischen Abmessungen und variablen Randbedingungen mit natürlichen Erdbebenzeitverläufen belastet werden und die maximal aufnehmbare Beschleunigung bestimmt werden. Insbesondere der Einfluss der vertikalen Steifigkeit des oberen Auflagers sollte untersucht werden, da diese sich in den vorangegangenen analytischen und numerischen Untersuchungen als wichtige Einflussgröße herausgestellt hat. Neben der vertikalen Steifigkeit sollte zusätzlich die axiale Auflast auf die Mauerwerkswand variabel eingestellt werden können, um den Einfluss der Auflast auf das out-of-plane-Tragfähigkeit untersuchen zu können. Ein Kollaps der Wand sollte zum Schutz der Technik zu jeder Zeit verhindert werden. Dennoch mussten große Verformungen der Wand zugelassen werden. Die relativen Verformungen der Wand sowie die aufgebrachten Beschleunigungen an Wandfuß und -kopf sollten über den Versuchsverlauf aufgezeichnet werden können.

Die daraus folgenden Anforderungen sowie der konkrete Entwurf sowie die Realisierung des Versuchstandes werden im Folgenden erläutert.

4.1.1 Anforderungen

Da Wände mit unterschiedlichen Höhen und Wanddicken untersucht werden sollten, musste der Versuchsstand diesbezüglich variabel gestaltet werden. Zudem mussten im Versuchsstand mögliche Abweichungen der Höhe der angefertigten Versuchskörper berücksichtigt werden können. Die Belastung sollte mittels natürlichen Zeitverläufen aufgebracht und anschließend skaliert werden, bis es im Idealfall zu einem Versagen der Wand kommt. In realen Bauwerken wirken Erdbebenlasten sowohl auf Wandfuß und Wandkopf. Die durch den Rütteltisch erzeugte Erdbebenkraft musste somit sowohl auf Wandfuß als auch auf Wandkopf übertragen werden. Hierzu musste der Versuchsstand eine ausreichende horizontale Steifigkeit am Wandkopf aufweisen. Die vertikale Auflagerbedingung am Wandkopf sollte so gestaltet sein, dass eine vertikale Federsteifigkeit eingebracht werden konnte, um deren Einfluss auf die out-of-plane-Tragfähigkeit untersuchen zu können. Ebenso sollte eine einstellbare axiale Auflast auf die Wand aufgebracht werden können. Des Weiteren sollte am Wandkopf und -fuß eine klare Auflagersituation herrschen, um diese in analytischen Modellen möglichst genau abbilden zu können.

Alle Komponenten, Verbindungen und Anschlüsse mussten für die hohen dynamischen Lasten ausgelegt werden. Insbesondere die Verbindung des Versuchsstandes an die Kopfplatte des Rütteltisches erfährt hierbei sehr große Belastungen. Die durch den vorhandenen Rütteltisch vorgegebenen Randbedingungen bezüglich der Abmessungen der Tischplatte sowie die Positionen möglicher Befestigungen mussten berücksichtigt werden. Auch die Maximallast des Rütteltisches spielte bei der Konzeption des Versuchsstandes eine Rolle, da ein geringeres Gewicht eine höhere Beschleunigungsanregung ermöglichte. Deswegen wurden alle Komponenten möglichst gewichtssparend ausgelegt. Ebenso wurden Eigenschaften der Versuchshalle, wie die Höhe des Krans und Anlieferungsbedingungen berücksichtigt. Zudem musste der Versuchsstand auf Grund der hohen Auslastung des Rütteltisches trotz der Komplexität schnell auf- und abbaubar sein. Da aus diesem Grund die Versuchskörper nicht vor Ort hergestellt werden konnten, musste ein sicherer Transport der Mauerwerkswand auf den Rütteltisch gewährleistet werden. Der Abbau der eventuell stark beschädigten Wand musste dabei ebenfalls möglich sein. Ein vollständiges Versagen der Wand musste hingegen verhindert werden, da sensible Anlagenteile des Rütteltisches (Hydraulikleitungen, Hydraulikzylinder) sowie Messtechnik durch herabfallende Trümmer nicht beschädigt werden sollten. Gleichzeitig sollten jedoch große Verformungen der Wand im Verlauf des Versuchs zugelassen werden.

Weiterhin musste die Messtechnik bei der Planung des Versuchsstands berücksichtigt werden. Während der Versuche sollten sowohl relative Verschiebungen der Wand in den Viertelpunkten als auch die aufgebrachten globalen Beschleunigungen an Wandfuß und -kopf gemessen werden. Alle Sensoren mussten dabei am Versuchsstand befestigt werden. Begleitet wurden die Messungen von Video- und Fotoaufnahmen, um Schädigungsprozesse nachvollziehen zu können.

4.1.2 Rütteltisch

Grundlage für die Entwicklung des neuen Versuchstandes bildete der an der TUK vorhandene Rütteltisch (**Abbildung 4.1**). Der ursprünglich für die experimentelle Untersuchung von Maschinen- und Anlagenteilen entwickelte Rütteltisch befindet sich in den Prüf- und Laborhallen der Universität. Der Rütteltisch ist auf einem 4 m x 6 m großen Spannfeld montiert. Zur Entkopplung des Rütteltischs von der Gebäudestruktur bei Anregungen in vertikaler Richtung ist das Spannfeld mit einer Luftfederung ausgestattet, die Eigenfrequenzen von 0,8 Hz bzw. 1,1 Hz (umschaltbar) aufweist. Hierdurch wird sichergestellt, dass in der Versuchshalle parallellaufende Versuche nicht durch etwaige Schwingungen beeinflusst werden. Durch die Höhe der Halle und den Eigenschaften des Schwerlastkrans ergibt sich für den Versuchstand eine maximale Höhe von ca. 2,80 m.



Abbildung 4.1: Ansicht des Prüfstandes

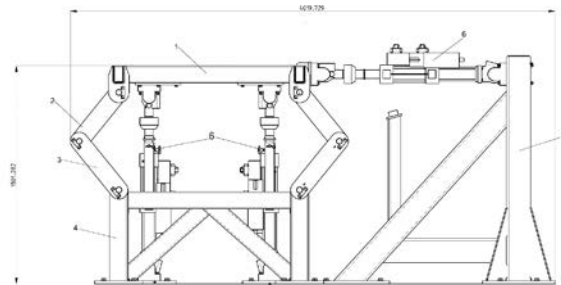


Abbildung 4.2: Schematische Ansicht des Prüfstandes [107]

Angeregt wird der auf dem Spannfeld befestigte Rütteltisch durch einen horizontal angebrachten Hydraulikzylinder in x- Richtung und durch zwei vertikal angebrachte Zylinder in z-Richtung (**Abbildung 4.2**). Ferner können Nick/Wank- und Zuckbewegungen durchgeführt werden. Die Tischplatte besteht aus kaltgeformten Rechteck-Hohlprofilen mit den Abmessungen 140 x 80 x 5 mm und weist eine Gesamtarbeitsfläche von 1,50 m auf 1,70 m auf.

Betrieben werden die drei Hydraulikzylinder von Pumpenmotoren mit einer Leistung von je 45 kW und haben eine Nennkraft von 100 kN sowie einen maximalen Kolbenhub von +/- 125 mm. Zur Kontrolle der Verschiebungen ist ein induktiver Wegaufnehmer im Kolben integriert. Kontrolliert wird die Kraft durch eine Kraftmessdose, die bis 150 kN belastbar ist. Aus den Leistungskurven des Rütteltischs ergeben sich in Abhängigkeit der Frequenz die maximal erreichbaren Verschiebungen (**Abbildung 4.3**) und Beschleunigungen (**Abbildung 4.4**). Hieraus ergibt sich im Bereich von 1-2 Hz eine maximale Anregungsbeschleunigung von ca. 10 m/s² bei einem maximalen Kolbenweg von ca. +/- 5-10 mm. Die Erzeugung der Drive-Signale sowie die Steuerung des Rütteltischs erfolgt mit der Software MTS Component RPC[®] Pro [108] und MTS Series 793 Control [109].

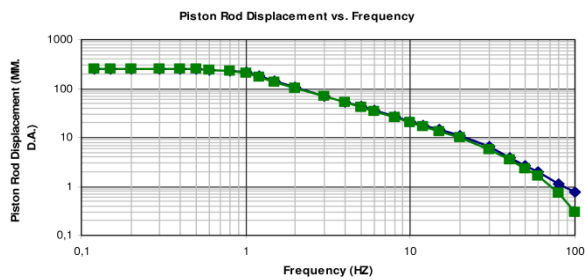


Abbildung 4.3: Leistungskurve des Rütteltischs – Verschiebung in Abhängigkeit der Frequenz [110]

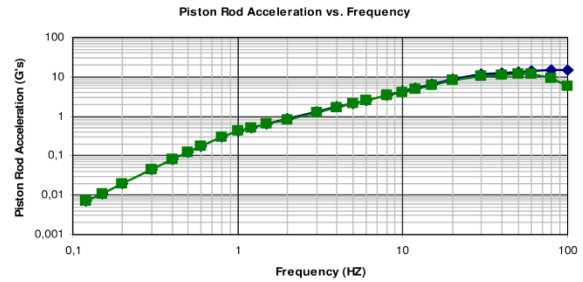


Abbildung 4.4: Leistungskurve des Rütteltischs – Beschleunigung in Abhängigkeit der Frequenz [110]

4.1.3 Entwurf

Der Entwurf des Versuchsstandes, zur Untersuchung der out-of-plane-Tragfähigkeit von Mauerwerkswänden, wurde anhand der in Abschnitt 4.1.1 beschriebenen Anforderungen sowie der durch den vorhandenen Rütteltisch vorgegebenen Randbedingungen durchgeführt. Im ersten Schritt wurden unterschiedliche Varianten des Versuchsstandes diskutiert. Diese lassen sich in zwei wesentliche Typen klassifizieren. Der in der Literatur häufig verwendete Typ eines ausgesteiften Rahmens [30] sowie ein mit diagonalen abgespannter Kragarm [3, 4] (**Abbildung 4.5**). Ersterer bietet den Vorteil einer hohen horizontalen Steifigkeit am Wandkopf. Durch die gegebenen Randbedingungen wurde jedoch Variante zwei bevorzugt, da insbesondere die geringere Masse und der erheblich geringere Aufwand für Auf- und Abbau hier maßgebend waren.

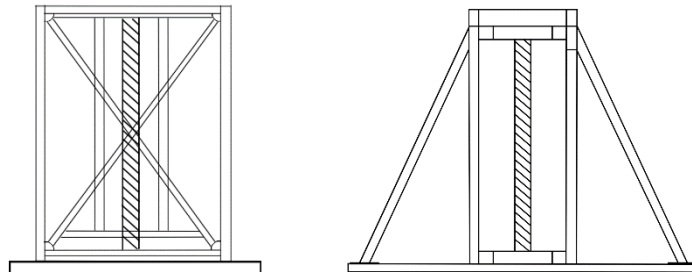


Abbildung 4.5: Mögliche Varianten des Versuchsstandes

Die Details der Konstruktion sind in der Studienarbeit von Dobrowolski [111] unter Anleitung durch den Autor ausgearbeitet worden. Für den gewählten Aufbau des Versuchsstandes musste zunächst die Kraftübertragung an den Wandkopf sichergestellt werden. Hierfür wurden pro Wandseite jeweils zwei Diagonale vorgesehen. Zur Reduktion des Gewichts und um die Länge bei unterschiedlichen Wandhöhen anpassen zu können wurden hierbei Gewindestangen verwendet. Die Befestigung der Diagonalen an die Kopfplatte des Rütteltischs wurde über zwei, mit Gewindestangen zusammengespannte, Stahlplatten erreicht. An diese wurden die Diagonalen über ein angeschweißtes Blech gelenkig angeschlossen, um die Änderung des Winkels bei unterschiedlichen Wandhöhen zu berücksichtigen (**Abbildung 4.6**).

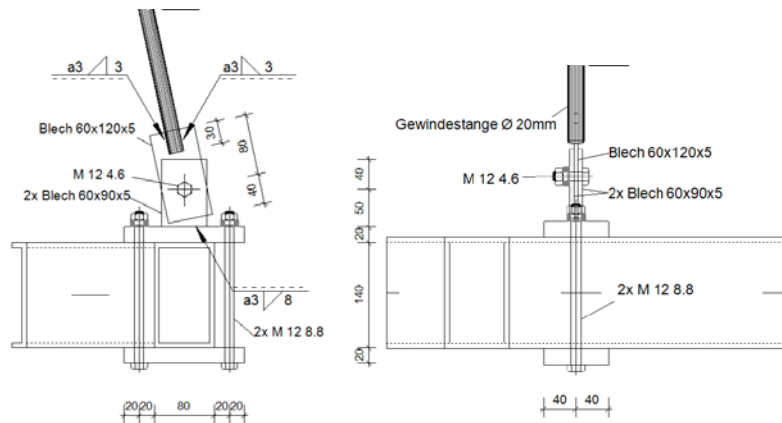


Abbildung 4.6: Detailansicht des Anschlusses Spanndiagonale-Prüfstand

Die Wände wurden in ein U-Profil gemauert an welches je Seite zwei Stahlbleche angeschweißt wurden. Diese Stahlbleche wurden ebenfalls über Gewindestangen und ein Blech auf der Tischunterseite zusammengespannt, um die kraftschlüssige Verbindung der Wand mit dem Rütteltisch herzustellen. Dies ermöglichte eine schnelle und einfache Befestigung des Versuchstandes auf dem Tisch.

Am Wandkopf wurde die Mauerwerkswand ebenfalls durch ein U-Profil eingefasst. Um den Kraftübertrag der horizontalen Last, die über die diagonalen Gewindestäbe übertragen wird zu gewährleisten, wurde oberhalb des U-Profiles der Wand ein weiteres Profil in Pi-Form installiert (**Abbildung 4.7**). Das Pi-Profil wurde so konzipiert, dass es sich mit einer Toleranz von 3 mm über das U-Profil des Wandkopfes schieben lässt. Der kraftschlüssige Verbund sollte in den Versuchen durch Einschlagen von Holzkeilen gewährleistet werden.

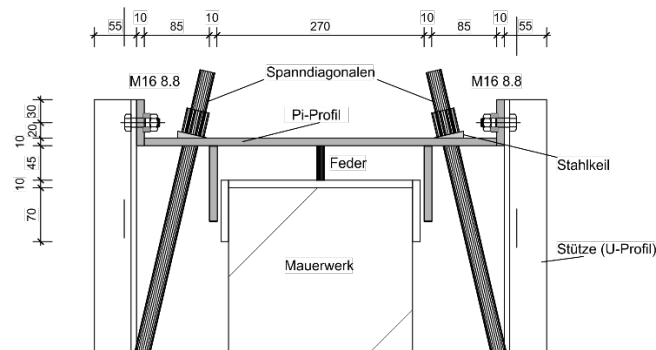


Abbildung 4.7: Detailansicht Prüfstand – Kopf

Neben den Diagonalen wurden vier Stützen zur Stabilisierung des Pi-Profiles sowie zum Abtrag der Normalkräfte eingebaut. Die Stützen wurden, mit am Fuß angeschweißten Ankerplatten, auf die am unteren U-Profil angeschweißten Stahlbleche gestellt und gemeinsam am Rütteltisch befestigt (**Abbildung 4.8**). Der Ort der Stützen wurde dabei durch den Aufbau des Tisches vorgegeben. Am oberen Ende erfolgte die Befestigung der Stützen an das Pi-Profil über Schrauben, die in Langlöchern in den Stützen angeordnet werden, um mögliche Höhenunterschiede der Wände zu berücksichtigen. In den Stützen wurden Langlöcher auf unterschiedlichen Höhen angeordnet, um verschiedene Wandhöhen prüfen zu können.

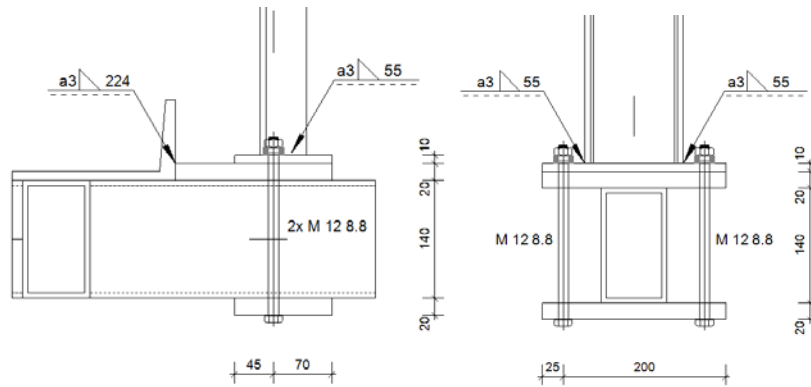


Abbildung 4.8: Detailansicht des Anschlusses Stütze-Prüfstand

Zwischen U-Profil und Pi-Profil wurde die Möglichkeit geschaffen Federelemente einzubauen. Da das Pi-Profil starr mit den Stützen verbunden ist, konnte hierdurch die vertikale Steifigkeit einer über der Wand liegenden Decke oder Rahmen repräsentiert werden. Die Federn wurden auf Stahlstifte, die am Pi-Profil angeschweißt sind, fixiert (**Abbildung 4.7**).

Die Diagonalen wurden ebenfalls am Pi-Profil befestigt. Hierzu wurden diese durch Aussparungen im Pi-Profil geführt und mit Muttern gegen auf das Profil geschweißte Stahlwinkel gespannt. Durch Vorspannen der diagonalen Gewindestangen konnte zudem eine axiale Auflast auf die Wand aufgebracht werden. Die vertikale Steifigkeit bleibt dabei durch die eingebauten Federelemente erhalten.

Beim Aufbau des Versuchstands wurde zunächst die Auflast durch Vorspannen der Diagonalen aufgebracht und anschließend die Schrauben zur Befestigung des Pi-Profils an die Stützen angezogen. Da an dieser Stelle Schubkräfte über eine gleitfeste Verbindung übertragen werden mussten, wurden die Schrauben hier vorgespannt.

In **Abbildung 4.9** sind Ansichten und eine Visualisierung des geplanten Versuchstands dargestellt.

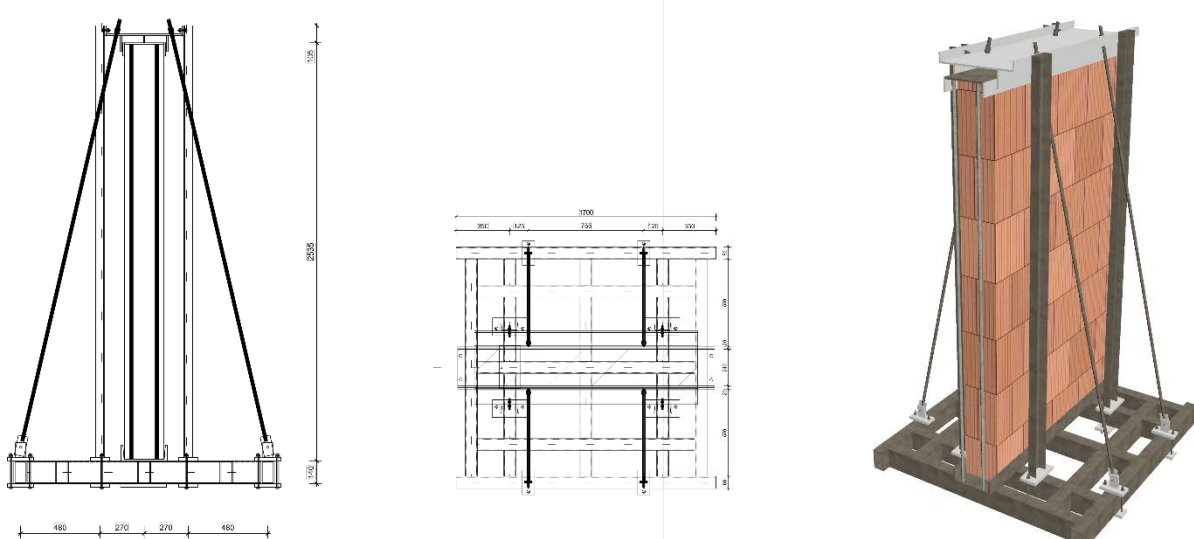


Abbildung 4.9: Ansicht, Draufsicht und Visualisierung Prüfstand

Da die Mauerwerkswand auf den Rütteltisch gehoben werden musste, wurde die Wand zwischen den beiden U-Profilen durch vier Gewindestangen eingespannt. Nach dem Positionieren der Wand konnten die Stützen aufgestellt und gemeinsam mit dem unteren U-Profil mit dem Rütteltisch verschraubt werden. Anschließend konnte das obere Pi-Profil aufgelegt werden und die Gewindestangen durch die Aussparungen geführt werden. Nach der Befestigung der Gewindestangen am Rütteltisch konnte die Auflast mittels Vorspannung der Diagonalen aufgebracht werden. Abschließend erfolgte die Befestigung des Pi-Profils an den Stützen.

Der Kollaps der Wand während der Versuchsdurchführung musste zum Schutz der Technik verhindert werden. Da ein geometrisches Versagen der Wand bei großen Verformungen eintreten kann, wurde durch die eingebauten Stützen diese Verformung begrenzt, um ein vollständiges Ausknicken der Wand zu verhindern. Weiterhin bestand die Gefahr herabfallender Bruchstücke der Wand. Hierfür wurde eine leichte Holzkonstruktion installiert, um die direkt am Rütteltisch befindlichen Hydraulikzylinder zu schützen.

Die Bemessung des Versuchsstandes erfolgte nach DIN EN 1993-1-1+NA [112, 113]. Wobei eine maximale horizontale Anregung von 30 m/s^2 und eine axiale Auflast von 80 kN angesetzt wurde. Zur Ermittlung der Schnittkräfte infolge dynamischer Einwirkung wurden Zeitverlaufberechnungen an einem vereinfachten Stabwerksmodell durchgeführt.

Nach der Bemessung wurde mit ebendiesem Modell zudem die horizontale und vertikale Steifigkeit des konzipierten Versuchsstandes bestimmt. Die vertikale Steifigkeit war von Interesse, da diese mit der Steifigkeit der eingebauten Federn überlagert werden musste, um die tatsächliche vertikale Gesamtsteifigkeit zu erhalten.

Dabei ergab sich eine vertikale Steifigkeit des Versuchsstandes von

$$k_v = 42444,8 \text{ kN/m} . \quad (4.1)$$

Die Steifigkeit des Stahlrahmens k_v und der optionalen Federn k_f sind in Reihe geschaltet. Die Gesamtsteifigkeit berechnet sich somit zu

$$\frac{1}{k_{v,ges}} = \frac{1}{k_v} + \frac{1}{k_f} . \quad (4.2)$$

Wie in Kapitel 3.3.1 erläutert, wird eine Gesamtsteifigkeit $k_{v,ges} = 1937,5 \text{ kN/m}$ pro Meter Wandbreite angestrebt. Wird nach der Federsteifigkeit k_f aufgelöst, ergibt sich

$$k_f = 2079,9 \text{ kN/m/m} . \quad (4.3)$$

In der Konzeptionierung des Versuchsstandes wurde für die Federn ein Freiraum von ca. 5 cm eingeplant. Hierzu wurden Federn mit einer Steifigkeit von 305 N/mm und einer Länge von $4,83 \text{ cm}$ gewählt [114]. Durch den Einbau von 10 Federn über eine Wandbreite von $1,50 \text{ m}$ ergibt sich somit eine Gesamtsteifigkeit der Federn von $2033,33 \text{ kN/m}$ pro Meter Wandbreite (**Abbildung 4.10**) und damit einer vertikalen Gesamtsteifigkeit pro Meter Wandbreite von $k_{v,ges} = 1897 \text{ kN/m}$. Die Steifigkeit stimmt somit gut mit der angestrebten Steifigkeit überein.



Abbildung 4.10: Federelemente

Die horizontale Steifigkeit des Versuchstandes ergibt sich auf Grundlage des vereinfachten Stabwerkmodells zu

$$k_h = 10000 \text{ kN/m} . \quad (4.4)$$

Unter der vereinfachten Annahme, dass die Masse $m = 1 \text{ t}$ auf 30 m/s^2 beschleunigt wird, ergibt sich eine maximale Verschiebung des Kopfpunktes von $\delta_h = 0,003 \text{ m}$. Der Effekt einer zusätzlichen Biegebeanspruchung der Mauerwerkswand aufgrund unterschiedlicher Verschiebungen von Fuß- und Kopfpunkt ist somit vernachlässigbar.

4.2 Anregung

Zur Untersuchung der out-of-plane-Tragfähigkeit von Mauerwerkswänden wurde der Versuchskörper im neu konzipierten Versuchsstand auf dem in Abschnitt 4.1.2 beschriebenen Rütteltisch montiert. Die Belastung der Wand senkrecht zur Ebene erfolgte durch eine Anregung des Rütteltisches mit einem natürlichen Erdbebenzeitverlauf. Hierfür wurde der häufig verwendete Beschleunigungszeitverlauf der Nord-Süd Komponente des El Centro Erdbebens aufgebracht (**Abbildung 4.11**). Das Erdbeben war ein sehr starkes Erdbeben, das am 18. Mai 1940 in Südkalifornien zu einer starken Zerstörung von Gebäuden und Infrastruktur sowie zum Verlust von 8 Menschenleben geführt hat [115].

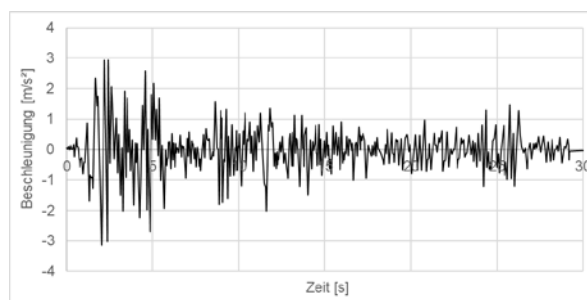


Abbildung 4.11: Beschleunigungszeitverlauf El Centro Erdbeben

Die maximale Beschleunigung des Zeitverlaufs beträgt ca. $3,1 \text{ m/s}^2$. Nach DIN EN 1998 ergibt sich für Deutschland in Erdbebenzone 3 mit Bedeutungskategorie 1 und Untergrundparameter C-R eines der ungünstigsten Bemessungsspektren und damit höchsten Beschleunigungen. In **Abbildung 4.13** ist der Vergleich des Spektrums des verwendeten Zeitverlaufs mit dem Bemessungsspektrum nach EC 8 dargestellt. Weiterhin ist das Spektrum des Erdbebens auf

der schwäbischen Alb (Albstadt) 1987 sowie das Spektrum des Roermond Erdbebens 1992 dargestellt. Der verwendete Erdbebenzeitverlauf stellt somit ein verhältnismäßig starkes Beben dar. Der Frequenzgehalt des Signals liegt insbesondere im Bereich zwischen 1,0 und 2,5 Hz (**Abbildung 4.12**). Das Antwortspektrum zeigt hohe Antwortbeschleunigungen im Bereich von 2 bis 6 Hz und liegt damit im Bereich in dem Gebäudestrukturen häufig liegen.

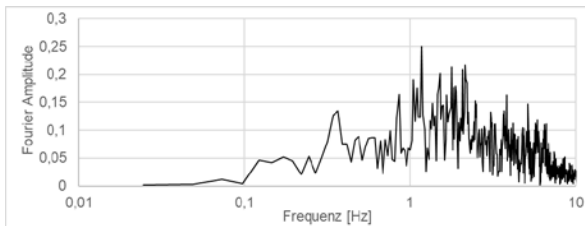


Abbildung 4.12: Fourier Spektrum des El Centro Erdbebens

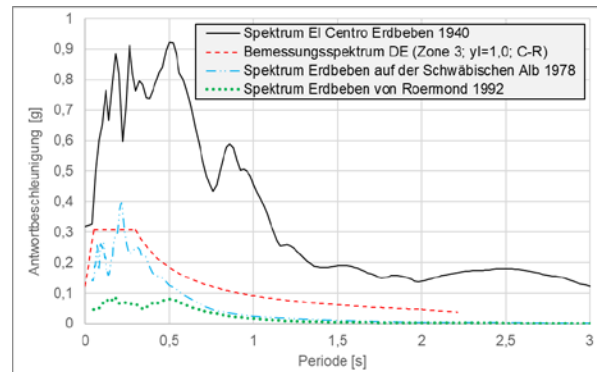


Abbildung 4.13: Perioden-Antwortspektrum (5% Dämpfung) des El Centro Erdbebens, Albstadt, Roermond Erdbebens und Bemessungsspektrum nach EC 8

Da hohe Frequenzen für die Anregung der Mauerwerkswand uninteressant sind, wurde das Signal mit einem Lowpass-Filter mit 25 Hz gefiltert. Hierdurch konnte die Abweichung vom Ausgangssignal in den im Folgenden beschriebenen Iterationsschritten reduziert werden. Ebenso wurden sehr niedrige Frequenzen unter 0,5 Hz gefiltert, da diese vom Rütteltisch nicht wiedergegeben werden können.

Zur Untersuchung der out-of-plane-Tragfähigkeit sollte die Anregung möglichst bis zum geometrischen Versagen der Wand gesteigert werden. Hierzu wurde der beschriebene Beschleunigungszeitverlauf des El Centro Erdbebens skaliert. Hierbei ergab sich durch die Begrenzung des Kolbenhubs der Zylinder von $\pm 12,5$ cm eine Beschränkung der Skalierung bei etwa Faktor 3. Dies führte mit der beschriebenen Filterung zu dem in **Abbildung 4.14** dargestellten Verschiebungs-Zeit-Signal. Die Abweichungen im Beschleunigungsverlauf durch die angewendete Filterung waren dabei gering (**Abbildung 4.15**).

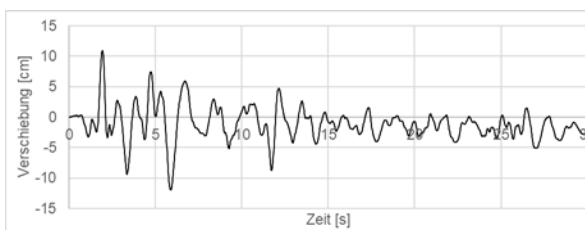


Abbildung 4.14: Verschiebungsverlauf des 3-fachen El Centro Erdbebens (gefiltert 0,5-20 Hz)

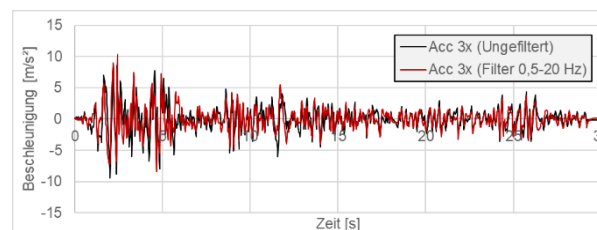


Abbildung 4.15: Beschleunigungsverläufe des 3-fachen El Centro Erdbebens (ungefiltert und gefiltert 0,5-20 Hz)

Da die Hydraulikzylinder kraftgesteuert sind, konnte die angestrebte Beschleunigung nicht direkt auf den Rütteltisch aufgebracht werden. Die benötigte Kraft hängt von der auf der dem Rütteltisch vorhandenen Masse ab. Ebenso haben Eigenfrequenzen von Rütteltisch, Versuchsstand und Versuchskörper Einfluss auf die aufzubringende Kraft. Um diese Effekte

bei der Erzeugung des Kraft-Zeitverlaufs zu berücksichtigen wurde zunächst eine Übertragungsfunktion zwischen Ausgangssignal und Rütteltischantwort ermittelt. Hierzu wurde eine white-noise-Funktion im Frequenzbereich des gewünschten Beschleunigungszeitsignals aufgebracht. Dabei wurden sowohl die Masse des Rütteltisches und Versuchsstand sowie Effekte durch unterschiedliche Eigenfrequenzen, insbesondere des Versuchsstandes berücksichtigt. Da die white-noise Anregung mit sehr geringen Amplituden durchgeführt wurde, um den Versuchskörper nicht vorzuschädigen wurden jedoch nichtlineare Effekte der Mauerwerkswand selbst nicht berücksichtigt. Da die Eigenfrequenz der Wand sich bei großen Verformungen ändert, kann dies zu einer Abweichung der aufgetragenen Anregung zum Ausgangssignal führen. Die ermittelte Übertragungsfunktion wurde anschließend zur Berechnung des Kraft-Zeitverlaufs, welcher durch die Zylinder aufgebracht wird, verwendet. Die für die Steuerung des Rütteltisches verwendete Software führte bei der Versuchsdurchführung eine weitere iterative Skalierung des Anregungssignals durch. Hierbei wurde in jedem Iterationsschritt der vollständige Zeitverlauf gefahren und der Fehler zwischen Soll- und Ist-Beschleunigung ermittelt. Hierdurch wurden nichtlineare Effekte die bei stärkeren Anregungen auftreten und nicht in der zuvor ermittelten Übertragungsfunktion enthalten waren berücksichtigt. Es wurden daher Versuche mit Laststufen zwischen den zuvor festgelegten Skalierungsfaktoren durchgeführt, was bei der Festlegung der Skalierungsstufen zu berücksichtigen ist.

4.3 Messtechnik

Zur Überwachung der Verschiebungen und Beschleunigungen von Versuchskörper und Versuchsstand wurden eine Reihe von Sensoren installiert (**Abbildung 4.16**). Diese mussten die großen Verformungen und hohen Beschleunigungen detailliert über den Versuchsverlauf erfassen.

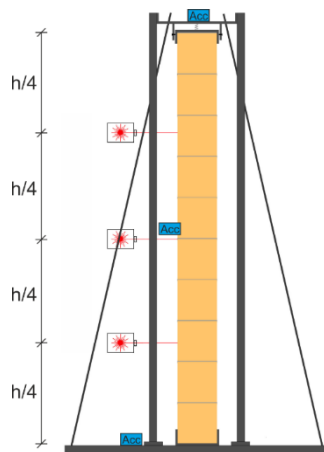


Abbildung 4.16: Skizze der Lage von Laser- und Beschleunigungssensoren

Die Messung der Beschleunigungen erfolgte mit Beschleunigungsaufnehmern des Typs AC102 der Firma CTC. Dabei handelt es sich um sensible Sensorsysteme mit einer Sensitivität von 100 mV/g , in welchen piezokeramische Sensorplättchen dynamische Druckschwankungen in elektrische Signale umwandeln. Die Druckschwankungen werden bei Beschleunigungen durch eine an der Piezokeramik befestigte Masse erzeugt. Der Messbereich dieser Sensoren liegt bei $\pm 50 \text{ g}$ und eignet sich somit für die hier auftretenden

Beschleunigungen [116]. Die Sensoren sind für eine maximale Schockbeschleunigung von bis zu 5000 g ausgelegt [116], so dass ein Herunterfallen durch lokales Steinversagen kein Problem darstellt.

Für die Eigenfrequenzmessungen wurden zudem hochempfindliche Sensoren KB12VD der Firma Metra mit einer Sensitivität von 10000 mV/g eingesetzt. Diese besitzen einen Messbereich von $\pm 0,6$ g und liefern auch bei ambienten Schwingungsmessungen genaue Ergebnisse [117].

Die elektrischen Signale wurden mithilfe eines 24 Bit A/D-Wandlers NI 9234 von National Instruments digitalisiert und mit einer Abtastrate von 1600 Hz gespeichert [118]. Durch die am Lehrstuhl Statik und Dynamik der Tragwerke der TUK in LabView entwickelte Messsoftware wurde die graphische Darstellung des Beschleunigungszeitverlaufs sowie das zugehörige Frequenzspektrum in Echtzeit generiert und angezeigt.

Die Beschleunigungsaufnehmer wurden mit Hilfe von Stahlwinkeln am unteren U-Profil sowie am oberen Pi-Profil angebracht, um die Beschleunigungen von Fuß- und Kopfpunkt aufzuzeichnen. Ebenso wurden die Beschleunigungen in Wandmitte aufgenommen. Hierzu wurde ein U-Winkel aus Stahl auf die zuvor gereinigten Ziegel aufgeklebt. Verwendet wurde dabei der Zweikomponentenkleber X60 von HBM.

Da im Versuch große Verformungen der Mauerwerkswand auftreten konnten, wurde für die Aufzeichnung der Verschiebungen ein großer Messbereich benötigt. Zudem mussten die Sensoren den im Versuchstand auftretenden Erschütterungen standhalten und die Verformungen über die Zeit aufnehmen. Für die Verschiebungsmessung kamen daher Laser-Distanzsensoren zum Einsatz. Es wurde der Sensor AWLS 5060 der Firma Welotec verwendet. Hierbei wird der zurückfallende Laser mittels CMOS-Bildsensor empfangen und über Triangulation die Distanz bestimmt. Der Messbereich der verwendeten Sensoren beträgt 200-600 mm mit einer maximalen Abtastrate von 333 Hz [119]. Die Sensoren mussten daher so angeordnet werden, dass sie bei maximaler Auslenkung der Wand einen Mindestabstand von 200 mm einhalten, um im Messbereich der Sensoren zu bleiben. Der Messfehler ergibt sich aus der Linearitätsabweichung des Sensors im entsprechenden Messbereich. Dieser beträgt nach [119] im Bereich von ± 100 mm unter 0,1 % F.S. (FußScale/Endwert). Bei einem Endwert von 600 mm ergibt sich ein maximaler Fehler von 0,6 mm. Dies liefert eine für die durchgeführten Untersuchungen ausreichende Genauigkeit.

Die Sensoren wurden an einer der vier Stützen des Versuchstandes montiert, wobei eine zusätzliche Konstruktion über Winkel nötig war, um den notwendigen Abstand des Laser-Distanzsensors zum Versuchskörper einzuhalten (**Abbildung 4.17**). Die Sensoren wurden in Höhe der Viertelpunkte der Wand angeordnet (**Abbildung 4.16**), um die Verschiebungen der Wand während des Versuchs aufzunehmen. Die Verformungsmessungen wurden ebenfalls in der lehrstuhleigenen Software verarbeitet und in Echtzeit angezeigt.

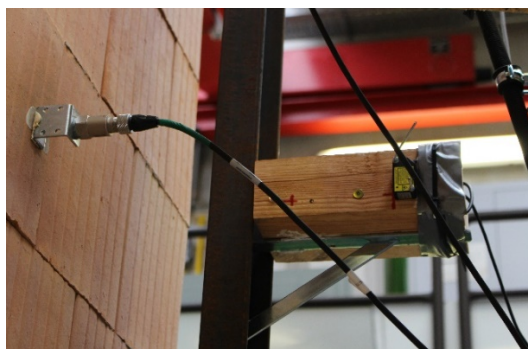


Abbildung 4.17: Beschleunigungsaufnehmer und Laser-Distanzsensor in Wandmitte

4.4 Rütteltischversuche mit Ziegelmauerwerkswänden

Für die ersten Rütteltischversuche wurden Mauerwerkswände aus wärmedämmenden Hochlochplanziegeln verwendet. Ziegel dieser Art, mit bzw. ohne wärmedämmenden Füllstoff, werden in Deutschland sehr häufig eingesetzt, während sie in anderen Ländern kaum Anwendung finden. Auf Grund der geringen Verbreitung wurden daher mit diesen Steinen bisher keine dynamischen Rütteltischversuche durchgeführt. Die Biegezugfestigkeit des verwendeten Ziegels ist im Vergleich zu anderen Ziegeln gering [123], sodass die ermittelte out-of-plane-Tragfähigkeit auf der sicheren Seite liegt.

Für die durchgeführten Versuche wurden Wände mit realistischen Abmessungen hergestellt und in zwei Versuchsreihen mit unterschiedlichen Belastungen angeregt.

Im Folgenden werden die Versuchskörper, die Versuchsreihen sowie deren Ergebnisse und Auswertung vorgestellt.

Zusammenfassungen der Ergebnisse dieser Untersuchungen sind bereits unter [120, 121] veröffentlicht worden.

4.4.1 Versuchskörper

Für die in den ersten beiden Versuchsreihen verwendeten Mauerwerkswände wurde der Planziegel ThermoPlan® MZ70 [122] der Firma Lücking Ziegelwerk Betonwerke verwendet. Der Ziegel ist vertikal gelocht und mit Steinwolle (Brickrock® von Rockwool®) als Dämmkern gefüllt. Die verwendeten Ziegel haben eine Länge von 24,8 cm, eine Breite von 24,0 cm und eine Höhe von 24,9 cm. Die in Wandebene laufenden Stege haben eine Dicke von ca. 15 mm, die senkrecht zur Wandebene liegenden Stege eine Dicke von ca. 10 mm (**Abbildung 4.18**).

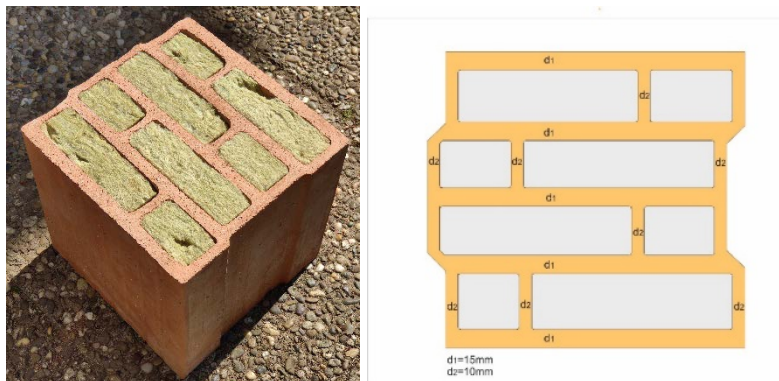


Abbildung 4.18: Foto und Darstellung Planziegel ThermoPlan® MZ70

Die Wärmeleitfähigkeit der Ziegel beträgt $\lambda_R = 0,07 \text{ W/mK}$. Die Ziegel ThermoPlan® MZ70 (im Folgenden MZ70) liegen in der Steifigkeitsklasse 8 und haben eine charakteristische Druckfestigkeit von $f_k = 1,5 \text{ MN/m}^2$. Die Eigenlast der Steine beträgt $6,5 \text{ kN/m}^3$. Die mittlere Druckfestigkeit des Steins beträgt nach Herstellerangabe 10 N/mm^2 . Aus den durch das IZF Essen durchgeführten Versuche an 10 Probekörpern aus der gleichen Charge ergab sich eine mittlere Druckfestigkeit von $9,4 \text{ N/mm}^2$. Alle Eigenschaften des Ziegels sind in **Tabelle 4.1** zusammengefasst.

Tabelle 4.1: Kenndaten Planziegel MZ70 [122]

Dimensionen	
Wandstärke	240 mm
Länge	248 mm
Breite	240 mm
Höhe	249 mm
Gewicht	8,3 kg/Stück
Stückzahl	16 Stück/m ²
Statik	
Steinfestigkeitsklasse	8
Charakteristische Druckfestigkeit f_k	1,5 MN/m ²
Eigenlast	6,5 kN/m ³
Mittlere Druckfestigkeit (Herstellerangabe/Versuch)	10 MN/m ² / 9,4 MN/m ²

Die Mauerwerkswand wurde in dem U280-Profil, mit den bereits angeschweißten Stahlblechen zur Befestigung am Rütteltisch (Abschnitt 4.1.3), erstellt. Zum Ausgleich von Unebenheiten wurde zunächst eine 15 mm starke Kimmschicht aus Normalmauermörtel (NM III) aufgelegt. Als Mörtel für die Mauerwerkswand kam ein Dünnbettmörtel zum Einsatz. Der Mörtel wurde mit einer Mörtelwalze aufgetragen, wodurch eine vollflächige Dünnbettmörtelfuge entstand. Durch die Randbedingungen der Versuchshalle wurde für den Versuchskörper eine Höhe von 2,50 m gewählt. Es ergaben sich somit Abmessungen von $d = 0,24$ m, $b = 1,50$ m und $h = 2,50$ m, was einem Schlankheitsgrad von 10,4 entspricht.

Die Wand wurde im klassischen einschichtigen Läuferverband gemauert, wobei in jeder zweiten Fuge halbe Steine verwendet wurden. Die Maurerarbeiten wurden von einem Maurermeister äquivalent zur Erstellung in der Baupraxis durchgeführt, um realistische Ergebnisse zu erhalten. Am Wandkopf wurde eine weitere Kimmschicht aus Normalmörtel aufgelegt, in welche das obere U280-Profil eingelegt wurde.

Die Aushärtezeit betrug für alle Versuchskörper mindestens 28 Tage. Für den Transport wurden die U-Profile an Wandfuß und –kopf mittels Gewindestangen vorgespannt, um eine Vorschädigung der Wand während des Transports zu verhindern (**Abbildung 4.19**).

Es wurden zwei identische Versuchskörper mit den beschriebenen Abmessungen und Eigenschaften hergestellt und in den im Folgenden beschriebenen Versuchen verwendet.

**Abbildung 4.19:** Versuchskörper Ziegelmauerwerkswand

4.4.2 Ziegel MZ70 2,50 m x 0,24 m – Versuchsreihe 1 (MZ70v1)

In der ersten Versuchsreihe (MZ70v1) wurde der beschriebene Versuchskörper auf dem Rütteltisch im neu konzipierten Versuchsstand unterschiedlichen Belastungen ausgesetzt. Im Folgenden werden die durchgeführten Versuche beschrieben sowie die Ergebnisse und deren Auswertung vorgestellt.

4.4.2.1 Versuchsbeschreibung

Für die erste Versuchsreihe wurde die in Kapitel 4.4.1 beschriebene Mauerwerkswand als Probekörper verwendet. Die Wand wurde im neu konzipierten Versuchsstand aufgebaut. Dabei wurden die Federelemente am oberen Auflager eingebaut, um eine vertikale Steifigkeit, die auf den Kopf der Wand wirkt, abzubilden. Es wurde keine zusätzliche Auflast durch Vorspannung der Diagonalen vorgenommen. Durch das Eigengewicht des oberen Pi-Profiles, das auf den Federelementen aufliegt, ergab sich eine geringe Auflast von 0,9 kN. Im nächsten Schritt wurde das Pi-Profil an den vier Stützen mittels vorgespannten Schrauben befestigt, so dass keine vertikale Verschiebung des Pi-Profiles mehr möglich war. Abschließend wurden Holzkeile zwischen U-Profil, der Wand und Pi-Profil eingeschlagen, um den horizontalen Kraftübertrag am Wandkopf zu gewährleisten (**Abbildung 4.20**).



Abbildung 4.20: Versuchsaufbau MZ70v1, Detail Keile und oberes Auflager

Nach vollständigem Aufbau des Versuchsstandes und Absicherung des umliegenden Bereiches wurde eine Sinusschwingung mit einer Frequenz von 0,5 Hz und einer Amplitude von 5 cm aufgebracht. Diese diente der Erwärmung des Hydrauliköls zur Vorbereitung des Prüfstandes. Nach Erreichen der Betriebstemperatur konnte die white-noise-Funktion zur Ermittlung der Übertragungsfunktion aufgebracht werden. Diese wurde, wie in Abschnitt 4.2 beschrieben, mit einer cut-off Frequenz von 25 Hz aufgebracht. Im ersten Schritt wurde eine Amplitude von 2 mm verwendet. Da in der Übertragungsfunktion noch einige Unstetigkeiten vorhanden waren, wurde anschließend zur Verbesserung der Funktion ein weiterer Durchlauf mit einer Amplitude von 3 mm durchgeführt.

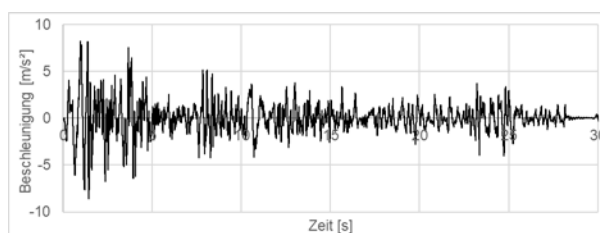
Zum Test einer korrekten Funktionsweise aller Systeme wurde zunächst ein mit 0,1 skaliertes Beschleunigungszeitverlauf des El Centro Erdbebens aufgebracht. Anschließend wurde ein mit 1,0 skaliertes Verlauf in 6 Iterationsschritten aufgebracht. Der Fehler betrug im letzten Iterationsschritt 7%. Anschließend wurde in 6 Iterationsschritten das 2,0-fache El Centro Erdbeben aufgebracht (Fehler 10%).

Tabelle 4.2: Versuchsprotokoll MZ70v1

Bezeichnung	Erläuterung
MZ70v1_wn_2mm	White noise: 2 mm; 25 Hz cut-off; 60 s
MZ70v1_wn_3mm	White noise: 3 mm; 25 Hz cut-off; 60 s
MZ70v1_sf0.1_It1	Zeitverlauf: 0,1-fach; 1. Iteration
MZ70v1_sf1.0_It1	Zeitverlauf: 1,0-fach; 1. Iteration
MZ70v1_sf1.0_It2	Zeitverlauf: 1,0-fach; 2. Iteration
MZ70v1_sf1.0_It3	Zeitverlauf: 1,0-fach; 3. Iteration
MZ70v1_sf1.0_It4	Zeitverlauf: 1,0-fach; 4. Iteration
MZ70v1_sf1.0_It5	Zeitverlauf: 1,0-fach; 5. Iteration
MZ70v1_sf1.0_It6	Zeitverlauf: 1,0-fach; 6. Iteration
MZ70v1_sf2.0_It1	Zeitverlauf: 2,0-fach; 1. Iteration
MZ70v1_sf2.0_It2	Zeitverlauf: 2,0-fach; 2. Iteration
MZ70v1_sf2.0_It3	Zeitverlauf: 2,0-fach; 3. Iteration
MZ70v1_sf2.0_It4	Zeitverlauf: 2,0-fach; 4. Iteration
MZ70v1_sf2.0_It5	Zeitverlauf: 2,0-fach; 5. Iteration
MZ70v1_sf2.0_It6	Zeitverlauf: 2,0-fach; 6. Iteration
MZ70v1_sf3.0_It1	Zeitverlauf: 3,0-fach; 1. Iteration
MZ70v1_sf3.0_It2	Zeitverlauf: 3,0-fach; 2. Iteration
MZ70v1_sf3.0_It3	Zeitverlauf: 3,0-fach; 3. Iteration
MZ70v1_sf3.0_It4	Zeitverlauf: 3,0-fach; 4. Iteration
MZ70v1_sf3.0_It5_err	Zeitverlauf: 3,0-fach; 5. Iteration; Abbruch durch Shaking-Table
MZ70v1_S1Hz	Sinus: Anregung mit Sinus 1 Hz; 5 mm
MZ70v1_S2Hz	Sinus: Anregung mit Sinus 2 Hz; 5 mm
MZ70v1_S2.5Hz	Sinus: Anregung mit Sinus 2,5 Hz; 5 mm
MZ70v1_S3Hz	Sinus: Anregung mit Sinus 3 Hz; 5 mm
MZ70v1_S3.5Hz	Sinus: Anregung mit Sinus 3,5 Hz; 5 mm
MZ70v1_S4Hz	Sinus: Anregung mit Sinus 4 Hz; 5 mm
MZ70v1_S4.5Hz_fail	Sinus: Anregung mit Sinus 4,5 Hz; 5 mm; Versagen der Steine

Anschließend erfolgte die Anregung mit dem dreifachen Erdbebenzeitverlauf in 4 Iterationen. Die Beschleunigungsanregung nach dem vierten Iterationsschritt ist in **Abbildung 4.21** dargestellt. Der Fehler betrug hier 20%. Eine weitere Erhöhung der Belastung führte zur Abschaltung des Rütteltisches wegen Überschreitung der maximal aufnehmbaren Kräfte der vertikalen Zylinder. Die auf die vertikalen Zylinder wirkenden Kräfte ergaben sich durch den hohen Versuchsaufbau, der ein hohes Moment erzeugt.

Eine Übersicht über die durchgeführten Versuche sowie deren Benennung ist in **Tabelle 4.2** dargestellt.

**Abbildung 4.21:** Gemessene Fußpunktanregung in MZ70v1_sf3.0_It4

Durch die Kapazität der Hydraulik und des Rütteltisches ergab sich daher als maximale Belastung das 3-fache El Centro Erdbeben. Da die Mauerwerkswand bis hier nur sehr geringe Schädigungen erfahren hatte, wurde abschließend eine Sinusanregung aufgebracht. Durch diese konnten bei kleinerem Kolbenhub durch Steigerung der Frequenz höhere Beschleunigungen der Wand erreicht werden.

Die Verschiebungsamplitude des Kolbens wurde hier zu 5 mm gewählt. Die Anregungsfrequenz wurde von 1 Hz bis 4,5 Hz gesteigert, was einer Beschleunigung von 0,5 g bis 10 m/s^2 entsprach (**Abbildung 4.22**). Bei der Anregung mit 4,5 Hz wurde wegen des Versagens von einzelnen Steinen der Versuch beendet.

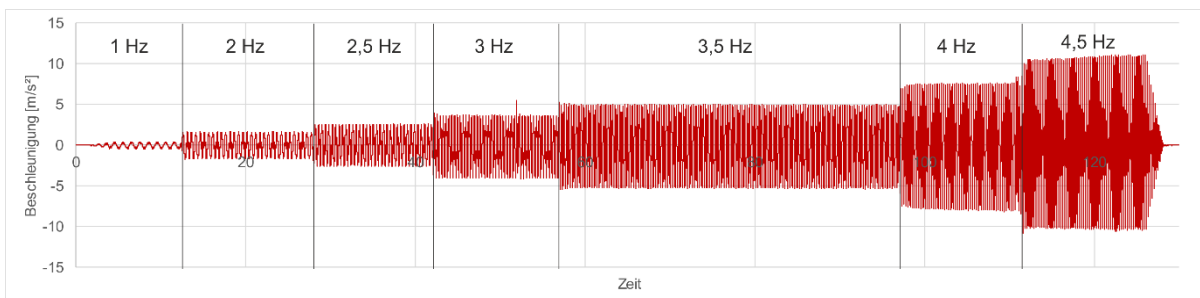


Abbildung 4.22: Versuchsablauf Sinusanregung

4.4.2.2 Versuchsergebnisse

Für die Versuche MZ70v1_sf0.1_It1 bis MZ70v1_sf2.0_It6, in denen der Skalierungsfaktor 0,1 – 2,0 betrug, traten keine messbaren Verschiebungen der Wand auf. Da die Messtoleranz bei ca. 0,6 mm lag, kann gefolgert werden, dass die Verformungen der Wand bei Anregungen bis zu 6 m/s^2 kleiner 0,6 mm waren. Durch visuelle Begutachtungen der Probekörper konnten keine optischen Schädigungen der Wand festgestellt werden.

Eine Anregung mit dem dreifachen El Centro Beschleunigungszeitverlauf (**Abbildung 4.21**) führte in Versuch MZ70v1_sf3.0_It1 zum Aufreißen der Wand bei einer Höhe von 7/10 sowie einer starken Schädigung der Fuge am Fußpunkt (**Abbildung 4.23**). Die Beschleunigung beim Aufreißen der Wand betrug somit ca. 8 m/s^2 . In der Analyse des Videomaterials zeigte sich ebenfalls eine Verdrehung der unteren Wandscheibe im U-Profil. Durch die am Wandfuß zwischen Stahlprofil und unterster Steinreihe ausgeführte Kimmschicht konnten somit keine Zugkräfte mehr übertragen werden. Die beiden durch das Reißen der Wand entstandenen Scheiben verblieben ungerissen und verhielten sich, wie in den meisten analytischen Modellen angenommen, als Starrkörper.



Abbildung 4.23: Stark geschädigte Fuge am Wandfuß

Hierdurch konnten sich in den weiteren Versuchen messbare Verformungen der Wand ausbilden. Die maximale horizontale Verschiebung der Wand betrug bei $\frac{1}{4}$ Höhe ca. 0,6 cm, in Wandmitte ca. 1,1 cm und in $\frac{3}{4}$ Höhe ca. 1,2 cm (**Abbildung 4.24**).

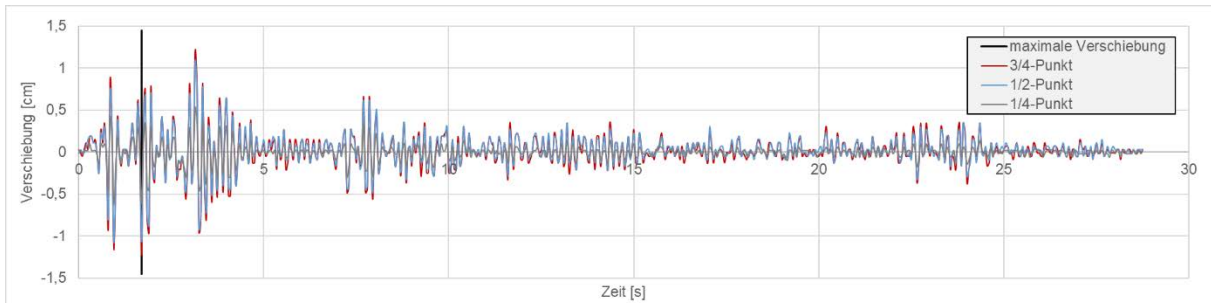


Abbildung 4.24: Verschiebungszeitverlauf in MZ70v1_sf3.0_lt2

Die maximale Verschiebung in Höhe des Risses bei 1,75 m ergibt sich somit zu $\Delta_m = 1,5$ cm. Hieraus ergibt sich zum Zeitpunkt $t=1,7$ s die in **Abbildung 4.25** dargestellte Verformungsfigur. Wird für oberen und unteren Wandteil angenommen, dass diese sich als Starrkörper verhalten kann die Öffnung der Fuge (**Abbildung 4.26**) auf Knickhöhe zu

$$d_F = \left(\frac{\Delta}{L_1} + \frac{\Delta}{L_2} \right) \cdot t = 0,0068 \text{ m} \quad (4.5)$$

berechnet werden.

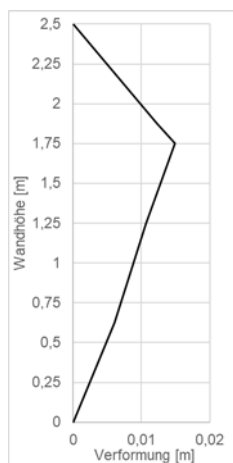


Abbildung 4.25: Verformungen der Wand zum Zeitpunkt $t=1,7$ s

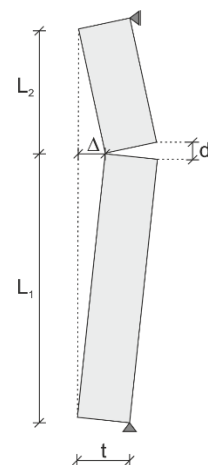


Abbildung 4.26: Skizze zur Definition der Fugenöffnung

Im nächsten Schritt wurde die Mauerwerkswand durch ein Sinussignal angeregt (**Abbildung 4.22**). Hierbei ergaben sich für eine Anregung mit 1 Hz, was einer Beschleunigung von $0,5 \text{ m/s}^2$ entsprach, keine messbaren Verformungen der Wand. Die maximale Verformung bei einer Anregung von 4,5 Hz, bei der das Steinversagen auftrat, betrug 1,3 cm. Die Verformungen in Wandmitte bei den unterschiedlichen Anregungsfrequenzen sind in **Tabelle 4.3** dargestellt.

Tabelle 4.3: Maximale Verschiebungen in Wandmitte unter Sinusanregung

Anregungsfrequenz [Hz]	Verschiebung [cm]
1	0
2	0,15
2,5	0,25
3	0,35
3,5	0,4
4	0,7
4,5	1,3

Durch die häufigen Richtungswechsel der Last in den Versuchen mit Erdbebenzeitverlauf und insbesondere in den Versuchen mit Sinusbelastung ergaben sich in der 7. Fuge, die infolge MZ70v1_sf3.0_It1 gerissen ist, eine Vielzahl von kleinen Ausbrüchen der Kanten (**Abbildung 4.27**).

**Abbildung 4.27:** Kleine Ausbrüche der Kanten in der 7. Fuge

Das Steinversagen bei einer Anregung mit 4,5 Hz trat in der 7. und 8. Steinreihe, also unterhalb und oberhalb der gerissenen Fuge auf. Hierbei brach in der 7. Reihe ein Teil des äußersten Steges des Ziegels heraus. In der darüber liegenden Reihe brach die erste Kammer vollständig und die zweite Kammer teilweise heraus (**Abbildung 4.28**).

**Abbildung 4.28:** Ausbrüche der Ziegelsteine in MZ70v1

Das Versagensbild deutet auf eine sehr hohe Belastung der äußeren Stege hin. Diese ergab sich durch die Schrägstellung der beiden Scheiben während des Schwingvorgangs. Hierbei musste die komplette vertikale Kraft durch den äußeren Steg übertragen werden. Weiterhin ergab sich durch die horizontale Bewegung eine Schubkraft, welche ebenfalls durch die Stege aufgenommen werden musste. Zudem führte die Vielzahl an Schwingungen in den

vorangegangenen Versuchen zu einer hohen Anzahl an Lastzyklen, die auf die Stege einwirken.

Aus der maximalen Verschiebung in der Knickhöhe der Wand von 1,5 cm lässt sich die vertikale Ausdehnung der Wand infolge der Verdrehung der Steine aus den geometrischen Beziehungen bestimmen. Hieraus ergibt sich eine vertikale Verschiebung am Wandkopf von 0,0047 m. Aus der bekannten Federsteifigkeit am oberen Auflager lässt sich die aus der vertikalen Verformung resultierende axiale Kraft zu 13,75 kN berechnen. Inklusive des Eigengewichts der oberen Scheibe sowie der wirkenden Auflast von 0,9 kN ergab sich in der Fuge somit eine Kraft von 16,4 kN. Der Anteil der vertikalen Last aus der vertikalen Verformung durch die vertikalen Federn beträgt somit 84% der vorhandenen Last, die in der Fuge rechnerisch wirkt.

Aus der Übertragungsfunktion aus von Fuß- und Kopfbeschleunigung kann zudem die Eigenfrequenz des Versuchsstandes zu ca. 6,8 Hz ermittelt werden (**Abbildung 4.29**).

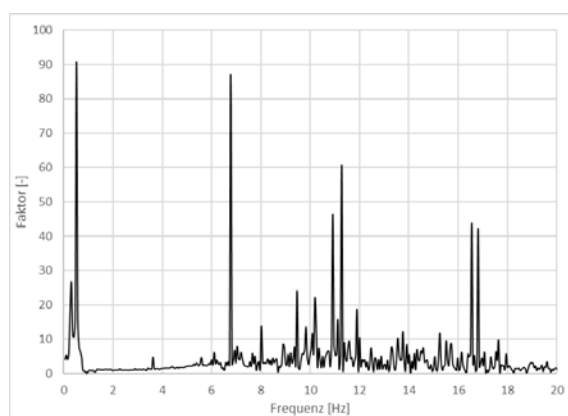


Abbildung 4.29: Übertragungsfunktion Fuß- und Kopfpunkt infolge Sinusanregung

4.4.2.3 Analytische Auswertung

Die zuvor beschriebenen Versuche werden mit analytischen Verfahren ausgewertet. Hierbei wird das DG-Modell (Kapitel 3.1.4), das PP-Modell (Kapitel 3.1.3) sowie das Verfahren nach KTA 2201.3 (Kapitel 3.1.2) angewendet. Das Verfahren nach DIN EN 1996 (Kapitel 3.1.1), kann für die Bestimmung der Kapazität nicht angewendet werden, da die Wand nach dem Reißen keine Biegezugfestigkeit mehr aufweist und somit keine Traglast ermittelt werden kann. Das Verfahren liefert stattdessen die horizontale Beschleunigung, bei der die Wand aufreißt. Hierfür wird die Biegezugfestigkeit der Wand nach [123] zu $\beta_s = 0,18 \text{ N/mm}^2$ angenommen. Hieraus ergibt sich eine Beschleunigung beim Aufreißen der Wand von 1,45 g. Im Versuch wurde die Beschleunigung bei welcher Versagen auftritt zu 0,8 g bestimmt. Für das DG-Modell wird neben der in Kapitel 3.1.4 verwendeten mittigen Lagerung am Fußpunkt auch eine Lagerung am Rand angenommen. Diese Annahme liegt näher an der realen Lagerung der Wand. Für das PP-Modell wird ein E-Modul, welcher zur Bestimmung der Verschiebung zur Zeitpunkt des Risses Δ_{cr} benötigt wird, von $E=5280 \text{ N/mm}^2$ angenommen [123].

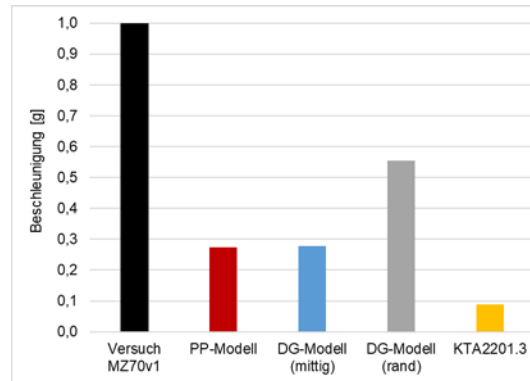


Abbildung 4.30: Analytische Auswertung MZ70v1

Mit den beschriebenen Annahmen ergeben sich für die untersuchte Wand, die in **Abbildung 4.30** dargestellten maximal aufnehmbaren Beschleunigungen. Das PP-Modell und DG-Modell (mittig) liefern Beschleunigungen von 0,27 g bzw. 0,28 g, das Verfahren nach KTA 2201.3 eine Beschleunigung von 0,09 g. Die höchsten Werte liefert das DG-Modell mit einer Lagerung am Rand. Die maximale aufnehmbare Beschleunigung wird hierbei mit 0,55 g vorhergesagt. Im Versuch konnte eine maximale Anregung von ca. 1 g auf die Ziegelwand aufgebracht werden ohne, dass ein geometrisches Versagen eingetreten ist. Die tatsächliche Kapazität der Wand liegt somit darüber, konnte jedoch durch die Limitierung des Rütteltisches nicht exakt bestimmt werden.

4.4.3 Ziegel MZ70 2,50 m x 0,24 m – Versuchsreihe 2 (MZ70v2)

Für die zweite Versuchsreihe (MZ70v2) wurde ebenfalls eine Kapitel 4.4.1 entsprechende Mauerwerkswand als Probekörper verwendet. Diese wurde zur ersten Wand identisch hergestellt, um vergleichbare Ergebnisse zu erhalten. Am Versuchsstand wurden kleinere Anpassungen vorgenommen, um die Qualität der Versuche zu verbessern. Im Folgenden werden die Versuche sowie deren Ergebnisse beschrieben und anschließend ausgewertet.

4.4.3.1 Versuchsbeschreibung

Der Versuchsstand wurde für die zweite Versuchsreihe durch kleinere Anpassungen modifiziert. Zur Erhöhung der horizontalen Steifigkeit am Wandkopf sollte die Vorspannkraft der Diagonalen erhöht werden. Die Vorspannkraft der Diagonalen musste über Reibung der Schrauben zwischen Stützen und Pi-profil aufgenommen werden, wodurch die maximale Vorspannung der Diagonalen limitiert war. Bei Überschreiten der aufnehmbaren Last würde sich das Pi-Profil nach unten schieben und zu einer unplanmäßigen Auflast auf die Wand führen. Um die Diagonalen stärker vorspannen zu können, wurden unterhalb des Pi-Profiles Winkel (grau) an die Stütze angeschweißt, welche die vertikale Kraft in die Stützen ableiten. Die vertikale Position des Pi-Profiles musste variabel einstellbar sein, um die axiale Auflast auf die Wand durch Vorspannung der vertikalen Federn aufzubringen. Hierzu wurden die Winkel durch höhenverstellbare Schrauben (blau) ergänzt (**Abbildung 4.31**).

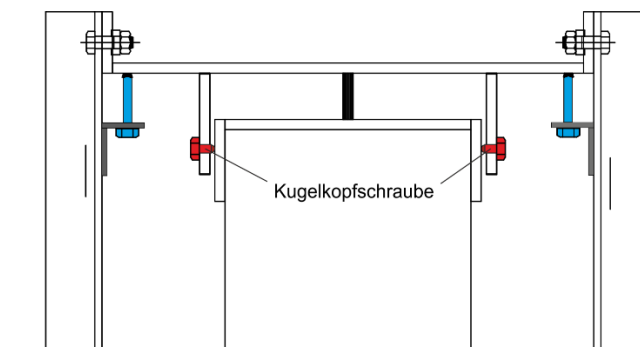


Abbildung 4.31: Anpassungen am Versuchsstand für Versuchsreihe 2

Zudem wurden für den horizontalen Kraftübertrag am oberen Auflager Kugelpkopfschrauben (rot) eingebaut. Diese ersetzen die in der ersten Versuchsreihe eingesetzten Holzkeile, da diese zu einer unplanmäßigen Verhinderung der Verdrehung und der vertikalen Verschieblichkeit geführt haben. Hierfür wurden in die unteren Stege des Pi-Profils Gewinde geschnitten und die Kugelpkopfschrauben gegen das U-Profil der Wand geschraubt. Hierdurch ist die vertikale Verschiebung der Wand ungehindert möglich. Die Verdrehung des Wandkopfes ist nahezu frei.



Abbildung 4.32: Versuchsaufbau MZ70v2

Die vertikalen Federn am Wandkopf wurden für diese Versuchsreihe mit einem kleinen Abstand < 3 mm eingebaut. Hierdurch wurde sichergestellt, dass keine Auflast durch Vorspannung der Federn oder Eigengewicht des Pi-Profils auf die Wand aufgebracht wird. Die Steifigkeit der Federn von 3050 kN/m blieb unverändert. In **Abbildung 4.32** ist der Versuchsaufbau für Versuchsreihe MZ70v2 dargestellt.

In der zweiten Versuchsreihe wurden zunächst Messungen zur Bestimmung der Eigenfrequenz der Wand durchgeführt. Hierzu wurde der Sensor bei $\frac{1}{4}$ der Wandhöhe gegen einen hochsensiblen Sensor ausgetauscht. Dabei wurden ambiente Messungen, ohne Anregung, sowie Messungen mit Anregung durch Impulshammer durchgeführt. Analog zur ersten Versuchsreihe wurde nach Erreichen der Betriebstemperatur die white-noise-Funktion zur Ermittlung der Übertragungsfunktion aufgebracht. Nachfolgend wurde erneut der El Centro Erdbebenzeitverlauf zur Anregung verwendet. Zunächst erfolgte die Anregung mit dem 1-fach und 2-fach skalierten Verlauf. Hierbei wurden zunächst je sechs Iterationen durchgeführt. Daraufaufgehend wurde eine Anregung mit dem 3-fach skalierten El Centro Erdbeben

aufgebracht. Bei der zweiten Iteration kam es hierbei zum Versagen der Fuge bei 8/10 der Wandhöhe. Nach dem Versagen wurden erneut je zwei Mal die 1-fach und 2-fach skalierten Anregungen aufgebracht. Bei erneuter Anregung mit dem 3-fachen Zeitverlauf wurde der Versuch durch Notabschaltung des Rütteltisches, wegen Überschreitung der zulässigen Kräfte auf die Zylinder abgebrochen.

Eine Übersicht über die durchgeführten Versuche ist in **Tabelle 4.4** dargestellt.

Tabelle 4.4: Versuchsprotokoll MZ70v2

Bezeichnung	Erläuterung
MZ70v2_amb	Ambiente Messung
MZ70v2_imp	Anregung durch Impulshammer
MZ70v2_wn	White noise: 3 mm; 25 Hz cut-off; 60 s
MZ70v2_sf1.0_It1	Zeitverlauf: 1,0-fach; 1. Iteration
MZ70v2_sf1.0_It2	Zeitverlauf: 1,0-fach; 2. Iteration
MZ70v2_sf1.0_It3	Zeitverlauf: 1,0-fach; 3. Iteration
MZ70v2_sf1.0_It4	Zeitverlauf: 1,0-fach; 4. Iteration
MZ70v2_sf1.0_It5	Zeitverlauf: 1,0-fach; 5. Iteration
MZ70v2_sf1.0_It6	Zeitverlauf: 1,0-fach; 6. Iteration
MZ70v2_sf2.0_It1	Zeitverlauf: 2,0-fach; 1. Iteration
MZ70v2_sf2.0_It2	Zeitverlauf: 2,0-fach; 2. Iteration
MZ70v2_sf2.0_It3	Zeitverlauf: 2,0-fach; 3. Iteration
MZ70v2_sf2.0_It4	Zeitverlauf: 2,0-fach; 4. Iteration
MZ70v2_sf2.0_It5	Zeitverlauf: 2,0-fach; 5. Iteration
MZ70v2_sf2.0_It6	Zeitverlauf: 2,0-fach; 6. Iteration
MZ70v2_sf3.0_It1	Zeitverlauf: 3,0-fach; 1. Iteration
MZ70v2_sf3.0_It2	Zeitverlauf: 3,0-fach; 2. Iteration
MZ70v2_sf3.0_It3	Zeitverlauf: 3,0-fach; 3. Iteration
MZ70v2_sf3.0_It4	Zeitverlauf: 3,0-fach; 4. Iteration; Steinausbruch; Abbruch
MZ70v2_sf1.0_It6-2	Zeitverlauf: 1,0-fach; 6. Iteration, 2. Aufbringen
MZ70v2_sf1.0_It6-3	Zeitverlauf: 1,0-fach; 6. Iteration, 3. Aufbringen
MZ70v2_sf2.0_It6-2	Zeitverlauf: 2,0-fach; 6. Iteration, 2. Aufbringen
MZ70v2_sf2.0_It6-3	Zeitverlauf: 2,0-fach; 6. Iteration, 3. Aufbringen
MZ70v2_sf3.0_It5_err	Zeitverlauf: 3,0-fach; 5. Iteration; Abbruch durch Shaking-Table

4.4.3.2 Versuchsergebnisse

In der zweiten Versuchsreihe wurde zunächst eine ambiente Schwingungsmessung zur Ermittlung der Eigenfrequenz der Wand mit einem hochsensiblen Beschleunigungsaufnehmer durchgeführt. Die Messung lieferte eine eindeutige Eigenfrequenz bei 9 Hz, welche die Eigenfrequenz des Versuchsstandes darstellt. Die Eigenfrequenz der Mauerwerkswand befand sich bei 3,67 Hz (**Abbildung 4.33**). Auch im Impulshammer-Versuch wurde eindeutig die Frequenz des Versuchsstandes bei 9,3 Hz ermittelt. Die Eigenfrequenz der Wand ergab sich in diesen Messungen zu 3,72 Hz (**Abbildung 4.34**).

Da Bauteile wie Stützen, diagonale Streben, Versuchsstand etc. deutlich stärker Schwingen als die Wand selbst und zudem die Dämpfung der Wandschwingung deutlich höher als die der Stahlbauteile ist, liefert die Eigenfrequenz der Wand in den Schwingungsmessungen deutlich geringere Amplituden.

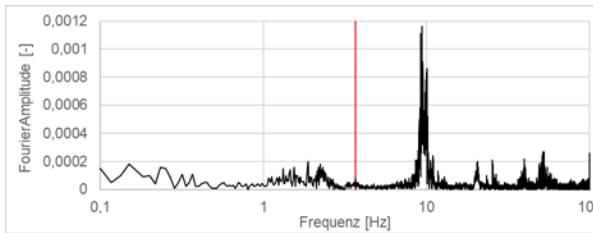


Abbildung 4.33: Frequenzspektrum ambiente
Messung MZ70v2_amb

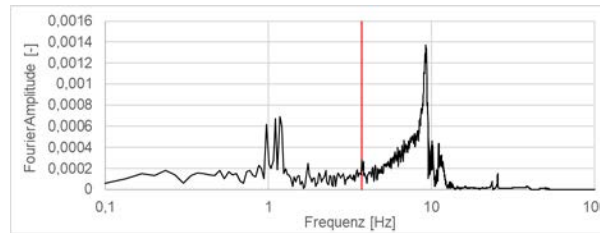


Abbildung 4.34: Frequenzspektrum
Impulshammer-Messung MZ70v2_imp

Aus der, zur Ermittlung der Übertragungsfunktion, aufgebrauchten white-noise Anregung ergibt sich die Eigenfrequenz des Versuchstandes zu 8 Hz und damit ca. 1 Hz geringer als in den ersten beiden Versuchen zur Bestimmung der Eigenfrequenz (**Abbildung 4.35**). Dies ist auf die deutlich höhere Anregung und Verformung des Versuchstandes während der white-noise Funktion zurückzuführen. Gegenüber der vorangegangenen Versuchsreihe MZ70v1 ist die Eigenfrequenz des Versuchstandes ca. 1 Hz höher. Durch die zusätzlichen Winkel an den Stützen und die hierdurch stärker vorspannbaren Diagonalen konnte die horizontale Steifigkeit wie erwartet erhöht werden.

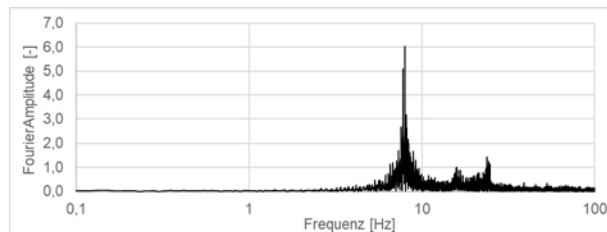


Abbildung 4.35: Frequenzspektrum white-noise MZ70v2_wn

In den Versuchen MZ70v2_sf1.0_It1 bis MZ70v2_sf2.0_It6 mit 1-facher und 2-facher Anregung wurden, wie in der ersten Versuchsreihe, keine messbaren Verformungen der Wand festgestellt. Ebenso konnten an der Wand keine erkennbaren Schäden bzw. gerissene Fugen festgestellt werden. Die Versuche werden daher hier nicht weiter betrachtet.

Bei Anregung mit dem 3-fach skalierten Erdbebenzeitverlauf trat in der zweiten Iteration ein Versagen der 8. Fuge ein (**Abbildung 4.36**). Die Fuge bei 4/5 der Wandhöhe ist dabei über die volle Wandbreite aufgerissen. Ebenso wurde in diesem Versuch erstmals eine Öffnung der Fuge oberhalb der ersten Steinreihe festgestellt.

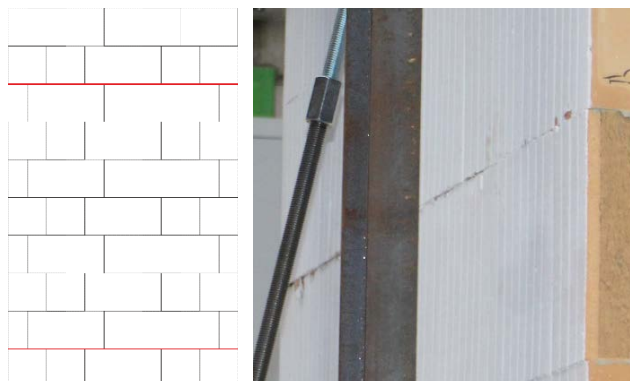


Abbildung 4.36: Gerissene Fuge nach MZ70v2_sf3.0_It3

Die Beschleunigung, bei der das Reißen der Fuge auftrat, entsprach somit wie auch in der ersten Versuchsreihe einer Beschleunigung von ca. 8 m/s^2 . Der Unterschied der Knickhöhe zur ersten Versuchsreihe ist auf die geringere Normalkraft, durch die nicht vorhandene axiale Auflast sowie auf die freie vertikale Verschieblichkeit durch die Verwendung der Kugelkopfschrauben, zurückzuführen. Ab dem Zeitpunkt des Aufreißens traten deutlich messbare Verschiebungen der Wand ein.

In der folgenden, dritten Iteration wurde der Zeitverlauf nur geringfügig erhöht (**Abbildung 4.37**). Die Verformungen waren in diesem Versuch, durch das vorherige Aufreißen, deutlich größer. Die maximalen Deformationen auf $\frac{3}{4}$ der Wandhöhe betragen dabei $2,5 \text{ cm}$ (**Abbildung 4.38**). Im Verlauf des Versuchs ist zudem an einem Stein am äußeren Rand der Wand der vorderste Steg herausgebrochen. Der obere Teil der Wand, bestehend aus 2 Reihen, hat sich bei diesem Versuch leicht zum unteren Teil der Wand verschoben.

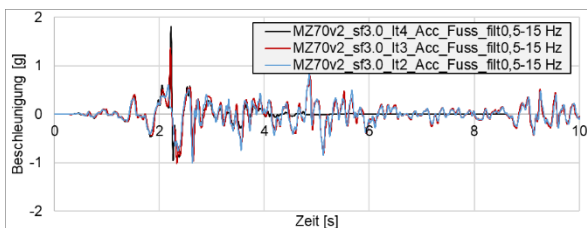


Abbildung 4.37: Beschleunigungen am Fußpunkt der Messungen MZ70v2_sf3.0_It2 – It4

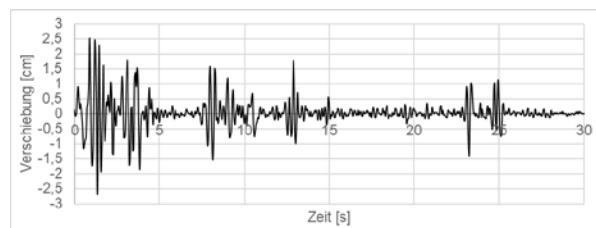


Abbildung 4.38: Verschiebung im $\frac{3}{4}$ -Punkt der Messungen MZ70v2_sf3.0_It3

Im folgenden Versuch (MZ70v2_sf3.0_It4) wurde die Anregung nochmals geringfügig gesteigert (**Abbildung 4.37**). Hierbei wurden in Folge der starken Anregung und der daraus resultierenden großen Verformung bereits zu Beginn des Zeitsignals die Stege mehrerer Steine in der 7. Reihe herausgebrochen. Durch die Rotation der Steine muss bei größeren Verformungen die komplette Kraft durch den äußersten Steg der Steine aufgenommen werden. Durch das Aufstellen des oberen Wandteils auf dem äußeren Steg und dem gleichzeitigen Herausbrechen der Stege in der Reihe unter der Rissfuge, wurde der obere Wandteil stark gegenüber dem unteren Teil der Wand verschoben (**Abbildung 4.39**). Dies geschah nicht gleichmäßig über die Wandbreite, sodass eine leichte Verdrehung des oberen Teils entstand.



Abbildung 4.39: Verschieben des oberen Wandteils in MZ70v2_sf3.0_It4

In **Abbildung 4.40** sind die herausgebrochenen Stege dargestellt. Es ist deutlich erkennbar, dass der vordere Steg im Kontaktbereich zu den Innenstegen versagte. In einem Stein sind dabei die Stege über die komplette Steinhöhe versagt, in einem Stein ist nur der obere Teil herausgebrochen.



Abbildung 4.40: Abplatzungen der Steine in MZ70v2

Nach dem Herausbrechen der Steine und dem Verschieben des oberen Wandteils wurden erneut Versuche mit geringeren Anregungen durchgeführt. Hierzu wurde erneut der 1-fach skalierte El Centro Erdbebenzeitverlauf aufgebracht (Versuche MZ70v2_sf1.0_It6-2 und It6-3). Die Verschiebungsverläufe bei $\frac{3}{4}$ Wandhöhe waren dabei bei beiden Versuchen nahezu identisch und ergaben eine maximale Verformung von ca. 1,8 cm (**Abbildung 4.41**). Dabei wurde keine weitere Schädigung der Wand festgestellt.

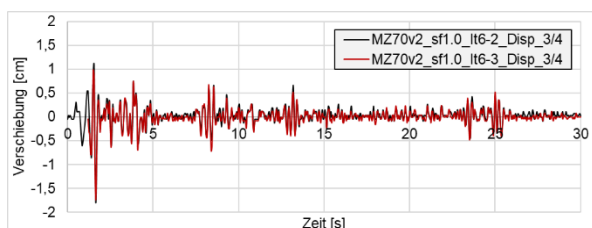


Abbildung 4.41: Verschiebungen im $\frac{3}{4}$ -Punkt von MZ70v2_sf1.0_It6-2 und It6-3

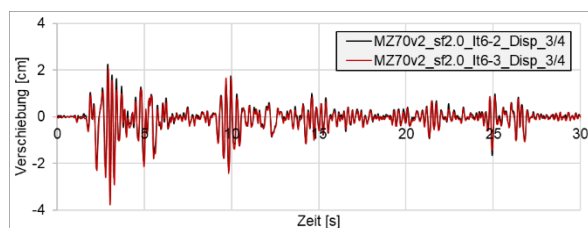


Abbildung 4.42: Verschiebungen im $\frac{3}{4}$ -Punkt von MZ70v2_sf2.0_It6-2 und It6-3

Anschließend wurde in zwei Versuchen der 2-fache Erdbebenzeitverlauf zur Anregung verwendet. In beiden Versuchen wurden nahezu identische Verformungen der Wand erreicht. Die größte Verformung lag bei ca. 3,7 cm, die zugehörigen Verformungen sind in **Abbildung 4.42** dargestellt. Auch hier konnten keine weiteren Schäden der Wand identifiziert werden. Abschließend wurde erneut der 3-fach skalierte Zeitverlauf aufgebracht. Hierbei wurde ein weiterer Steg herausgebrochen. Der Versuch wurde nach wenigen Sekunden durch zu hohe Kräfte auf die vertikalen Zylinder des Rütteltisches abgebrochen.

4.4.3.3 Analytische Auswertung

Die Versuche der zweiten Versuchsreihe werden ebenfalls mit den bereits zuvor verwendeten analytischen Verfahren ausgewertet. Alle Annahmen werden analog zu Kapitel 4.4.2.3 getroffen.

Für die untersuchte Wand ergeben sich die in **Abbildung 4.43** dargestellten maximal

aufnehmbaren Beschleunigungen. Das PP-Modell und DG-Modell (mittig) liefern Beschleunigungen von 0,19 g, das Verfahren nach KTA2201.3 liefert auf Grund der nicht vorhandenen vertikalen Auflast keine Ergebnisse. Auch hier liefert das DG-Modell mit einer Lagerung am Rand die höchsten Werte. Die maximale aufnehmbare Beschleunigung wird hierbei mit 0,38 g vorhergesagt. Wie in der ersten Versuchsreihe konnte die Wand durch die Limitierung des Rütteltisches nicht bis zum geometrischen Versagen untersucht werden. Die maximale Anregung die auf die Ziegelwand aufgebracht wurde betrug ca. 1 g. Die tatsächliche Kapazität der Wand liegt darüber.

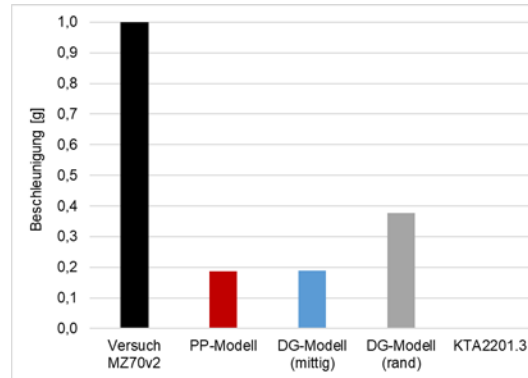


Abbildung 4.43: Analytische Auswertung MZ70v2

Für die zweite Versuchsreihe werden weitere Untersuchungen zur Vorhersage der Verformung der Wand durchgeführt. Hierzu wird die Kraft-Verformungslinie (F - Δ -Linie) mit dem in Kapitel 3.1.4 beschriebenen Verfahren bestimmt. Hierfür werden die von [12] vorgeschlagenen Parameter $\Delta_1 = 6\%$ und $\Delta_2 = 28\%$ gewählt, die eine ungeschädigte Fuge beschreiben (rote Kurve in **Abbildung 4.45**). Die F - Δ -Linie wird anschließend zur Beschreibung der nichtlinearen Steifigkeit eines Einmassenschwingers verwendet. Als Belastung wird die in Versuch MZ70v2_sf3.0_It3 gemessene Fußpunktanregung, die etwa dem 3-fach El Centro Erdbeben entsprach, verwendet. Nach [12] kann die Dämpfung zwischen 5% und 10% angenommen werden, daher wird in den Analysen eine Dämpfung von 7,5% verwendet.

Die Simulation des Einmassenschwingers (EMS) liefert Verformungen von bis zu 15 cm (**Abbildung 4.46** – rote Kurve), während im Versuch Verformungen in Knickhöhe von maximal 2,9 cm gemessen wurden. Die Verformung der Wand wird somit sehr stark überschätzt. Es zeigt sich zudem eine deutlich zu große Periode der Schwingungen des EMS. Die Steifigkeit der Wand wird somit maßgeblich unterschätzt.

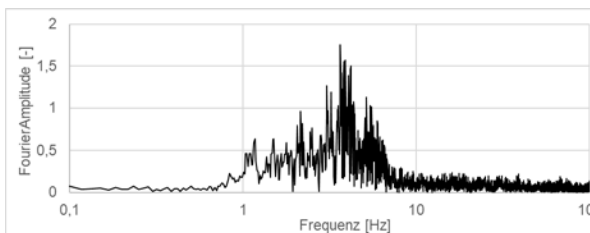


Abbildung 4.44: Fourier-Spektrum für die Beschleunigung auf halber Wandhöhe in MZ70v2_sf3.0_It3

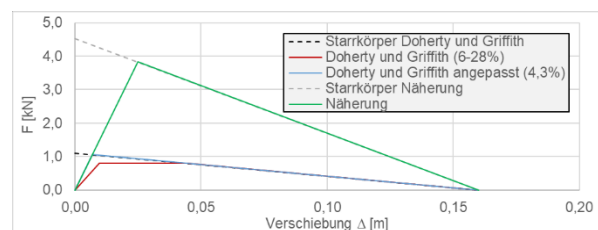


Abbildung 4.45: Kraft-Verformungs-Linien

Zur weiteren Untersuchung des Schwingverhaltens der Wand in Versuch MZ70v2_sf3.0_It3 wird die Beschleunigungsantwort in Wandmitte sowie der Verschiebungsverlauf auf $\frac{3}{4}$ der Wandhöhe näher untersucht. Hierzu wird das Beschleunigungs-Fourierspektrum für den Sensor auf halber Wandhöhe bestimmt. Aus dem in **Abbildung 4.44** dargestellten Spektrum lässt sich die Eigenfrequenz der Wand zu 3,66 Hz ablesen. Dies entspricht der zu Beginn in den Eigenfrequenzmessungen bestimmten Frequenz und zeigt, dass bis zu dieser Verformung kaum Nichtlinearität vorhanden ist.

Die ermittelte Eigenfrequenz der Wand wird anschließend verwendet, um die Anfangssteifigkeit der F- Δ -Linie nach Griffith anzupassen. Hierzu wird Δ_1 so gewählt, dass die Steifigkeit sich zu

$$K = M' \cdot (2f\pi)^2 = 153,8 \text{ kN/m} \quad (4.6)$$

ergibt. Wobei M' die modale Masse nach [12] und f die zuvor bestimmte Eigenfrequenz ist. Hieraus ergibt sich, unter Vernachlässigung eines Plateaubereichs, mit $\Delta_1 = \Delta_2 = 4,3 \%$ die in **Abbildung 4.45** blau dargestellte Kraft-Verformungsbeziehung.

Aus der Berechnung des EMS mit dieser F- Δ -Linie ergibt sich der in **Abbildung 4.46** blau dargestellte Verformungsverlauf. Auch hier werden die Verformungen stark überschätzt, kleine Verformungen werden jedoch schon deutlich besser als mit dem DG-Modell abgebildet. Ursache für die Überschätzung ist der zu frühe Abfall der Steifigkeit ab 0,7 cm.

Die Wand verhält sich jedoch, wie durch die Eigenfrequenzbestimmung gezeigt, bis zu Verformungen von ca. 2,5 cm nahezu linear. Es wird daher eine Kraft-Verformungslinie mit der zuvor bestimmten Steifigkeit erstellt, die bis zu einer Verformung von 2,5 cm linear verläuft und erst danach bis zur Versagensverschiebung linear abfällt (grüne Kurve in **Abbildung 4.45**). Mit dieser F- Δ -Linie ergibt sich durch die Berechnungen des EMS eine deutlich bessere Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen.

Der Vergleich der Kraftverformungsbeziehungen in **Abbildung 4.45** zeigt die deutliche Unterschätzung der Steifigkeit durch das DG-Modell. Dies ist auf die dabei nicht berücksichtigbaren vertikalen Federn am oberen Auflager zurückzuführen. Diese liefern während des Schwingens der Wand eine zusätzliche Steifigkeit. Die vertikale Ausdehnung der Wand durch die Rotation der Steine führt zu einer zusätzlichen axialen Auflast die auf die Wand wirkt. Diese wirkt den Einwirkungen aus Erdbeben entgegen, ist damit günstig und erhöht die Kapazität der Wand.



Abbildung 4.46: Vergleich der Verformungen des EMS für unterschiedliche Federkennlinien und des Versuchs MZ70v2_sf3.0_It3

Da die Verformungen der Wand hierbei den linearen Teil der Kraft-Verformungskurve nicht überschreiten, kann die Berechnung auch mit einem linearen EMS mit der entsprechenden Steifigkeit erfolgen. Für die Versuche MZ70v2_sf1.0_It6-2 und MZ70v2_sf2.0_It6-2 werden daher Berechnungen mit einem linearen EMS durchgeführt. Hierbei wird zunächst ebenso die Beschleunigung auf halber Wandhöhe mittels FFT-Spektren ausgewertet. Für beide Versuche ergeben sich dabei Eigenfrequenzen von ca. 3,8 Hz.

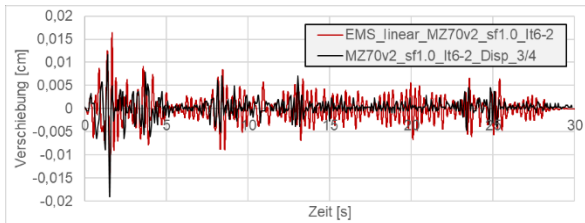


Abbildung 4.47: Verformungsverlauf für den EMS und Versuch MZ70v2_sf1.0_It6-2

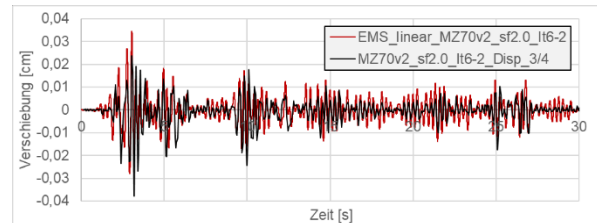


Abbildung 4.48: Verformungsverlauf für den EMS und Versuch MZ70v2_sf2.0_It6-2

Für beide Berechnungen ergeben sich dabei gute Übereinstimmungen mit den Versuchsergebnissen (**Abbildung 4.47** und **Abbildung 4.48**). Wobei hier die sehr kleinen Verformungen ebenfalls deutlich überschätzt werden. Dies bedeutet, dass in diesem Bereich eine zu geringe Steifigkeit angesetzt wird. Die Annahme einer linearen Kraftverformungsbeziehung, beziehungsweise einer konstanten Steifigkeit im Anfangsbereich ist somit nicht korrekt. Die tatsächliche Steifigkeit bei kleinen Verformungen muss somit höher sein.

Die Berechnungen zeigen zudem, dass die Verformungen mit der Abschätzung der Steifigkeit aus der ambient ermittelten Frequenz der Wand gut abgeschätzt werden können.

4.4.4 Zusammenfassung Ziegelmauerwerkversuche

Die in diesem Abschnitt vorgestellten Versuchsreihen, in welchen Ziegelmauerwerkswände mit realistischen Abmessungen auf dem Rütteltisch echten Erdbebenbelastungen ausgesetzt wurden, zeigen die erhebliche Diskrepanz zwischen aktuell vorhandenen analytischen Methoden und tatsächlicher out-of-plane Tragfähigkeit.

In der ersten Versuchsreihe, in der am oberen Auflager die vertikale Steifigkeit durch den Einsatz von Holzkeilen erhöht war, wurden trotz einer Erdbebenanregung mit 1 g nur geringe Verformungen von 1,5 cm erreicht. Erst das Aufbringen einer Sinusanregung führte zum Herausbrechen von einzelnen Teilen der Ziegelsteine, wobei die Standsicherheit der Wand nicht beeinträchtigt wurde. Zudem wird ein solches Versagensbild in der Praxis durch in Gebäuden üblicherweise vorhandene Putzschichten zum Teil verhindert.

Höhere Belastungen konnten durch die Limitierungen des Rütteltisches nicht aufgebracht werden. Ein geometrisches Versagen konnte somit nicht erreicht werden. Die Vorhersage der analytischen Verfahren lieferte Kapazitäten bis 0,55 g (DG-Modell) und unterschätzten damit die Tragfähigkeit von über 1 g deutlich.

In der zweiten Versuchsreihe wurden kleinere Anpassungen am Versuchsstand vorgenommen, um die vertikale Steifigkeit am oberen Auflager optimal steuern zu können und die horizontale Steifigkeit zu erhöhen. Durch die reduzierte vertikale Steifigkeit konnten in dieser Versuchsreihe größere Verformungen bis ca. 3,5 cm erreicht werden. Durch das Herausbrechen von Teilen der Ziegelsteine wurde der obere Teil der Wand in den Versuchen

stark gegenüber dem unteren Teil verschoben. Auch hier wurde jedoch kein geometrisches Versagen hervorgerufen.

Das DG-Modell lieferte für diese Serie eine out-of-plane Kapazität von 0,39 g während in den Versuchen erneut eine Tragfähigkeit von über 1 g festgestellt werden konnte.

Für die zweite Versuchsreihe wurden zudem Simulationen mit Hilfe eines nichtlinearen Einmassenschwingers durchgeführt, bei der die Kraft-Verformungslinie nach [12] verwendet wurde. Hierbei wird die Steifigkeit stark unterschätzt, da die vertikale Steifigkeit am Wandkopf nicht berücksichtigt werden kann. Durch Anwendung der aus den Versuchen ermittelte, lineare Steifigkeit in einem linearen EMS, kann der Verformungszeitverlauf der Wand gut approximiert werden.

Insgesamt zeigt sich der erhebliche Einfluss der vertikalen Steifigkeit des oberen Auflagers auf die out-of-plane Tragfähigkeit und die Unterschätzung der out-of-plane Kapazität der analytischen Verfahren bei Vernachlässigung dieser Steifigkeit. Zudem kann festgehalten werden, dass die untersuchten Ziegelmauerwerkswände großen out-of-plane Erdbebenbelastungen, die deutlich größer als potentielle Erdbeben in Deutschland sind, standhalten.

4.5 Rütteltischversuche mit Porenbetonsteinmauerwerkswänden

Neben den in Kapitel 4.4 beschriebenen Versuchen mit Ziegelmauerwerk wurden zwei Versuchsserien mit Mauerwerkswänden aus Porenbetonsteinen durchgeführt. Diese wurden gewählt, um möglichst klare Randbedingungen zu erzeugen. Zusätzliche Einflüsse der Steine, wie das in den vorherigen Versuchen beobachtete Herausbrechen der äußeren Stege, sollten minimiert werden. Daher wurden in den nachfolgend beschriebenen Versuchen Plan-Vollsteine aus Porenbeton verwendet.

Es wurde eine kleinerskalige Wand mit einem höheren Schlankheitsgrad von 15 untersucht. Da in diesen Versuchsreihen insbesondere das Schwingverhalten der Wand, auch bei großen Verformungen, analysiert werden sollte, wurde die Wand bereits vor den Versuchen vorgeschädigt und die Fuge bei 2/3 der Wandhöhe direkt nach der Herstellung der Wand geöffnet. Durch die erhöhte Schlankheit sollte zudem sichergestellt werden, dass ein geometrisches Versagen der Wand erreicht werden konnte. Zusätzlich sollte hier der Einfluss einer Berücksichtigung der vertikalen Federsteifigkeit am oberen Auflager näher untersucht werden.

Zusammenfassungen der Ergebnisse dieser Untersuchungen sind bereits unter [124–126] veröffentlicht worden.

4.5.1 Versuchskörper

Für die Versuchsreihen mit Wänden aus Porenbeton wurden Porenbetonsteine der Marke Ytong der Firma Xella verwendet. Hierzu wurden Planbauplatten mit einer Rohdichte von 0,5 t/m³ und Abmessungen von 574x100x249 mm verwendet (PPW 4 – 0,50 – 574 x 100 x 249). Die Steine liegen in der Steindruckfestigkeitsklasse 4 und haben eine mittlere Steindruckfestigkeit von mindestens 5 N/mm² [127].

Es wurde eine Wand mit einer Höhe von 1,50 m und einer Breite von einem Stein erstellt. Somit ergaben sich die Abmessungen der Wand zu 1,50x0,574x0,10 m (**Abbildung 4.50**).

Das Aufreißen der Wand ergibt sich unter Ansatz der zulässigen Zugspannungen bei einer horizontalen Streckenlast

$$q = \frac{\sigma \cdot \frac{bh^2}{6} \cdot 8}{l^2} = \frac{0,23 \cdot \frac{0,574 \cdot 0,1^2}{6} \cdot 8}{1,5^2} = 7,8 \cdot 10^{-4} \frac{MN}{m}. \quad (4.7)$$

Wobei nach [128] eine konservative Steinzugfestigkeit von $\sigma = 0,23 \text{ N/mm}^2$ angenommen wurde. Dies entspricht einer Beschleunigung der Wand von ca. 2,8 g. Da eine Anregung durch Erdbebenzeitverläufe auf dem Rütteltisch in dieser Größenordnung nicht möglich war und in den hier durchgeführten Untersuchungen insbesondere das Schwingverhalten bis zum geometrischen Versagen der Wand untersucht werden sollte, wurde die Fuge bei 1 m Höhe im noch nicht vollständig ausgehärteten Zustand geöffnet.

4.5.2 Versuchsstand

Der in Abschnitt 4.1.3 beschriebene Versuchsstand wurde zur Durchführung der Rütteltischversuche mit Porenbetonsteinwänden geringfügig modifiziert. Um den horizontalen Kraftübertrag in die 10 cm starke Wand am Fuß- und Kopfpunkt zu gewährleisten, wurden Holzprofile in das vorhandene U- bzw. Pi-Profil eingepasst. Die Mauerwerkswand wurde ohne Vermörtelung in diesen Profilen eingebaut. Hierdurch ergab sich eine Lagerung, bei der die Rotation der Steine behinderungsfrei möglich war. Am Kopfpunkt konnten wie bisher Federn eingebaut werden, um eine vertikale Steifigkeit am oberen Auflager einzuprägen (**Abbildung 4.49**). Die Laser-Distanzsensoren wurden analog zum Versuchsaufbau der Ziegelwände in den Viertelpunkten der Wand angebracht. Die Beschleunigungsaufnehmer wurden am Fuß- und Kopfpunkt des Versuchsstandes angebracht, um die aufgebrachten Beschleunigungen zu überwachen. Zusätzlich wurden Beschleunigungssensoren bei $\frac{1}{4}$ und $\frac{1}{2}$ der Wandhöhe angebracht.

Da mit der erstellten Porenbetonsteinwand zahlreiche Versuche durchgeführt werden sollten, musste der Kollaps der Wand bei geometrischem Versagen verhindert werden. Hierzu wurden im Abstand von 10 cm zur Wand Holzpaneele an den Stützen des Versuchsstandes angebracht. Somit konnten die Anregungen bis zum geometrischen Versagen der Wand gesteigert werden und das Verhalten der Wände bis zum Versagenspunkt untersucht werden.

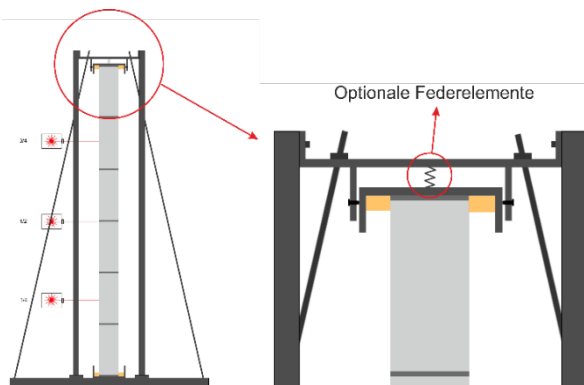


Abbildung 4.49: Skizze Versuchsaufbau



Abbildung 4.50: Versuchsaufbau mit Porenbetonsteinwand

Es wurden zwei Versuchsreihen mit der Porenbetonsteinmauerwerkswand durchgeführt. In der ersten Reihe wurden keine Federn am oberen Auflager eingebaut. Die Wand war somit vertikal frei verformbar und es gab keinerlei axiale Belastung. In der zweiten Versuchsreihe wurde, im ansonsten identischen Versuchsaufbau, eine vertikale Steifigkeit durch den Einbau von Federn eingebracht. Diese wurden dabei mit einem kleinen Abstand < 3 mm zwischen Wand und Federn eingebaut, um sicherzustellen, dass keine unplanmäßige Vorspannung der Federn eintritt und somit eine axiale Auflast aufgebracht wird. Die vertikale Steifigkeit betrug 1700 kN/m pro Meter Wandlänge.

In beiden Versuchsreihen wurde erneut der El Centro Erdbebenzeitverlauf des El Centro Erdbebens (**Abbildung 4.11**) zur Anregung des Rütteltisches verwendet und schrittweise skaliert.

4.5.3 Porenbetonsteinwand 1,50 m x 0,10 m – Versuchsreihe 1 ohne vertikale Steifigkeit am oberen Auflager (PBoFv1)

In der ersten Versuchsreihe mit Porenbetonsteinen (PBoFv1) wurde die in Abschnitt 4.5.1 beschriebene Wand ohne vertikale Federn am oberen Auflager in den Versuchstand eingebaut und durch den El Centro Beschleunigungszeitverlauf in unterschiedlichen Skalierungen belastet.

4.5.3.1 Versuchsbeschreibung

Analog zu den Versuchsreihen der Ziegelwände wurde nach Erreichen der Betriebstemperatur die white-noise-Funktion zur Ermittlung der Übertragungsfunktion aufgebracht. Hierzu wurde die Wand durch Holzbalken zwischen Stützen und Wand fixiert, um Schädigungen während der white-noise Anregung zu vermeiden. Für die Versuchsreihe ohne vertikale Federn am oberen Auflager wurde anschließend zunächst der 1-fache Erdbebenbeschleunigungsverlauf in mehreren Iterationen aufgebracht. Im ersten Schritt entsprach die Beschleunigung dem 0,5-fachen, im zweiten Iterationsschritt dem 0,7-fachen und im dritten dem 0,95-fachen Erdbebenzeitverlauf. Im letzten Schritt kam es dabei zum geometrischen Versagen der Wand. Anschließend wurde zwei weitere Male das 0,95-fache El Centro Erdbeben aufgebracht. In beiden Fällen trat ein geometrisches Versagen ein. Abschließend wurde die 2-fache Anregung verwendet, bei der die Wand ebenfalls versagte. Eine Übersicht über die durchgeführten Versuche ist in **Tabelle 4.5** dargestellt.

Tabelle 4.5: Versuchsprotokoll PBoFv1

Bezeichnung	Erläuterung
PBoFv1_wn	White noise: 2 mm; 25 Hz cut-off; 60 s
PBoFv1_sf0.5	Zeitverlauf: 0.5-fach
PBoFv1_sf0.7	Zeitverlauf: 0.7-fach
PBoFv1_sf0.95_1	Zeitverlauf: 0.95-fach
PBoFv1_sf0.95_2	Zeitverlauf: 0.95-fach
PBoFv1_sf0.95_3	Zeitverlauf: 0.95-fach
PBoFv1_sf2.0	Zeitverlauf: 2.0-fach

4.5.3.2 Versuchsergebnisse

Die zunächst aufgebrachte Beschleunigung des 0,5-fachen El Centro Erdbebenzeitverlaufs (PBoFv1_sf0.5) führte zu kleinen Verformungen von maximal 1,5 cm auf Höhe des Knicks. Die maximalen Verformungen traten bereits zu Beginn des Zeitverlaufs nach etwa 2 Sekunden

auf. An dieser Stelle finden sich in der Anregung die größten Beschleunigungsamplituden. Im zweiten Versuch (PBoFv1_sf0.7) mit einer Anregung des 0,7-fachen El Centro-Zeitverlaufs wurden deutlich größere Verformungen von maximal 3 cm erreicht. Auch hier traten die großen Verformungen nach ca. 2 Sekunden auf. Zusätzlich ergaben sich nach etwa 5 Sekunden große Verformungen. An beiden Stellen befinden sich im Anregungssignal ebenfalls hohe Beschleunigungsamplituden. Die Verdopplung der maximalen Verformung bei einer Erhöhung der Anregung um den Faktor 1,4 zeigt die Nichtlinearität der gerissenen Porenbetonsteinwand. In beiden Versuchen kehrte die Wand nach Versuchsende in ihre Ausgangslage zurück.

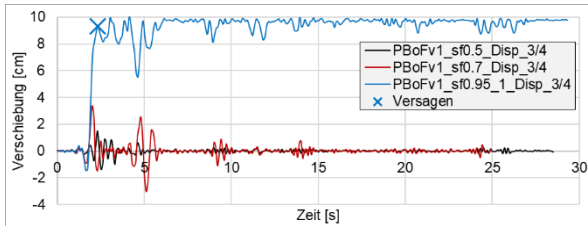


Abbildung 4.51: Verschiebungsverläufe der Versuche mit 0,5-, 0,7- und 0,95-facher Anregung

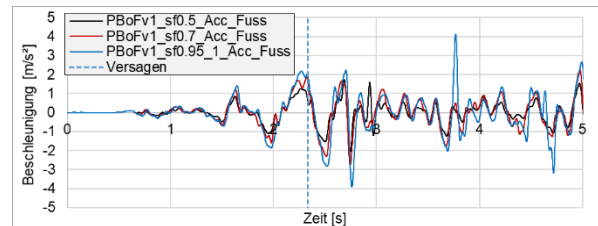


Abbildung 4.52: Beschleunigungszeitverläufe der Versuche mit 0,5-, 0,7- und 0,95-facher Anregung

In Versuch PBoFv1_sf0.95_1 wurde die Anregung auf das 0,95-fache des El Centro Erdbebens erhöht. Hierbei schlug die Wand bereits nach 2 Sekunden an die dafür vorgesehenen Holzpaneele. Es ergab sich somit eine Verschiebung von 10 cm auf Höhe des Knicks. Die Wand kann somit als geometrisch versagt betrachtet werden (**Abbildung 4.51**). In **Abbildung 4.53** ist die Knickfigur zum Zeitpunkt des Versagens dargestellt.



Abbildung 4.53: Versagte Wand in PBoFv1_sf0.95_1

Da die geometrische Versagensverschiebung von $\Delta_f = t$ einem theoretischen Wert bei einer Rotation um den Eckpunkt der Wand an Fuß und Knick entspricht und der tatsächliche Drehpunkt nach innen verschoben ist, ergibt sich hier eine etwas geringere Versagensverschiebung. Dies führt dazu, dass die Wand durch die weiteren Beschleunigungen zwar vom Holzpaneel wegbewegt wurde, jedoch bei geringen Verformungen wieder dorthin und nicht in die Ausgangslage zurückkehrte.

In **Abbildung 4.52** sind die ersten 5 Sekunden der Anregung der Versuche PBoFv1_sf0.5, PBoFv1_sf0.75 und PBoFv1_sf0.95_1 dargestellt, wobei die geringe Erhöhung der Belastung in den Versuchen ersichtlich wird.

In den darauffolgenden Versuchen PBoFv1_sf0.95_2 und PBoFv1_sf0.95_3, in denen der 0,95-fach skalierte Erdbebenzeitverlauf erneut aufgebracht wurde, versagte die Wand in beiden Fällen ebenso nach ca. 2,5 s. In beiden Versuchen kehrte die Wand direkt nach dem Anschlagen an das Holzpaneel in die Ausgangsposition zurück und erfuhr im weiteren Verlauf Verformungen bis zu 5 cm. Zudem zeigt sich das stark unterschiedliche Verhalten von PBoFv1_sf0.95_2 und PBoFv1_sf0.95_3 nach dem ersten Anschlagen an die Holzpaneele. Während in PBoFv1_sf0.95_2 die Wand nach der Rückkehr in die Ausgangslage zunächst 1 Sekunde nahezu im Ausgangszustand verharrte und sich erst danach nochmals zu Verformungen bis zu 5 cm aufschaukelte, wurden in PBoFv1_sf0.95_3 bereits direkt nach der Rückkehr in die Ausgangslage sehr große Verformungen erreicht (**Abbildung 4.54**). Es ergibt sich somit bei identischer Anregung ein stark abweichender Verformungsverlauf der Wand.

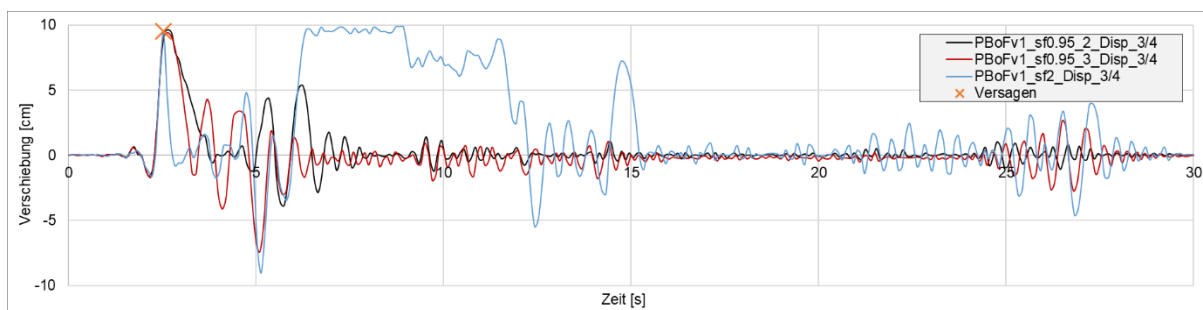


Abbildung 4.54: Verschiebungsverläufe der Versuche mit 0,95- und 2-facher Anregung

Im letzten Versuch PBoFv1_sf2.0 wurde das 2-fach skalierte Erdbeben auf die Wand aufgebracht. Wie in den vorhergehenden Versuchen versagte die Wand nach ca. 2,5 s. Die Wand kehrte hier ebenfalls in die Ausgangslage zurück. Ähnlich wie in PBoFv1_sf0.95_2, traten danach für ca. 1 Sekunde nur kleine Verformungen auf bevor sich die Wand zu großen Verformungen aufschaukelte. Dabei ist sowohl der Peak in negative Verformungsrichtung wie in Versuch PBoFv1_sf0.95_3 sowie die anschließende positive Verformung wie in PBoFv1_sf0.95_2 sichtbar. Bei der Verformung in positive Richtung schlägt die Wand in PBoFv1_sf2.0 dann auf Grund der höheren Anregungsbeschleunigung erneut gegen die Holzpaneele (**Abbildung 4.54**).

Aus der Versuchsreihe ohne vertikale Steifigkeit am oberen Auflager ergibt sich somit eine Versagensbeschleunigung von 2,2-3 m/s².

4.5.3.3 Analytische Auswertung

Für die analytische Auswertung der Porenbetonsteinwand werden zunächst ebenfalls die in Kapitel 3.1 beschriebenen Verfahren angewendet. Das Verfahren nach DIN EN 1996 kann für die Bestimmung der Kapazität nicht angewendet werden, da die Wand nach dem Reißen keine Biegezugfestigkeit mehr aufweist und somit keine Traglast ermittelt werden kann. Das Verfahren nach KTA2201.3 kann auf Grund der nicht vorhandenen Auflast ebenfalls nicht angewendet werden. Für das PP-Modell wird ein E-Modul, welches zur Bestimmung der Verschiebung zum Zeitpunkt des Risses Δ_{cr} benötigt wird, von $E=1726 \text{ N/mm}^2$ [128] sowie eine Druckfestigkeit von 5 N/mm^2 angenommen.

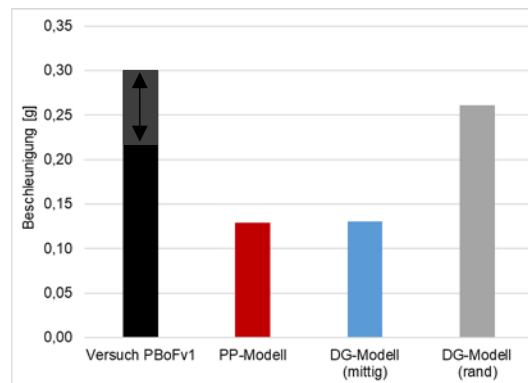


Abbildung 4.55: Analytische Auswertung PBoFv1

Für die untersuchte Wand ergeben sich die in **Abbildung 4.55** dargestellten maximal aufnehmbaren Beschleunigungen. PP-Modell sowie DG-Modell (mittig) liefern nahezu identische Beschleunigungen von $0,13 \text{ g}$, das DG-Modell (Rand) liefert eine Versagensbeschleunigung von $0,26 \text{ g}$ und liegt damit sehr gut im Bereich der experimentell bestimmten Kapazität der Wand von $0,22 - 0,3 \text{ g}$.

Zusätzlich zu den vereinfachten Analysemethoden wird analog zu 4.4.3.3 eine trilineare Kraft-Weg-Beziehung ($F-\Delta$) in nichtlinearen Zeitverlaufsberechnungen am Einmassenschwinger verwendet (siehe Kapitel 3.1.4). Die Definition der trilinearen Kurve erfolgt ebenfalls mit den Parametern $\Delta_1 = 6\%$ und $\Delta_2 = 28\%$, für eine geringe Degradation der Fuge (**Abbildung 4.56**). Für die Analysen wird eine Dämpfung von $7,5\%$ angesetzt [12]. Für die Anregung des Systems wird die in den experimentellen Tests am Fußpunkt gemessene reale Beschleunigung verwendet.

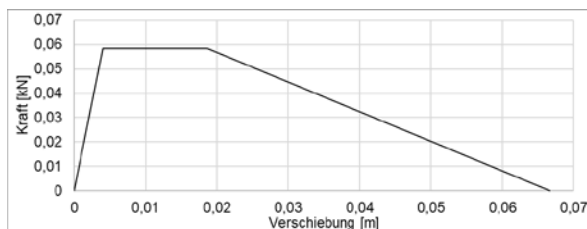


Abbildung 4.56: Kraft-Verformungs-Linie nach Doherty und Griffith mit $\Delta_1 = 6\%$ und $\Delta_2 = 28\%$



Abbildung 4.57: Verformungsverlauf für den EMS und Versuch PBoFv1_sf0.7

Für die erste Testreihe ohne vertikale Steifigkeit am oberen Auflager liefert der nichtlineare EMS für Versuch PBoFv1_sf0.7 eine Unterschätzung der Verschiebung. Insgesamt wird der

Verlauf jedoch gut abgebildet (**Abbildung 4.57**).

Für den darauffolgenden Versuch (PBoFv1_sf0.95_1) wird der gleiche EMS zur Simulation verwendet. Hierbei ergab sich im Versuch ein Versagen der Wand nach etwa 2,5 s, während der Einmassenschwinger lediglich kleine Verformungen von bis zu 2,5 cm erreicht (**Abbildung 4.58**). Die Steifigkeit wird somit in der mittels Doherty und Griffith ermittelten Kraft-Weg-Beziehung überschätzt und das Versagen der Wand kann nicht korrekt vorhergesagt werden.



Abbildung 4.58: Verformungsverlauf für den EMS und Versuch PBoFv1_sf0.95_1

4.5.4 Porenbetonsteinwand 1,50 m x 0,10 m – Versuchsreihe 2 mit vertikaler Steifigkeit am oberen Auflager (PBmFv2)

In der zweiten Versuchsreihe mit Porenbetonsteinen (PBmFv2) wurde die bereits zuvor verwendete Wand erneut genutzt, um Versuche mit vertikalen Federn am Wandkopf durchzuführen. Auch hier erfolgte die Belastung mittels des skalierten El Centro Erdbebenzeitverlaufs auf dem Rütteltisch.

4.5.4.1 Versuchsbeschreibung

Für die zweite Versuchsreihe mit vertikaler Steifigkeit am oberen Auflager wurde der Versuchsstand nur durch den Einbau der vertikalen Federn ergänzt. Der übrige Versuchsaufbau blieb identisch. Als Versuchskörper wurde ebenfalls die Wand mit bereits gerissener Fuge bei einer Höhe von 2/3 verwendet. Zunächst wurden in dieser Versuchsserie sechs Iterationen mit dem 1-fach skalierten El Centro Erdbebenzeitverlauf durchgeführt. Anschließend wurde in sechs Iterationen die 2-fache Anregung aufgebracht. Darauffolgend wurde mit der 3-fachen Belastung angeregt. Hierbei versagte die Wand in der 4. Iteration. Abschließend wurden mehrere Schwingungsmessungen zur Bestimmung der Eigenfrequenz der Wand durchgeführt. In drei Versuchen wurden unterschiedlich starke Impulsanregungen mit einem Impulshammer mit weicher Spitze auf die Wand in halber Höhe aufgebracht. Dabei wurden die Beschleunigungen der Wand aufgezeichnet. Eine Übersicht über die durchgeführten Versuche ist in **Tabelle 4.6** dargestellt.

Tabelle 4.6: Versuchsprotokoll PBmFv2

Bezeichnung	Erläuterung
PBmFv2_sf1.0_lt1	Zeitverlauf: 1,0-fach; 1. Iteration
PBmFv2_sf1.0_lt2	Zeitverlauf: 1,0-fach; 2. Iteration
PBmFv2_sf1.0_lt3	Zeitverlauf: 1,0-fach; 3. Iteration
PBmFv2_sf1.0_lt4	Zeitverlauf: 1,0-fach; 4. Iteration
PBmFv2_sf1.0_lt5	Zeitverlauf: 1,0-fach; 5. Iteration
PBmFv2_sf1.0_lt6	Zeitverlauf: 1,0-fach; 6. Iteration
PBmFv2_sf2.0_lt1	Zeitverlauf: 2,0-fach; 1. Iteration
PBmFv2_sf2.0_lt2	Zeitverlauf: 2,0-fach; 2. Iteration
PBmFv2_sf2.0_lt3	Zeitverlauf: 2,0-fach; 3. Iteration
PBmFv2_sf2.0_lt4	Zeitverlauf: 2,0-fach; 4. Iteration
PBmFv2_sf2.0_lt5	Zeitverlauf: 2,0-fach; 5. Iteration
PBmFv2_sf2.0_lt6	Zeitverlauf: 2,0-fach; 6. Iteration
PBmFv2_sf3.0_lt1	Zeitverlauf: 3,0-fach; 1. Iteration
PBmFv2_sf3.0_lt2	Zeitverlauf: 3,0-fach; 2. Iteration
PBmFv2_sf3.0_lt3	Zeitverlauf: 3,0-fach; 3. Iteration
PBmFv2_sf3.0_lt4	Zeitverlauf: 3,0-fach; 4. Iteration
PBmFv2_imp1	Anregung durch Impulshammer
PBmFv2_imp2	Anregung durch Impulshammer
PBmFv2_imp3	Anregung durch Impulshammer

4.5.4.2 Versuchsergebnisse

In dieser Versuchsreihe wurde in sechs Iterationen zunächst das 1-fache El Centro Erdbeben als Belastung aufgebracht. Hierbei ergaben sich nur sehr kleine Verformungen der Wand. Die letzte Iteration führte zu einer maximalen Verschiebung der Wand auf Höhe des Knicks von 1 cm. Nachfolgend wurde in sechs Iterationen der 2-fach skalierte Beschleunigungszeitverlauf aufgebracht. Hierbei ergaben sich maximale Verschiebungen der Wand auf Knickhöhe von 4 cm. Die Wand blieb hierbei in allen Versuchsläufen stabil (**Abbildung 4.59**).

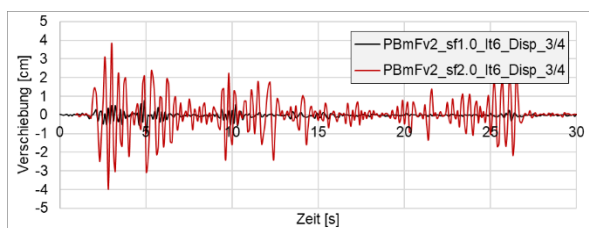


Abbildung 4.59: Verschiebungsverläufe der Versuche mit 1,0- und 2,0-facher Anregung

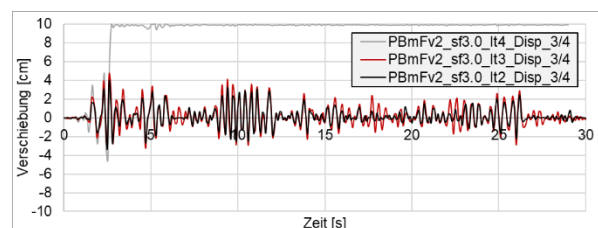


Abbildung 4.60: Verschiebungsverläufe der Versuche mit 2,0-, 2,5- und 2,8-facher Anregung

Anschließend erfolgte die Anregung mit dem 3-fachen Erdbebenzeitverlauf in mehreren Iterationen. In der 2. Iteration wurde dabei das 2-fache Erdbeben erreicht, wobei ebenfalls maximale Verschiebungen von 4 cm auftraten. Im nächsten Iterationsschritt wurde die 2,5-fache Belastung aufgebracht. Hierbei traten Verformungen von 4,5 cm auf. Im 4. Iterationsschritt, mit einer Beschleunigung mit dem ca. 2,8-fachen Erdbeben versagte die Wand nach ca. 2,5 s (**Abbildung 4.60**). Dieser Zeitpunkt entsprach in den vorhergehenden

Versuchen dem Punkt der maximalen Verschiebung. Die große Verformung der Wand führte zu einer großen Rotation der oberen und unteren Blöcke der Wand. Dies führte auf Grund der vertikalen Federsteifigkeit am oberen Auflager zu einer Axialkraft in der Wand. Bis die Wandverschiebung die Grenzverformung erreichte, wirkte sich die Axialkraft positiv auf das Schwingverhalten der Wand aus. Über diese Verformung hinaus verwandelte sich die zusätzliche Axiallast in eine negative Kraft, die die Wand gegen die Holzpaneele drückte. Daher konnte sich die Wand im weiteren Verlauf der Erregung nicht mehr von den Holzpaneelen lösen.

Die zweite Testreihe mit vertikaler Steifigkeit am Wandkopf führte zu einer Kapazitätsbeschleunigung der Wand von ca. 8-9 m/s².

Abschließend wurden in dieser Versuchsreihe Impulsanregungen zur Bestimmung der Eigenfrequenz der Wand durchgeführt. Die Beschleunigung der Wand infolge der Impulse sowie der nachfolgende Ausschwingvorgang sind in **Abbildung 4.61** dargestellt.

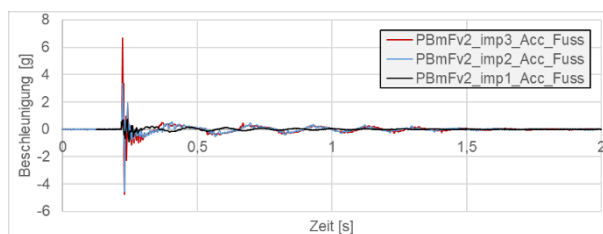


Abbildung 4.61: Beschleunigungszeitverläufe der Versuche mit Impulsanregung

Im ersten Versuch wurde eine sehr geringe Impulsbelastung von ca. 0,75 g aufgebracht. Der Ausschwingvorgang zeigt eine eindeutige Frequenz von 7,5 Hz (**Abbildung 4.62**). In den Messungen PBmFv2_imp2 und PBmFv2_imp3 wurden Impulse von 3,4 g und 6,7 g aufgebracht (**Abbildung 4.61**). Bei der Betrachtung des Fourier-Spektrums von Versuch PBmFv2_imp2 zeigt sich keine eindeutige Eigenfrequenz der Wand. Stattdessen zeigen sich mehrere aufeinanderfolgende Peaks im Spektrum, die sich durch den Ausschwingvorgang und die sich dabei veränderte Eigenfrequenz ergeben. Dies zeigt die starke Nichtlinearität des Systems, durch welche sich keine eindeutige Eigenfrequenz der Wand mehr bestimmen lässt. Stattdessen gibt es eine, von der Verformung der Wand, abhängige „Eigenfrequenz“.

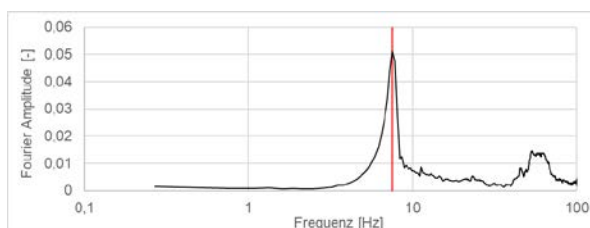


Abbildung 4.62: Fourier-Spektrum der Beschleunigung von Versuch PBmFv2_imp1

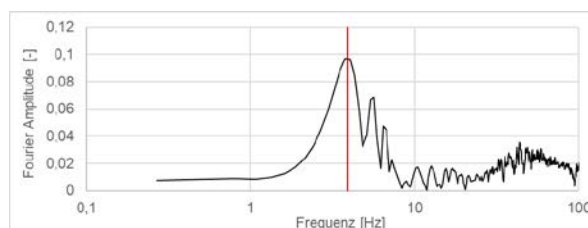


Abbildung 4.63: Fourier-Spektrum der Beschleunigung von Versuch PBmFv2_imp2

4.5.4.3 Analytische Auswertung

Für die zweite Versuchsreihe der Porenbetonsteinwände wird ebenfalls eine analytische Auswertung mit den in Kapitel 3.1 beschriebenen Verfahren durchgeführt. Da die vertikale Steifigkeit in keinem der Verfahren berücksichtigt werden kann, liefert die analytische Auswertung der Porenbetonsteinwand mit vertikaler Steifigkeit am oberen Auflager auf Grund

der identischen Eingangsparameter die gleichen Ergebnisse wie in Kapitel 4.5.3.3 beschrieben. Lediglich die experimentell bestimmte Kapazität unterscheidet sich deutlich, da diese nun $0,8 - 0,9 \text{ g}$ beträgt (**Abbildung 4.64**). Die Vorhersage der Versagensbeschleunigung durch die analytischen Verfahren ist somit sehr konservativ mit einem Faktor von $3,1 - 3,4$ gegenüber dem DG-Modell.

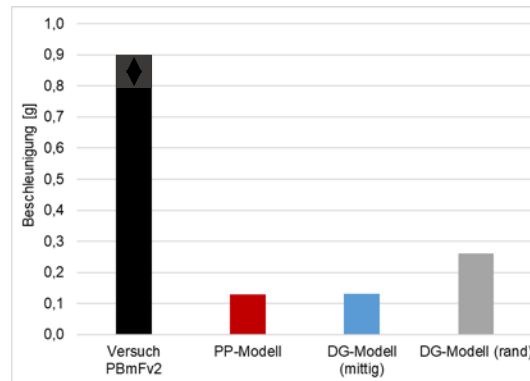


Abbildung 4.64: Analytische Auswertung PBmFv2

Wie in Abschnitt 4.5.3.3 wird für die Versuchsreihe mit vertikalen Federn ebenfalls die trilineare Kraft-Weg-Beziehung ($F-\Delta$) in nichtlinearen Zeitverlaufsberechnungen am Einmassenschwinger verwendet. Da in dieser Methode die vertikale Steifigkeit am oberen Auflager nicht berücksichtigt werden kann, unterscheidet sich die $F-\Delta$ -Linie nicht von der in **Abbildung 4.56** dargestellten. Dies führt zu einer deutlichen Überschätzung der Verformung durch den EMS (**Abbildung 4.65**), da die Steifigkeit stark unterschätzt wird. Wie in den analytischen Verfahren beträgt der Faktor zwischen maximaler Verformung des EMS und des Versuchs etwa drei.

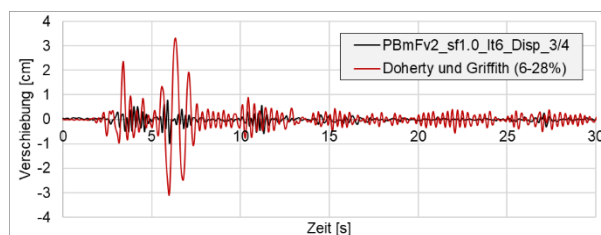


Abbildung 4.65: Verformungsverlauf für den EMS und Versuch PBmFv2_sf1.0_It6

4.5.5 Analytische Auswertung mittels EMS unter Verwendung einer aus Versuchen hergeleiteten Kraftverformungsbeziehung

Die analytische Auswertung der Versuchsreihe ohne vertikale Federn in Abschnitt 4.5.3.3 zeigt eine gute Übereinstimmung der Berechnung des EMS mit der Kraft-Verformungskurve nach Doherty und Griffith. Für die Versuche mit vertikaler Federsteifigkeit am Wandkopf (Abschnitt 4.5.4.3) ergibt sich eine starke Überschätzung der Verformung durch die Berechnung mittels EMS, da die vertikale Steifigkeit nicht berücksichtigt werden kann.

Es wird daher im Folgenden die Kraftverformungsbeziehung hergeleitet, um diese für die Berechnungen des nichtlinearen EMS zu verwenden. Da für diese Testreihe keine Pushover-Versuche zur Verfügung stehen, aus denen direkt die Kraftverformungsbeziehung abgeleitet werden kann, wird die $F-\Delta$ -Kurve aus den Ergebnissen der Rütteltischversuche bestimmt.

Hierfür wird zunächst die Eigenfrequenz der Wand aus den gemessenen Verformungs- und Beschleunigungszeitverläufen ermittelt. Da die Wand, wie in Abschnitt 4.5.4.3 bereits gezeigt, eine stark nichtlineare Struktur ist, ist die Frequenz kein konstanter Wert und hängt von der Größe der Verformung der Wand ab. Daher wird zunächst die Frequenz über die Zeit aus den experimentellen Tests mittels Continuous Wavelet Transformation bestimmt und anschließend durch Kopplung mit der bekannten Verschiebung die Kraftverformungsbeziehung hergeleitet.

4.5.5.1 Bestimmung der Eigenfrequenzen mittels Continuous Wavelet Transformation

Neben der Bestimmung des Frequenzgehalts eines Signals mittels Fast-Fourier-Transformation (FFT), bei der die Informationen zur Zeitlokalisierung verloren gehen, und der aufwändigen Bestimmung der Frequenzen jeder einzelnen Schwingung per Hand, existiert mit der kontinuierlichen Wavelet Transformation (englisch: Continuous Wavelet Transformation, kurz CWT) eine weitere Methode, um den Frequenzgehalt eines Signals zu ermitteln und die Information über die Zeit zu erhalten. Während in der FFT das Signal in Sinus-Schwingungen mit unbegrenzter Dauer zerlegt wird, wird das Signal bei der CWT in Wavelets zerlegt. Wavelets sind oszillierende Wellen mit einer geringen Dauer. In der CWT wird das Ausgangssignal mit verschobenen und skalierten Versionen des sogenannten zeit-lokalen Mutter-Wavelets Ψ verglichen. Hierbei wird durch den Vergleich des Ausgangssignals mit unterschiedlich skalierten Wavelets an unterschiedlichen Stellen eine Funktion mit zwei Variablen erzeugt. Die Variablen sind dabei der Skalierungsparameter a und der Positionsparameter (Zeit) b . Durch Stauchung und Dehnung des Wavelets wird, analog zur Veränderung der Frequenz einer Sinusfunktion, auch der Frequenzgehalt des Wavelets verändert. Kleine Werte von a bedeuten somit eine hohe Frequenz, große Werte von a bedeuten eine niedrige Frequenz. Der Parameter b verschiebt die Funktion des Wavelets $\Psi(t)$ im Zeitbereich und kann somit durch $\Psi(t - b)$ beschrieben werden. Die CWT-Koeffizienten $S(a, b)$ erhält man durch Variation der Parameter a und b .

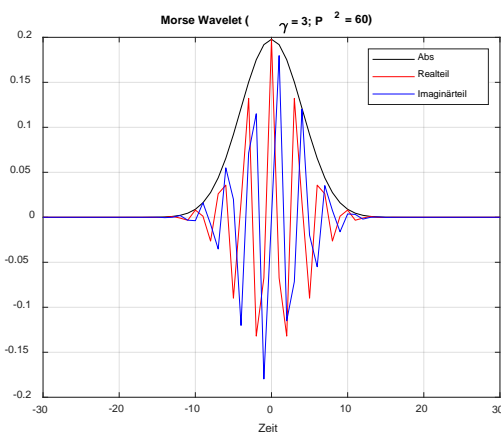


Abbildung 4.66: Morse-Wavelet mit $\gamma = 3$ und $p^2 = 60$

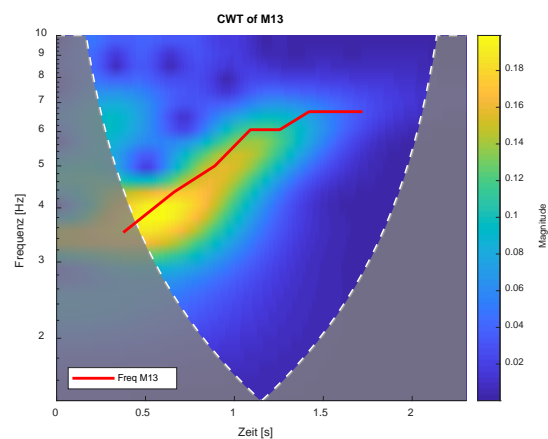


Abbildung 4.67: Continuous Wavelet Transformation des Impulsversuchs PBmFv2_imp2 und händisch ermittelte Frequenz

Die Koeffizienten werden zudem von der Wahl des Mutter-Wavelets Ψ beeinflusst. Dieses ist sowohl im Zeit- als auch im Frequenzbereich kontinuierlich und kann komplex oder reell sein. Zudem muss ein Parameter vorhanden sein mit dem die Wavelet-Eigenschaften manipuliert werden können. Hierfür existiert eine Vielzahl an unterschiedlichen Wavelets, wie z.B. das

Morlet-Wavelet, das Gaussian-Derivative-Wavelet (die kleinste Ableitung von 2 entspricht dem „Mexican-Hat“-Wavelet) und die hier verwendeten Morse-Wavelets, die eine Familie von exakten analytischen Wavelets beschreibt [129–134].

Für die folgenden Untersuchungen wird das Morse-Wavelet mit dem Symmetrieparameter $\gamma = 3$ und dem Bandbreitenprodukt $P^2 = 60$ verwendet, da diese die geringste Streuung in Zeit- und Frequenzbereich aufweisen (**Abbildung 4.66**) [135, 136].

Für eine reell-wertiges Ausgangssignal ergibt sich die CWT durch

$$S(a, b) = \frac{1}{|a|} \left| \int_{-\infty}^{\infty} x(t) \psi^* \left(\frac{t-b}{a} \right) dt \right|^2 \quad (4.8)$$

Wobei ψ^* die komplex-konjugierte Funktion des Wavelets ψ und $x(t)$ das Ausgangssignal ist. Die CWT ist somit eine Faltung des Ausgangssignals $x(t)$ mit dem komplex-konjugierten Mutter-Wavelet ψ^* , welches durch a und b skaliert und verschoben wird. Je größer die absoluten Werte von $S(a, b)$ werden, desto stärker korreliert das Wavelet mit den jeweiligen Parametern für a und b mit dem Ausgangssignal [137]. Somit kann der Bereich, der hohe Werte für S liefert, als Frequenz des Signals zum entsprechenden Zeitpunkt interpretiert werden.

Für das in **Abbildung 4.61** dargestellte Beschleunigungszeitsignal des Impulsversuchs PBmFv2_imp2 wird die CWT durchgeführt. Diese führt zu den in **Abbildung 4.67** dargestellten Koeffizienten S .

Zur Verifikation wird die Frequenz für jede Schwingung händisch von Nulldurchgang zu Nulldurchgang ermittelt und über die Zeit aufgetragen. Der Vergleich zeigt eine gute Übereinstimmung mit den zuvor ermittelten Frequenzen über die Zeit. In der CWT werden einzelne Frequenzen nicht exakt einem Zeitpunkt zugeordnet und es ergeben sich daher Zeitbereiche für den Frequenzgehalt.

Für die Impulsversuche ergibt sich aus diesen Untersuchungen eine über die Ausschwingzeit zunehmende Eigenfrequenz der Wand. Bei der etwas schwächeren Anregung PBmFv2_imp2 lag die Eigenfrequenz zu Beginn des Ausschwingvorgangs bei ca. 3,5 Hz, am Ende bei ca. 6,7 Hz. In PBmFv2_imp3 war die Eigenfrequenz auf Grund der stärkeren Anregung insgesamt etwas geringer. Zu Beginn lag diese hier bei 3,3 Hz, am Ende bei ca. 6,7 Hz (**Abbildung 4.68**).

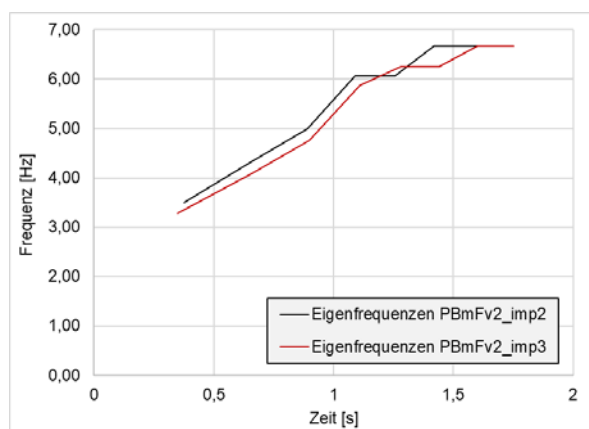


Abbildung 4.68: Eigenfrequenzen der Impulsversuche PBmFv2_imp2 und PBmFv2_imp3

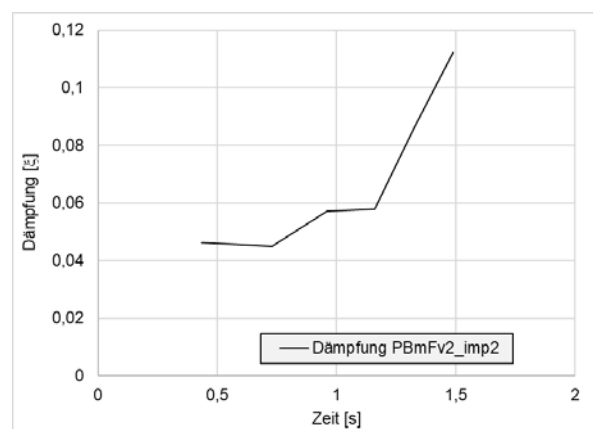


Abbildung 4.69: Dämpfungsraten ξ des Impulsversuchs PBmFv2_imp2

4.5.5.2 Bestimmung der Dämpfung

Neben der Frequenz kann ebenfalls die Dämpfung jeder einzelnen Schwingung bestimmt werden.

Hierzu wird das logarithmische Dekrement, das eine charakteristische Größe für das Verhältnis zweier aufeinanderfolgenden Amplituden einer Schwingung darstellt [138], verwendet

$$\delta = \ln \frac{\hat{u}_n}{\hat{u}_{n+1}}. \quad (4.9)$$

Wobei \hat{u}_i der Maximalwert der Schwingung i ist. Aus

$$\frac{\hat{u}_n}{\hat{u}_{n+1}} = \frac{e^{-\xi\omega t_n}}{e^{-\xi\omega(t_{n+1})}} = \frac{e^{-\xi\omega t_n}}{e^{-\xi\omega(t_n+T_D)}} = e^{\xi\omega T_D} = e^{\xi\omega \frac{2\pi}{\omega_D}} = e^{\frac{2\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}}} \quad (4.10)$$

ergibt sich der Zusammenhang des logarithmischen Dekrements δ mit dem Lehr'schen Dämpfungsmaß ξ zu

$$\delta = \ln \frac{\hat{u}_n}{\hat{u}_{n+1}} = \frac{2\pi\xi}{\sqrt{1-\xi^2}}. \quad (4.11)$$

Für $\xi \ll 1$ gilt zudem

$$\xi = \frac{\delta}{2\pi}. \quad (4.12)$$

Hieraus ergibt sich für PBmFv2_imp2 die in **Abbildung 4.69** dargestellte Dämpfung über die Zeit. Diese steigt über die Zeit und somit über die Frequenz der Wand von ca. 5 % bis ca. 11 % an. Dies ist im Einklang mit Untersuchungen von [27] in denen für eine 11 cm starke Wand Dämpfungsgrade von 5% - 15% ermittelt wurden. Ebenso wurde ein Anstieg der Dämpfungsrate bei sehr kleinen Deformationen und somit hohen Frequenzen festgestellt. Dies wird mit dem Energieverlust durch Reibung in den Auflagern, der bei kleinen Verformungen einen größeren Einfluss haben, erklärt. Auch für große Verformungen, bzw. niedrige Frequenzen wurde in [27], durch den größeren Energieverlust beim Schließen der Risse, ein Anstieg der Dämpfungsrate festgestellt. Dies konnte in den hier durchgeführten Untersuchungen jedoch nicht analysiert werden, da nur kleine Auslenkungen erreicht wurden.

4.5.5.3 Bestimmung der Kraftverformungsbeziehung und Anwendung auf nichtlinearen EMS

Aus der ermittelten Frequenz über die Zeit sowie der ebenfalls aus den Rütteltischversuchen bekannten Verschiebung der Wand über die Zeit, kann durch Kombination die Frequenzverschiebungskurve bestimmt werden. Daraus lässt sich die Steifigkeit in Abhängigkeit der Verschiebung Δ ermitteln:

$$K(\Delta) = M' \cdot (f(\Delta) \cdot 2 \cdot \pi)^2. \quad (4.13)$$

Dabei ist M' die effektive Masse der Struktur und $f(\Delta)$ die Frequenz als Funktion der Verschiebung.

Die Kraftverformungsbeziehung kann dann durch die Beziehung

$$K(\Delta) \cdot u = F(\Delta) \quad (4.14)$$

abgeleitet werden.

Aus den experimentellen Daten lassen sich hierbei jedoch nur bis zu einer Verschiebung von ca. 2,5 cm aussagekräftige Werte bestimmen, da größere Verformungen nur vereinzelt auftraten und dadurch zu wenige Datenpunkte zur Bestimmung der Kraftverformungsbeziehung vorhanden sind. Es wird daher angenommen, dass die Steifigkeit bis zum Erreichen der Instabilität linear auf null abfällt. Für die erste Versuchsreihe ohne vertikale Federn ergibt sich die in **Abbildung 4.70** dargestellte Kraftverformungsbeziehung. Ein Vergleich der experimentell bestimmten Kraftverformungskurve mit der in Abschnitt 4.5.3.3 nach Doherty und Griffith bestimmten Kurve zeigt eine sehr gute Übereinstimmung (**Abbildung 4.70**).

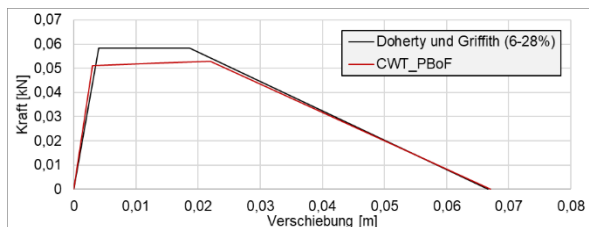


Abbildung 4.70: Kraftverformungslinie nach Doherty und Griffith und aus Versuchen

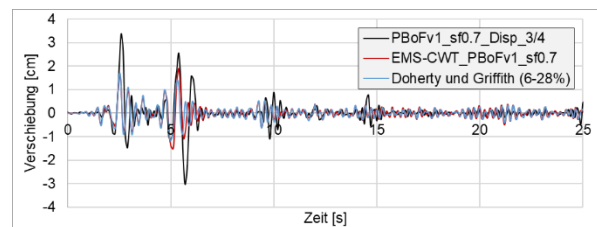


Abbildung 4.71: Verformungsverlauf für die EMS mit unterschiedlichen f-D-Linien und Versuch PBoFv1_sf0.7

Unter Anwendung der ermittelten Kraftverschiebungskurve wird analog zu Abschnitt 4.5.3.3 ein EMS mit der gemessenen Beschleunigung belastet und der Verformungsverlauf bestimmt. Durch die starke Ähnlichkeit der Beziehung ergibt sich ein nahezu identischer Verlauf (**Abbildung 4.71**) und liefert somit eine gute Näherung der im Experiment gemessenen Verschiebungen.

Die ermittelte F- Δ -Beziehung wird ebenfalls zur Analyse des Versuchs PBoFv1_sf0.95_1 verwendet, bei dem die Wand geometrisch versagte. Die Belastung des EMS wird daher auf das Niveau der entsprechenden Anregung erhöht. Wie in der Berechnung mit der nach Doherty und Griffith bestimmten F- Δ -Kurve (siehe Abschnitt 4.5.3.3) verbleibt in der Berechnung die Wand stabil und es ergibt sich kein Versagen der Wand. Es kann somit keine korrekte Aussage über das Versagen der Wand getroffen werden, während kleinere Verformungen gut approximiert werden.

Für die zweite Testreihe mit vertikalen Federn wird die F- Δ -Kurve analog aus den experimentellen Messdaten bestimmt. Für die Versuche PBoFv2_sf1.0 in denen, unter der einfachen El Centro Belastung, lediglich kleine Verformungen bis ca. 1 cm auftraten, ergibt sich eine nahezu konstante Frequenz über die Zeit. Dies führt zu einer linearen Kraftverformungskurve, die nur bis zu einer Verformung von 1 cm bekannt ist. Zur Berechnung der Verformungen von Versuch PBoFv2_sf1.0_It6 ist es somit ausreichend einen linearen EMS mit der entsprechenden Steifigkeit zu verwenden. Die Verformungen aus Berechnung und Versuch zeigen eine gute Übereinstimmung (**Abbildung 4.72**).

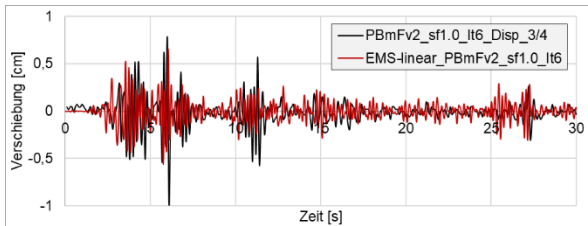


Abbildung 4.72: Vergleich Verformungsverlauf EMS und Versuch PBmFv2_sf1.0_It6

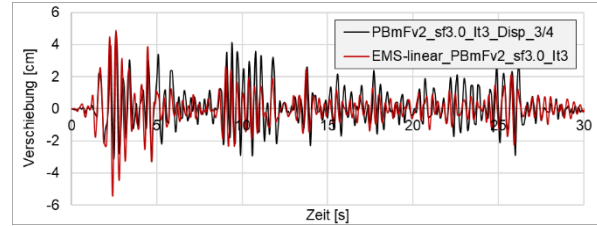


Abbildung 4.73: Verformungsverlauf für den EMS und Versuch PBmFv2_sf3.0_It3

Wird die F- Δ -Kurve analog aus den Ergebnissen von Versuch PBmFv2_sf3.0_It3 bestimmt, ergibt sich eine geringere aber dennoch nahezu lineare Steifigkeit. Diese wird für einen linearen EMS verwendet und mit der in PBmFv2_sf3.0_It3 gemessenen Anregung belastet. Auch hier lassen sich die Verformungen aus dem Versuch gut abbilden (**Abbildung 4.73**).

Um das Schwingverhalten in Versuch PBmFv2_sf3.0_It4, in dem die Wand versagt ist, abbilden zu können, wird ein nichtlinearer EMS verwendet. Da hier ebenfalls nur der Bereich bis ca. 3 cm Verformung mit ausreichend Datenpunkten abgedeckt ist, wird für den anschließenden Bereich ein linearer Abfall bis zur Versagensverschiebung angenommen. In der Berechnung tritt kein Versagen der Wand auf (rote Kurve in **Abbildung 4.75**).

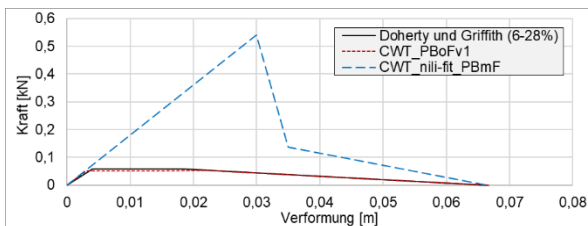


Abbildung 4.74: Kraftverformungslinie nach Doherty und Griffith (6-28%) und aus Versuchen PBoF sowie PBmF

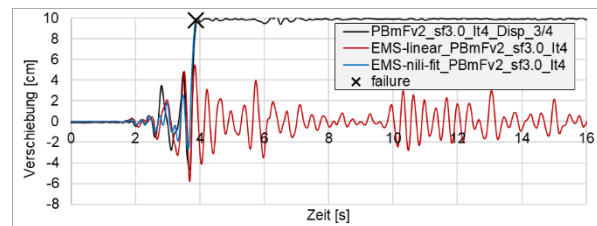


Abbildung 4.75: Verformungsverlauf für die EMS linear und nichtlinear sowie Versuch PBmFv2_sf3.0_It4

Da der Bereich der F- Δ -Kurve oberhalb von 3 cm nicht bestimmt werden kann und lediglich angenommen wird, dass ein linearer Abfall bis zur Versagensverschiebung vorhanden ist, wird im Folgenden untersucht wie sich eine Variation der F- Δ -Kurve in diesem Bereich auswirkt. Hierfür wird ein steiler Abfall der Steifigkeit bis zu 3,5 cm und anschließend flacher Verlauf bis zum Versagenspunkt untersucht (**Abbildung 4.74**). Durch den deutlich erhöhten Abfall der Steifigkeit bei Verformungen größer 3 cm wird ein korrektes Versagen der Wand vorhergesagt und somit das Verhalten korrekt wiedergegeben (blaue Kurve in **Abbildung 4.75**).

4.5.6 Zusammenfassung Porenbetonsteinmauerwerkswände

Die durchgeführten Versuche zum out-of-plane-Verhalten von Porenbetonsteinmauerwerkswänden bestätigen den erheblichen Einfluss der vertikalen Steifigkeit am Wandkopf auf das Tragverhalten. Während ohne Feder am oberen Auflager die Wand bereits bei der 0,95-fachen Anregung versagt, führten die Versuche mit vertikaler Steifigkeit bei der 1,0-fachen Anregung zu nur kleinen Verformungen von maximal 1 cm. Das Versagen der Wand trat hier erst bei der 2,8-fachen Anregung auf, der Faktor beträgt somit ca. 3.

In der Auswertung mit analytischen Methoden, zeigt sich eine gute Übereinstimmung der Methode nach Doherty und Griffith mit der in den Versuchen ohne vertikale Steifigkeit ermittelten out-of-plane Tragfähigkeit. Auch die zeitabhängigen Verschiebungen der Wand

lassen sich durch Simulation mit einem nichtlinearen Einmassenschwinger, unter Ansatz der Federsteifigkeit nach Doherty und Griffith gut abbilden, solange die Wand stabil bleibt. Das Versagen der Wand kann jedoch nicht korrekt vorhergesagt werden.

Für die Versuche mit vertikaler Steifigkeit liefern die analytischen Methoden eine deutlich zu geringe Kapazität, da die Steifigkeit am Wandkopf dort nicht berücksichtigt werden kann. Durch die Verwendung der mittels Continuous Wavelet Transformation aus Versuchen bestimmten Kraftverformungsbeziehung konnten die Verschiebungen durch einen nichtlinearen EMS gut abgebildet werden. Es konnte zudem gezeigt werden, dass bei entsprechender Kraftverformungslinie das Versagen ebenfalls korrekt vorhergesagt werden kann.

4.6 Zusammenfassung

Die durchgeführten Versuche in denen Ziegel- und Porenbetonsteinwände auf dem Rütteltisch mit echten Erdbebenzeitverläufen belastet wurden, zeigen einen maßgeblichen Einfluss der vertikalen Steifigkeit am Wandkopf auf die out-of-plane-Tragfähigkeit. In den vorhandenen analytischen Modellen kann diese Steifigkeit jedoch nicht berücksichtigt werden, wodurch diese die out-of-plane-Tragfähigkeit für Mauerwerk, das durch einen Stahlbetonrahmen oder eine darüber liegende Decke eingefasst ist, stark unterschätzen.

Insgesamt zeigen alle untersuchten Wände, auch ohne vertikale Steifigkeit eine gute out-of-plane-Tragfähigkeit. Die Porenbetonsteinwand ohne vertikale Steifigkeit mit einem Schlankheitsgrad von 15 versagte erst bei Anregung mit dem 0,7-0,95-fach skalierten El Centro Erdbebenzeitverlauf. Dies entspricht einer Spitzenbeschleunigung von über $2,1 \text{ m/s}^2$ und ist damit am oberen Ende der nach Norm für Deutschland anzusetzenden Beschleunigungen. Bei vorhandener vertikaler Steifigkeit erhöht sich die Tragfähigkeit nochmals deutlich auf über 8 m/s^2 .

In den Rütteltischversuchen mit Ziegelmauerwerk wurde vor Erreichen einer geometrischen Instabilität ein Herausbrechen von Teilen der Ziegelsteine festgestellt. Dies stellt ein zuvor nicht berücksichtigtes Schadensbild dar, das zwar auf den Lastabtrag und die Stabilität der Gesamtstruktur nur bedingt Einfluss hat, aber dennoch zu erheblicher Gefahr für Leib und Leben führen kann. Insbesondere bei Außenwänden können durch herabfallende Teile des Mauerwerks auf Gehwege Personenschäden entstehen. Auch bei Mauerwerkswänden in Anlagen mit Gefahrenstoffen oder sicherheitstechnischem Inventar (wie zum Beispiel in kerntechnischen Anlagen) können Trümmer zur Beschädigung von Behältern, Anlagenteilen Rohrleitungen, Kabeltrassen etc. führen und den sicheren Betrieb der Anlage stören. In den untersuchten analytischen Modellen kann das Herabfallen von Trümmern nicht berücksichtigt werden.

Neben den experimentellen Untersuchungen wurde in den Auswertungen der analytischen Modelle gezeigt, dass bei bekannter Kraftverformungslinie der Mauerwerkswand der Verschiebungszeitverlauf durch Simulation eines nichtlinearen EMS gut approximiert werden kann. Hierdurch kann das Versagen der Wand und somit die out-of-plane Tragfähigkeit vorhergesagt werden.

5 Entwicklung eines Ingenieurmodells zur Beurteilung der out-of-plane-Tragfähigkeit

In den analytischen (Kapitel 3.2), numerischen (Kapitel 3.3) und experimentellen (Kapitel 4) Untersuchungen wurde ein erheblicher Einfluss der vertikalen Steifigkeit am Wandkopf auf die out-of-plane-Tragfähigkeit von Mauerwerkswänden festgestellt. Diese Steifigkeit ist in realen Strukturen insbesondere bei ausgefachten Rahmen gegeben. Aber auch nichttragende Mauerwerkswände in anderen statischen Systemen werden meist durch Unterzüge oder Decken nach oben begrenzt. In den in Kapitel 3 beschriebenen analytischen Modellen aus Literatur und Normung wird dieser Effekt bisher nicht berücksichtigt und daher bei der Bemessung oder Beurteilung von Mauerwerkswänden bezüglich ihrer out-of-plane-Tragfähigkeit vernachlässigt. Dies kann eine unwirtschaftliche Bemessung oder in einigen Fällen den (nicht notwendigen) vollständigen Austausch der Mauerwerkswände gegen andere Bauarten oder die Umsetzung kostenintensiver Verstärkungsmaßnahmen bedeuten.

In Kapitel 4 wurde zudem gezeigt, dass bei bekannter Kraftverformungsbeziehung das zeitabhängige out-of-plane Verhalten der Mauerwerkswand durch einen nichtlinearen Einmassenschwinger hinreichend approximiert und somit die out-of-plane Tragfähigkeit bestimmt werden kann.

Daher wird im Folgenden ein Ingenieurmodell hergeleitet, dessen Ziel die möglichst realitätsnahe analytische Bestimmung der Kraftverformungslinie für beliebige einachsige spannende Mauerwerkswände ist. Dabei werden die wesentlichen Parameter, die das out-of-plane Verhalten beeinflussen, berücksichtigt. Der Fokus liegt hierbei auf der Berücksichtigung der vertikalen Steifigkeit am oberen Auflager, da diese als wesentlicher Faktor identifiziert wurde und bisher in keinem bekannten Modell Anwendung findet. Für weitere maßgebende Parameter, die in den betrachteten Modellen unberücksichtigt bleiben, gibt es in der Forschung bereits erste Ansätze. Die Knickhöhe, die in den beschriebenen Modellen in Wandmitte angenommen wird, tritt in Realität an unterschiedlichen Positionen, abhängig vor allem von der Zugfestigkeit des Mörtels und der wirkenden Auflast, auf. Dabei wird die Lagerung am Fußpunkt, welche bisher als gelenkig angesehen wird, tatsächlich aber zu Beginn noch Momente aufnehmen kann und erst nach dem Reißen als gelenkig angenommen werden kann, beachtet. Außerdem wird die Position der Auflast, die in den Modellen zentrisch, in Realität meist jedoch exzentrisch wirkt, berücksichtigt. Zudem wird die Lage der Drehpunkte der Steine an Fuß, Kopf und Knick beachtet. Die Lage wird bisher an der Steinkante angenommen. Durch Herausbrechen der Kanten und der dadurch entstehenden Ausrundungen, verschiebt sich in Wirklichkeit der Drehpunkt jedoch nach innen und die effektive Dicke der Wand wird reduziert. Zudem wird ein Druckversagen der Steine, welches bisher keinerlei Berücksichtigung findet und insbesondere bei geringeren Schlankheiten relevant wird, berücksichtigt.

Die verwendeten Eingabegrößen sollen, soweit möglich, physikalisch greifbar sein, um ein praxistaugliches Modell mit möglichst wenigen Vereinfachungen zur Verfügung zu stellen.

Zunächst werden im Folgenden die Grundlagen des Modells sowie die analytische Umsetzung beschrieben. Anschließend wird das Modell mittels Pushover-Versuchen verifiziert. Abschließend wird die Funktionsweise des Modells an generischen Beispielen gezeigt.

Eine Zusammenfassung der Umsetzung des Ingenieurmodells ist bereits unter [139, 140] veröffentlicht worden.

5.1 Entwicklung des Ingenieurmodells

Das out-of-plane Verhalten von unbewehrten Mauerwerkswänden stellt ein stark nichtlineares Problem dar. Um die out-of-plane Tragfähigkeit vorhersagen zu können, wird zunächst die möglichst realitätsnahe Kraftverformungsbeziehung der Wand benötigt. Anschließend können durch Implementierung der Kraftverformungsbeziehung in einem nichtlinearen Einmassenschwinger die zeitabhängigen Verformungen approximiert werden.

Im Folgenden wird zunächst die Herleitung des Modells zur Bestimmung der Kraftverformungsbeziehung unter Berücksichtigung der wesentlichen Einflussparameter auf das out-of-plane Schwingverhalten beschrieben. Anschließend erfolgt die Erläuterung der Idealisierung zum Einmassenschwinger, wobei die Veränderung der Massenverteilung über die Wand erfasst wird. Teile der Herleitungen sind in der Studienarbeit von Helm [141] unter Anleitung durch den Autor erarbeitet worden.

5.1.1 Herleitung der Gleichungen zur analytischen Bestimmung der Kraftverformungsbeziehung

Die Herleitung der Gleichungen zur Bestimmung der Kraftverformungsbeziehung bildet die Grundlage zur Ermittlung der out-of-plane Tragfähigkeit. Wie in den vorangegangenen Kapiteln gezeigt, ist das out-of-plane Verhalten von unterschiedlichen Einflussparametern abhängig. Die wesentlichen Parameter werden bei der Herleitung berücksichtigt.

Im Folgenden werden zunächst die Grundlagen des Modelles beschrieben und anschließend die Berücksichtigung der als wesentlich identifizierten Faktoren sowie die Bestimmung der Kraftverformungsbeziehung erläutert.

5.1.1.1 Grundlagen

Grundlage des Ingenieurmodells zur Bestimmung der Kraftverformungsbeziehung bildet das Prinzip der virtuellen Arbeit. Durch schrittweises Aufstellen der inneren und äußeren Arbeit lässt sich unter Berücksichtigung der wesentlichen Parameter die Kraftverformungsbeziehung der betrachteten Mauerwerkswand aufstellen. Die äußere Arbeit W setzt sich dabei aus der äußeren Belastung, die zur Beschleunigung des Systems führt, und der Trägheit der Masse zusammen. Die innere Arbeit Π setzt sich aus der Arbeit durch die vertikale Beschleunigung der Masse entgegen der Erdbeschleunigung, der Arbeit aus der vertikalen Federsteifigkeit am Wandkopf, der Arbeit durch Auflast sowie Arbeit infolge Dämpfung zusammen, die in der Herleitung jedoch vernachlässigt wird und später gesondert betrachtet wird. Äußere und innere Arbeit stehen stets im Gleichgewicht:

$$W = \Pi . \tag{5.1}$$

Es lässt sich daher die äußere Belastung bestimmen, die notwendig ist, um die Wand aus ihrer Ruhelage zu bewegen. Durch die inkrementelle Erhöhung der Verschiebung der Wand und der Bestimmung der zugehörigen verrichteten Arbeit, kann somit die Kraft-Verformungsbeziehung bestimmt werden. Da es sich bei der realen Verformung der Wand nicht um infinitesimal kleine Verschiebungen handelt, müssen hierbei die tatsächlichen geometrischen Beziehungen berücksichtigt werden. Die Herleitung basiert dabei auf den von Paulay und Priestley [14] sowie Doherty und Griffith [28, 12, 30] getroffenen Annahmen zur Unterteilung der Wand in zwei starre Scheiben sowie der Idealisierung als Einmassenschwinger.

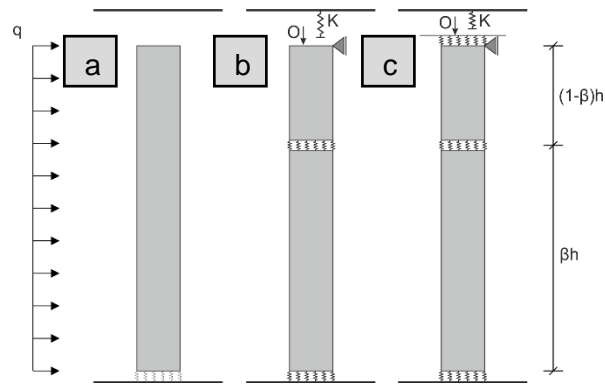


Abbildung 5.1: Prinzipskizzen des Ingenieurmodells: a) Kragarm / b) oben gelenkig / c) oben eingespannt

Zur Berücksichtigung der äußeren Belastung wird die Erdbebenanregung durch eine gleichförmige, horizontale Streckenlast aufgebracht. Dies ermöglicht die direkte Vergleichbarkeit der Steifigkeit mit statischen Versuchen. Die Randbedingungen für Mauerwerkswände können sich je nach Ausführung stark unterscheiden und müssen bei der Wahl des angenommenen statischen Systems berücksichtigt werden. Die Lagerungsbedingung am Wandkopf kann dabei horizontal verschieblich oder unverschieblich bzw. verdrehbar oder eingespannt ausgebildet sein. Zur Erfassung dieser Randbedingungen werden unterschiedliche statische Systeme berücksichtigt (**Abbildung 5.1**). Zusätzlich kann am Wandkopf eine vertikale Auflast O durch darüber liegende Geschosse wirken. Ebenfalls kann die vertikale Verformung der Wand durch Rahmen, Unterzüge, Decken etc. behindert sein und eine vertikale Steifigkeit am Wandkopf K liefern. Da auf Grund der Annahme der zwei Scheiben als starr der Drehpunkt der Scheiben stets am Randpunkt liegt, wird zusätzlich eine Steifigkeit in den Fugen am Fuß- und Kopfpunkt sowie in Knickhöhe berücksichtigt. Die axiale Auflast sowie die vertikale Federsteifigkeit kann unter Berücksichtigung ihrer Lage bezüglich der Wanddicke berücksichtigt werden. Zudem kann ein vertikaler Abstand zwischen vertikaler Feder und Wandkopf berücksichtigt werden.

Im Folgenden wird die Berücksichtigung der verschiedenen Einflussgrößen beschrieben.

5.1.1.2 Berechnung der Knickhöhe

Statt der vereinfachten Annahme eines Ausknickens der Wand bei halber Wandhöhe wie sie in PP- und DG-Modell getroffen wird, wird die Knickhöhe mittels elastischer Balkentheorie bestimmt. Hierzu wird angenommen, dass die Wand an der Stelle knickt, an der sich infolge der wirkenden Streckenlast auf Grund des herrschenden Spannungszustandes zuerst Risse bilden. Durch das vertikal wirkende Eigengewicht sowie eine eventuell vorhandene Auflast, ist der gesamte Querschnitt zunächst unter Druck. Durch Gleichgewichtsbetrachtung lässt sich das Moment bestimmen, das benötigt wird, um im Randbereich Zugkräfte zu erzeugen. Bei bekannter Zugfestigkeit des Mauerwerks lässt sich weiterhin das Moment berechnen, bei dem die Zugfestigkeit f_{fb} überschritten wird und der Querschnitt aufreißt. Aus dem elastischen Spannungsverlauf ergibt sich das aufnehmbare Moment $M_{R,\sigma}$ aus der wirkenden Normalspannung σ_{max} und dem Widerstandsmoment W_y :

$$M_{R,\sigma}(x_i) = \sigma_{max} W_y = \left(O + f_{fb} t b + \frac{x_i}{h} \cdot M g \right) \cdot \frac{t}{6} . \quad (5.2)$$

Dabei ist b die Breite der Wand, t die Dicke der Wand, h die Höhe der Wand, O die Auflast und Mg das Gewicht der Wand pro Meter. Die Variable x_i beschreibt die aktuell betrachtete Position bezüglich der Höhe der Wand gerundet auf die i -te Fuge (**Abbildung 5.2**).

Da es sich bei Mauerwerk jedoch nur bedingt um ein elastisches System handelt und hier starres Verhalten angenommen wird, wird das aufnehmbare Moment M_R aus Gleichgewichtsbetrachtung eines starren Querschnitts bestimmt

$$M_R(x_i) = \left(O + f_{fb}tb + \frac{x_i}{h} \cdot Mg \right) \cdot \frac{t}{2}. \quad (5.3)$$

Das einwirkende Moment M_E berechnet sich nach linearer Balkentheorie. Es wird angenommen, dass der Querschnitt der Wand zu Beginn ungerissen ist. Es wird hier beispielhaft von einem an Fuß eingespanntem System ausgegangen (**Abbildung 5.2a**). Der Betrag der horizontal wirkenden Streckenlast wird als $1 \cdot q$ angenommen. Der Verlauf des Moments ergibt sich somit zu

$$M_E(x_i) = q \left(-\frac{1}{2}x_i^2 + \frac{3}{8}hx_i \right). \quad (5.4)$$

Zwar ist das einwirkende Moment M_E an der Einspannung immer maximal, da sich aber für jede Fuge i auch das aufnehmbare Moment M_R verändert, ist die Position des ersten Risses nicht trivial und abhängig von Wandhöhe, Eigengewicht und Auflast. Es wird daher für jede Fuge die maximal aufnehmbare Streckenlast q_i bestimmt, um die maßgebende Fuge zu ermitteln. Durch Umformung und Einsetzen der Gleichungen (5.3) und (5.4) ergibt sich aus

$$M_R(x_i) = M_E(x_i) \quad (5.5)$$

die Gleichung

$$q_i = \frac{t \cdot \left(O + f_{fb}tb + \frac{x_i}{h} \cdot Mg \right)}{\frac{3}{4}hx_i - x_i^2}. \quad (5.6)$$

Die Fuge i in der q_i minimal wird, beschreibt die Stelle, an der die Wand zuerst aufreißt. Liegt diese Stelle oberhalb des Fußpunktes ist die Knickhöhe der Wand gefunden (**Abbildung 5.2c**). Reißt zuerst die unterste Fuge verändert sich das statische System und die Einspannung muss durch eine gelenkige Lagerung und ein Einzelmoment ersetzt werden (**Abbildung 5.2b**). Das Einzelmoment M_0 berechnet sich analog zu Gleichung (5.3):

$$M_0 = \left(O + \frac{x_i}{h} \cdot Mg \right) \cdot \frac{t}{2}. \quad (5.7)$$

Für das neue statische System ergibt sich das einwirkende Moment $M_{E,1}$ zu

$$M_{E,1} = -\frac{1}{2}x_i^2q + \left(\frac{1}{2}hq - \frac{M_0}{h} \right) x_i \quad (5.8)$$

und die maximal aufnehmbare Streckenlast $q_{i,1}$ für das neue System zu

$$q_{i,1} = \frac{\frac{t}{2} \cdot \left(0 + f_{fb}tb + \frac{x_i}{h} \cdot Mg \right) + \frac{M_0}{h} x_i}{\frac{1}{2}hx_i - \frac{1}{2}x_i^2}. \quad (5.9)$$

Womit die Stelle des 2. Risses und damit die Knickhöhe bestimmt werden kann.

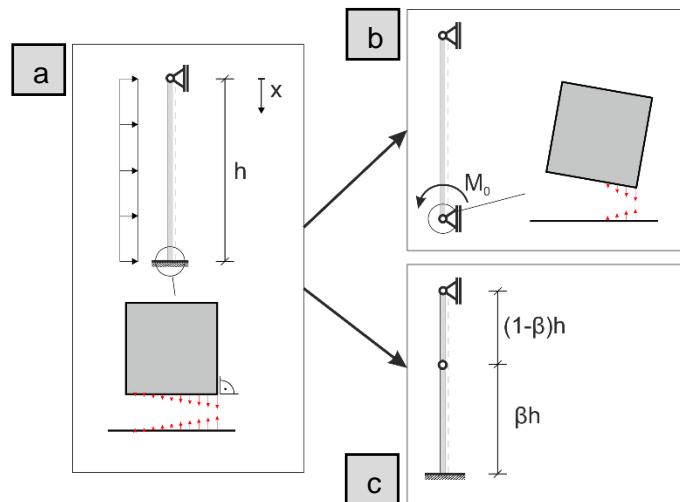


Abbildung 5.2: a) Statisches Ausgangssystem der Wand zur Berechnung der Knickhöhe / b) Statisches System der Wand nach dem Riss am Wandfuß / c) nach dem Riss in Knickhöhe

Wird zusätzlich eine Einspannung am Kopf der Wand berücksichtigt, reißt auf Grund der Normalkraftverteilung der Wand zunächst die Einspannung am Kopf und anschließend der Wandfuß. Daraus folgt für die Bestimmung des 3. Risses, welcher der Knickhöhe entspricht, die maximal aufnehmbare Streckenlast $q_{i,2}$ für das neue System zu

$$q_{i,2} = \frac{\frac{t}{2} \cdot \left(0 + f_{fb}tb + \frac{x_i}{h} \cdot Mg \right) + \frac{M_0}{h} x_i - \frac{M_1}{h} x_i}{\frac{1}{2}hx_i - \frac{1}{2}x_i^2}. \quad (5.10)$$

5.1.1.3 Bestimmung der Kontaktbedingungen an Wandfuß, Wandkopf und Knick

Die in **Abbildung 5.1** dargestellte Idealisierung der Wand mit Auflagern am Wandfuß und -kopf entsprechen 1-fach (Wandfuß eingespannt) bzw. 2-fach (Wandkopf und -fuß eingespannt) statisch unbestimmten Systemen. Auch nach Ausbilden des ersten bzw. zweiten Gelenks können daher Momente aufgenommen werden und es entsteht elastische Biegung in der Wand. Dieser Effekt kann jedoch wegen der zu Grunde gelegten Annahmen einer Unterteilung der Wand in zwei starre Scheiben nicht berücksichtigt werden. Es wird hier von einem vollständig gerissenen System ausgegangen, in dem sich die aufnehmbaren Momente aus Eigengewicht und vertikaler Auflast ergeben. Das Ausbilden eines Gelenks entspricht somit der Öffnung einer klaffenden Fuge. Um dennoch die elastische Biegung abzubilden, werden die starren Scheiben mittels Druckfedern an den Eckpunkten gekoppelt (**Abbildung 5.3**) und die Verformungen von Stein und Mörtel dort konzentriert berücksichtigt. Hierdurch entspricht das System bei unendlich steifen Federn dem Modell der starren Scheiben. Für

weichere Federn ergibt sich durch das vorhandene Eigengewicht sowie die Auflast der beschriebene Mechanismus.

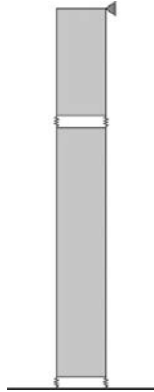


Abbildung 5.3: Idealisierung des Kontaktbereichs durch jeweils zwei Federelemente

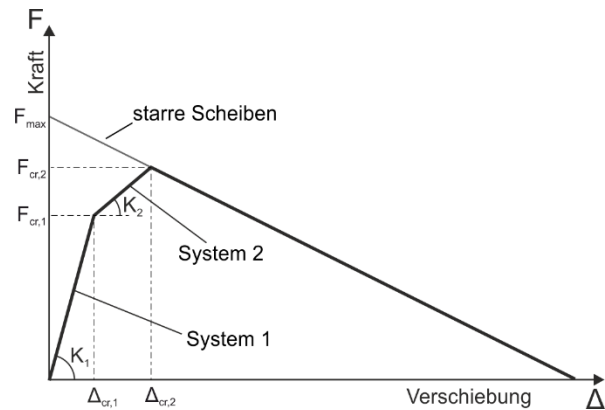


Abbildung 5.4: Kraftverformungslinie des idealisierten Systems

Es wird nun der Fall einer am Fuß eingespannten und am Kopf gelenkig gelagerten Wand betrachtet. Bis zum ersten Riss, der bei einer Verschiebung $\Delta_{cr,1}$ und unter der Last $F_{cr,1}$ auftritt, ergibt sich für die Wand die Steifigkeit K_1 . In Abhängigkeit des Ortes, an dem der erste Riss auftritt, entspricht das statische System **Abbildung 5.2** (b) bzw. (c). Bis zum Erreichen des zweiten Risses kann weiter Last aufgenommen werden. Die Steifigkeit K_2 für diesen Bereich ergibt sich durch die Verschiebung $\Delta_{cr,2}$ und die Last $F_{cr,2}$ (**Abbildung 5.4**). Hat sich das zweite Gelenk ebenfalls ausgebildet wird das System kinematisch und die maximale Traglast ist erreicht. Das System besitzt auf Grund der vorhandenen Auflast, des Eigengewichts sowie vertikaler Steifigkeit am Kopfpunkt jedoch weiterhin Steifigkeit. Die Berechnung dieser erfolgt im Folgenden mit Hilfe des Prinzips der virtuellen Arbeit.

In Realität existiert der Kontakt, nicht wie angenommen, lediglich durch zwei Federn an den Eckpunkten, sondern durch einen flächigen Kontakt über die komplette Wanddicke. Dies kann durch eine gleichmäßige Verteilung mehrerer Federn über die Wanddicke abgebildet werden. In diesem System erfolgt der Übergang der statischen Systeme nun fließend. Bevor an Stelle 1 das maximale Moment aufgenommen wird, beginnt an Stelle 2 bereits die Öffnung der Fuge. Die Steifigkeit des Systems wird hierdurch herabgesetzt und es wird eine geringere maximale Traglast erreicht. Darüber hinaus verschiebt sich die Lage des Drehpunktes der unteren und oberen Scheibe zur Wandmitte und reduziert somit die Verschiebung, bei der die Wand geometrisch versagt, da der Hebelarm der günstig wirkenden Auflast und des Eigengewichts reduziert wird. Somit beeinflusst die Wahl der Steifigkeit der Kontaktfedern die Kraftverformungsbeziehung der Wand. Aus Versuchsergebnissen wird deutlich, dass dies die reale Kraftverformungskurve gut approximiert. In Realität liegt der Drehpunkt auf Grund von Ausbrüchen der Steine und Mörtelfuge sowie nicht vollständig ausgemörtelter Fugen, nicht auf dem Eckpunkt der Scheiben, sondern ist zur Wandmitte hin verschoben und die effektive Dicke der Wand ist reduziert. Diese Mechanismen sowie die sehr geringe elastische Biegung der Mauerwerkswand und die nichtlineare Stauchung von Steinen und Mörtel werden durch die Kopplung der Scheiben über Kontaktfedern berücksichtigt.

Zur Bestimmung der Kraftverformungsbeziehung muss die Lage des Drehpunktes in Abhängigkeit der aktuellen Verformung der Wand ermittelt werden. Für die elastische Lagerung der unteren Scheibe am Fußpunkt ergibt sich bei einer Auslenkung Δ der Wand in Knickhöhe eine Verdrehung der unteren Scheibe um den Winkel φ (**Abbildung 5.5**). Hierdurch

stellt sich für eine nicht klaffende Fuge eine trapezförmige Spannungsverteilung über die Wanddicke ein. Der Drehpunkt der Scheibe entspricht der Lage der resultierenden Kraft. Die Spannungsverteilung ergibt sich aus der Stauchung der Federn am linken Δl_1 bzw. rechten Rand Δl_2 . Die mittlere Stauchung der Federn ergibt sich durch

$$\Delta l = \frac{(Mg + O + N_K^*)l}{EA}. \quad (5.11)$$

Wobei l die Länge der Federn und E der E-Modul der Wand ist. Der Parameter N_K^* beschreibt die äquivalente Normalkraft, die sich aus der vertikalen Federsteifigkeit am Wandkopf ergibt und wird in Abschnitt 5.1.1.4 näher beschrieben.

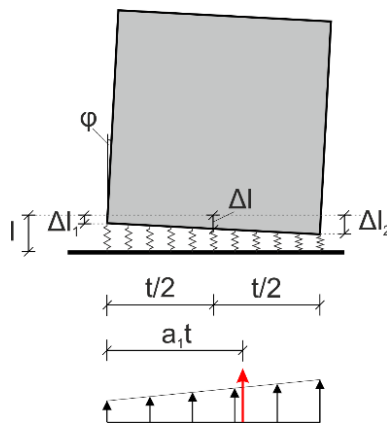


Abbildung 5.5: Berechnung des Drehpunktes am Fußpunkt

Aus der bekannten Verdrehung φ kann nun die Stauchungen an den Rändern zu

$$\Delta l_1 = \Delta l - \frac{1}{2} \tan(\varphi) t \quad (5.12)$$

bzw.

$$\Delta l_2 = \Delta l + \frac{1}{2} \tan(\varphi) t \quad (5.13)$$

bestimmt werden. Die resultierende Kraft und somit der Drehpunkt ergeben sich im Schwerpunkt des Trapezes

$$\alpha_1 = \frac{\frac{1}{3} \Delta l_1 + \frac{2}{3} \Delta l_2}{\Delta l_1 + \Delta l_2}. \quad (5.14)$$

Durch Einsetzen von (5.11), (5.12) und (5.13) in (5.14) ergibt sich die Lage des Drehpunktes zu

$$\alpha_1 = \frac{(Mg + O + N_K^*) + \frac{1}{6} \tan(\varphi) t^2 Ebc}{2(Mg + O + N_K^*)}. \quad (5.15)$$

Wobei $\alpha_1 \cdot t$ den Abstand des Drehpunktes vom linken Rand der Wand beschreibt (**Abbildung 5.5**). Die Kontaktfläche A berechnet sich aus

$$A = bt \quad (5.16)$$

mit der Breite der Wand b und der Wanddicke t .

Die Länge der Federn l , welche neben dem E-Modul E die Steifigkeit der Federn bestimmt, ist nicht bekannt. Um die oben beschriebenen Mechanismen, die die effektive Dicke der Wand sowie die Drehpunkte der Scheiben beeinflussen, vereinfacht im Modell abzubilden wird die Kontaktsteifigkeit

$$c = \frac{1}{l} \quad (5.17)$$

definiert. Diese beschreibt die Steifigkeit des Kontakts zwischen den Steinen. Hat jedoch keine physikalische Grundlage und muss durch Versuche ermittelt werden. Für sehr große Kontaktsteifigkeiten c ergibt sich ein perfekt starrer Kontakt und ein Drehpunkt am äußersten Rand der Steine. Für kleine Werte von c wird der Kontakt entsprechend weicher und der Drehpunkt verschiebt sich zum Wandkern.

Die Lage der Drehpunkte in der Knickfuge α_2 sowie am Wandkopf α_3 ergeben sich analog zu

$$\alpha_2 = \frac{(Mg(1 - \beta) + O + N_K^*) + \frac{1}{6} \tan\left(\varphi \left(1 + \frac{\beta}{1 - \beta}\right)\right) t^2 Ebc}{2(Mg(1 - \beta) + O + N_K^*)} \quad (5.18)$$

bzw.

$$\alpha_3 = \frac{(O + N_K^*) + \frac{1}{6} \tan\left(\varphi \frac{\beta}{1 - \beta}\right) t^2 Ebc}{2(O + N_K^*)}. \quad (5.19)$$

Wobei zusätzlich die Verdrehung der oberen Wandscheibe, die in Abhängigkeit der Knickhöhe β beschrieben werden kann, berücksichtigt wird.

Sobald sich auf Grund großer Verformungen eine klaffende Fuge einstellt, verändert sich die Spannungsverteilung über die Wanddicke und es stellt sich zwischen Wand und Federn ein Kontakt über die Breite a ein (**Abbildung 5.6**).

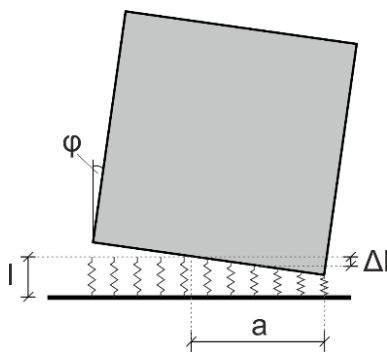


Abbildung 5.6: Berechnung des Drehpunktes am Fußpunkt mit klaffender Fuge

Die Federn, die in Kontakt stehen, werden dabei im Mittel um Δl gestaucht. Es folgt daher

$$\Delta l = \frac{a}{2} \cdot \tan(\varphi). \quad (5.20)$$

Durch Gleichsetzen von (5.11) und (5.20) und Umformung ergibt sich die Kontaktbreite a zu

$$a = \sqrt{\frac{2 \cdot (Mg + O + N_K^*)}{Ebc \cdot \tan(\varphi)}}. \quad (5.21)$$

Wobei sich die Kontaktfläche A hier zu

$$A = ab \quad (5.22)$$

ergibt.

Die dreiecksförmige Stauchung der Federn führt zu einer entsprechenden Spannungsverteilung. Der Drehpunkt der Scheibe stellt sich hier ebenfalls an der Resultierenden ein:

$$\alpha_1 = 1 - \frac{1}{3} \frac{a}{t} = 1 - \left(\frac{1}{3t} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot (Mg + O + N_K^*)}{Ebc \cdot \tan(\varphi)}} \right). \quad (5.23)$$

Analog zur Berechnung der Lage des Drehpunktes am Fußpunkt erfolgt die Bestimmung der Lage des Drehpunktes zwischen den beiden Scheiben α_2 durch

$$\alpha_2 = 1 - \left(\frac{1}{3t} \sqrt{\frac{2 \cdot (Mg(1 - \beta) + O + N_K^*)}{Ebc \cdot \tan\left(\varphi \left(1 + \frac{\beta}{1 - \beta}\right)\right)}} \right). \quad (5.24)$$

Für den Fall einer eingespannten Kopflagerung ergibt sich zudem der Drehpunkt am Wandkopf α_3 zu

$$\alpha_3 = 1 - \left(\frac{1}{3t} \sqrt{\frac{2 \cdot (O + N_K^*)}{Ebc \cdot \tan\left(\varphi \frac{\beta}{1 - \beta}\right)}} \right). \quad (5.25)$$

5.1.1.4 Berücksichtigung der vertikalen Federsteifigkeit am Wandkopf

Eine vertikale Behinderung der Bewegung der Wand führt, wie in den vorangegangenen Kapiteln gezeigt, zu einer erheblichen Steigerung der out-of-plane Tragfähigkeit der Wand. Dies wird im entwickelten Modell durch eine vertikale Feder am Wandkopf berücksichtigt. Bei großen Verformungen der Wand ergeben sich dadurch sehr hohe Normalkräfte. Die Kontaktfedern berücksichtigten neben der Stauchung insbesondere auch

normalkraftunabhängige Effekte wie den Ausbruch der Steine und Fugen und besitzen daher eine deutlich geringere Steifigkeit als das Mauerwerk. In Kombination mit der hohen Normalkraft bei der Berechnung der Drehpunkte, ergibt sich daher eine starke Überschätzung des Einflusses der Komponente aus vertikalen Federn am Wandkopf auf die Stauchung der Wand. Die Stauchung in Längsrichtung infolge der Normalkraft aus vertikalen Federn wird daher nicht durch die Verformung der Kontaktfedern der Länge l mit der Steifigkeit c berücksichtigt, sondern über die Stauchung der Wand mit dem E-Modul des Mauerwerks. Diese wird in die Fuge am Fuß sowie die Fuge in der Knickhöhe aufgeteilt und jeweils die halbe Stauchung der Wand angesetzt.

Die Berechnung des Drehpunktes erfolgt sowohl zu Beginn der Berechnung als auch zu Beginn jedes Schrittes n . Die für die Ermittlung der Drehpunkte benötigte Normalkraft aus Stauchung der vertikalen Federn am Wandkopf im aktuellen Schritt $N_{K,n}$ ergibt sich jedoch erst aus den nachfolgenden Berechnungen, die wiederum auf der Ermittlung des Drehpunktes basieren. Daher wird die äquivalente Normalkraft aus vertikalen Federn zur Bestimmung des Drehpunktes aus den letzten fünf Schritten gemittelt:

$$N_{K,n}^* = c \cdot h \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{(N_{K,n-1} + N_{K,n-2} + N_{K,n-3} + N_{K,n-4} + N_{K,n-5})}{5}. \quad (5.26)$$

Der Vorfaktor $c \cdot h$ führt dabei dazu, dass in der Berechnung der Drehpunkte die Stauchung über die Höhe h und den E-Modul der Wand E ermittelt wird.

Berechnung der Stauchung

Zur Bestimmung der realen vertikalen Verformungen der Scheiben muss, die zuvor bereits zur Ermittlung der Drehpunkte verwendete Stauchung berücksichtigt werden. Hierfür muss die Stauchung der Wand und der Kontaktfedern in jedem Schritt n explizit berechnet werden. Hierfür wird zunächst die vertikale Stauchung des Systems vor Beginn der Auslenkung ($n = 0$) bestimmt, da dies die Ruhelage darstellt. Es wird angenommen, dass der Kontakt zur vertikalen Feder in diesem Zustand besteht. Ein sich durch Verformung der Wand ausgebildeter Abstand zur vertikalen Feder kann jedoch ebenso berücksichtigt werden. Bezugspunkt für die Stauchung sind die zuvor ermittelten Drehpunkte der Wandscheiben. Die Ruhelage am Fußpunkt Δl_{R1} , der Knickhöhe Δl_{R2} und der Kopflagerung Δl_{R3} berechnet sich nach (5.11) zu

$$\Delta l_{R1} = \frac{Mg + O + N_{K,n=0}^*}{Ebt c} \quad (5.27)$$

$$\Delta l_{R2} = \frac{(1 - \beta)Mg + O + N_{K,n=0}^*}{Ebt c} \quad (5.28)$$

$$\Delta l_{R3} = \frac{O + N_{K,n=0}^*}{Ebt c}. \quad (5.29)$$

Für die klaffende Fuge ergibt sich die Stauchung am verformten System aus der Stauchung in der Mitte der Kontaktfläche und dem geometrischen Anteil, der sich ergibt, um die Stauchung in der Lage des Drehpunktes zu ermitteln.

Die Stauchung der drei Kontaktbereiche Δl_{S1-3} berechnen sich somit zu

$$\Delta l_{S1} = \frac{Mg + O + N_{K,n}^*}{3Ebc(1 - \alpha_1)t} + \frac{1}{2}(1 - \alpha_1)t \tan(\varphi) \quad (5.30)$$

$$\Delta l_{S2} = \frac{(1 - \beta)Mg + O + N_{K,n}^*}{3Ebc(1 - \alpha_2)t} + \frac{1}{2}(1 - \alpha_2)t \tan\left(\varphi \left(1 + \frac{\beta}{1 - \beta}\right)\right) \quad (5.31)$$

$$\Delta l_{S3} = \frac{O + N_{K,n}^*}{3Ebc(1 - \alpha_3)t} + \frac{1}{2}(1 - \alpha_3)t \tan\left(\varphi \frac{\beta}{1 - \beta}\right). \quad (5.32)$$

Die Kontaktfläche lässt sich dabei analog zu (5.23) berechnen:

$$A_i = b \cdot 3t(1 - \alpha_i). \quad (5.33)$$

Die absolute Stauchung im aktuellen Schritt n ergibt sich für jede Stelle i aus der Differenz der Stauchung in Ruhelage und am verformten System:

$$\Delta l_{vi} = \Delta l_{Si} - \Delta l_{Ri}. \quad (5.34)$$

Im Bereich kleiner Verformungen ohne klaffende Fuge ergibt sich die Stauchung mit der Vereinfachung der Fläche analog zu

$$A = bt. \quad (5.35)$$

5.1.1.5 Geometrische Beziehungen

Zur Berechnung der inneren und äußeren Arbeit, die durch die Verformung der Wand verrichtet wird, werden die horizontalen und vertikalen Verschiebungen der Wand in jedem Zeitschritt benötigt. Da es sich hierbei nicht um infinitesimal kleine Verformungen handelt, müssen die realen Verformungen des Systems berechnet werden. Diese setzen sich aus Verdrehungen der Wandscheiben um den jeweiligen Pol sowie translatorischen Bewegungen zusammen. Die untere Scheibe dreht sich dabei um den Drehpunkt am Fuß. Die obere Wandscheibe dreht sich um den Lagerungspunkt am Wandkopf und verschiebt sich dabei zusätzlich translatorisch in vertikaler Richtung.

Im Folgenden werden die geometrischen Beziehungen, die zur Beschreibung der Verschiebungen notwendig sind, auf Basis der Verdrehung der unteren Wandscheibe φ hergeleitet. Die Herleitung erfolgt für den komplexesten Lagerungsfall einer eingespannten Lagerung am Wandkopf (**Abbildung 5.1** (c)). Die Gleichungen für andere Lagerungsfälle ergeben sich durch Vereinfachung. In **Abbildung 5.7** ist das ausgelenkte System und die zugehörigen Bezeichnungen dargestellt.

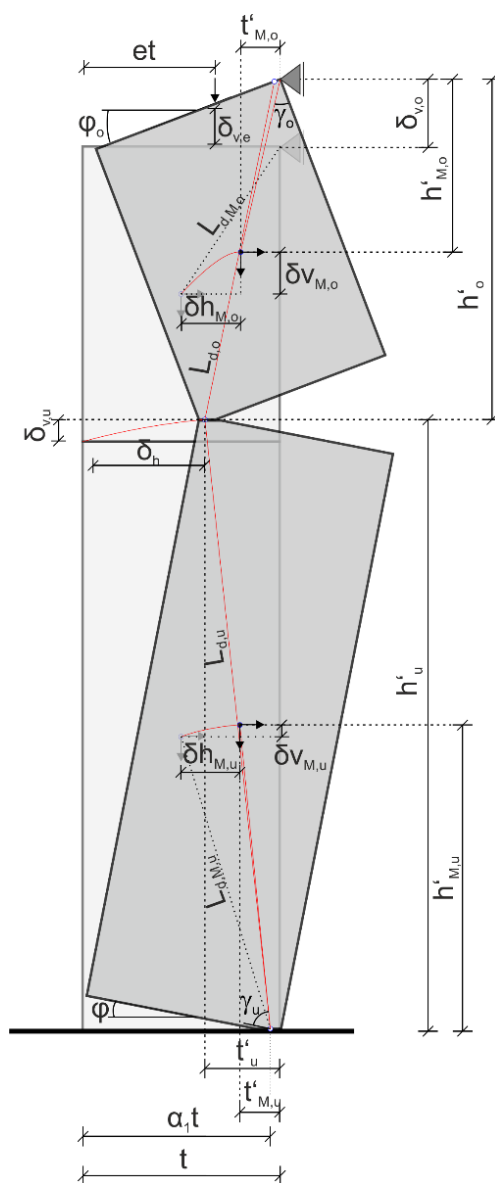


Abbildung 5.7: Ausgelenktes System und zugehörige Bezeichnungen

Zunächst wird die Länge der Diagonalen der unteren Wandseibe in Abhängigkeit der in Abschnitt 5.1.1.3 bestimmten effektiven Wandbreiten $\alpha_1 \cdot t$ und $\alpha_2 \cdot t$, die durch die Lage der Drehpunkte beeinflusst wird, berechnet:

$$L_{d,\text{unten}} = \sqrt{(\beta h)^2 + (t(\alpha_1 + \alpha_2 - 1))^2} \quad (5.36)$$

Mit Hilfe des Winkels

$$\gamma_{\text{unten}} = \arctan\left(\frac{\beta h}{t(\alpha_1 + \alpha_2 - 1)}\right), \quad (5.37)$$

welcher die Lage der Diagonalen beschreibt, wird der horizontale

$$t'_{unten} = \cos(\varphi + \gamma_{unten}) L_{d,unten} \quad (5.38)$$

sowie der vertikale

$$h'_{unten} = \sin(\varphi + \gamma_{unten}) L_{d,unten} \quad (5.39)$$

Weg der Verdrehung der unteren Scheibe in Abhängigkeit des aktuellen Verdrehwinkels der unteren Scheibe φ ermittelt. Aus der Differenz zur Ausgangslage wird die horizontale Verschiebung Δh sowie die vertikale Verschiebung Δv_{unten} auf Höhe des Knicks berechnet:

$$\Delta h = t(\alpha_1 + \alpha_2 - 1) - t'_{unten} \quad (5.40)$$

$$\Delta v_{unten} = h'_{unten} - \beta h [-\Delta l_{R1}] \quad (5.41)$$

wobei hier zusätzlich die vertikale Stauchung Δl_{R1} berücksichtigt werden muss. Diese stellt keine geometrische Größe dar, fließt jedoch an einigen Stellen in die Berechnung der vertikalen Verformung ein und wird daher mit eckigen Klammern dargestellt.

Neben den Verschiebungen auf Knickhöhe werden die Verschiebungen im Angriffspunkt der Ersatzlast F sowie im Masseschwerpunkt der unteren Scheibe benötigt. Für den Weg, den die Last zurücklegt wird daher der Punkt auf der halben Höhe der unteren Scheibe verwendet. Der Schwerpunkt der unteren Scheibe befindet sich in der Mitte der tatsächlichen Abmessungen. Analog zu obigem Vorgehen wird zunächst die Länge der Diagonalen $L_{d,M,unten}$ bestimmt:

$$L_{d,M,unten} = \sqrt{\left(\frac{\beta h}{2}\right)^2 + \left(\left(\alpha_1 - \frac{1}{2}\right)t\right)^2} \quad (5.42)$$

Mit dem Winkel der Diagonalen

$$\gamma_{M,unten} = \arctan\left(\frac{\beta h}{2t\left(\alpha_1 - \frac{1}{2}\right)}\right) \quad (5.43)$$

werden horizontaler

$$t'_{M,unten} = \cos(\varphi + \gamma_{M,unten}) L_{d,M,unten} \quad (5.44)$$

und vertikaler Anteil

$$h'_{M,unten} = \sin(\varphi + \gamma_{M,unten}) L_{d,M,unten} \quad (5.45)$$

der Lage des Schwerpunktes ermittelt.

Hieraus können die horizontale und vertikale Verschiebung im Mittelpunkt der unteren Scheibe bestimmt werden:

$$\Delta h_{M,unten} = \left(\alpha_1 - \frac{1}{2}\right)t - \dot{t}_{M,unten} \quad (5.46)$$

$$\Delta v_{M,unten} = \dot{h}_{M,unten} - \frac{\beta h}{2} [-\Delta l_{R1}]. \quad (5.47)$$

Die Verschiebungen der oberen Scheibe werden ebenfalls zur Anwendung des Arbeitssatzes benötigt. Analog zur unteren Scheibe wird zunächst die Länge der Diagonalen basierend auf der effektiven Dicke der Wand im Knick $\alpha_2 \cdot t$ und am Kopf $\alpha_3 \cdot t$ berechnet:

$$L_{d,oben} = \sqrt{((1 - \beta)h)^2 + t(\alpha_2 + \alpha_3 - 1)^2}. \quad (5.48)$$

Der Winkel der Diagonalen berechnet sich zu

$$\gamma_{oben} = \arccos\left(\frac{(\alpha_2 + \alpha_3 - 1)t}{L_{d,oben}}\right). \quad (5.49)$$

Die Verdrehung der oberen Scheibe φ_{oben} lässt sich aus der Diagonalen und deren Winkel bestimmen

$$\varphi_{oben} = \arccos\left(\frac{t(\alpha_2 + \alpha_3 - 1) - \Delta h}{L_{d,oben}}\right) - \gamma_{oben}. \quad (5.50)$$

Die Höhe der verdrehten oberen Scheibe ergibt sich zu

$$\dot{h}_{oben} = \sin(\varphi_{oben} + \gamma_{oben}) L_{d,oben}. \quad (5.51)$$

Die vertikale Verschiebung der Lagerung am Wandkopf ergibt sich aus der Summe der vertikalen Verschiebung der unteren Scheibe und der Verschiebung der oberen Scheibe:

$$\Delta v_{oben} = \Delta v_{unten} + \dot{h}_{oben} - (1 - \beta)h [-\Delta l_{R2}] \quad (5.52)$$

Auch für die obere Scheibe werden die Verschiebungen im Angriffspunkt der Ersatzlast F sowie im Masseschwerpunkt benötigt. Die Diagonale zu diesem Punkt berechnet sich zu

$$L_{d,M,oben} = \sqrt{\left(\frac{(1 - \beta)h}{2}\right)^2 + \left(t\left(\alpha_3 - \frac{1}{2}\right)\right)^2}. \quad (5.53)$$

Über den Winkel der Diagonalen zum Mittelpunkt der oberen Scheibe

$$\gamma_{M,oben} = \arctan\left(\frac{(1 - \beta)h}{2\left(\alpha_3 - \frac{1}{2}\right)t}\right)$$

und die Verdrehung der oberen Scheibe wird der horizontale

$$t'_{M,oben} = \cos(\varphi_{oben} + \gamma_{M,oben}) L_{d,M,oben} \quad (5.54)$$

und vertikale Anteil

$$h'_{M,oben} = \sin(\varphi_{oben} + \gamma_{M,oben}) L_{d,M,oben} \quad (5.55)$$

der Lage des Schwerpunktes der oberen Scheibe bestimmt. Hieraus kann die horizontale Verschiebung

$$\Delta h_{M,oben} = \left(a_3 - \frac{1}{2}\right) t - t'_{M,oben} \quad (5.56)$$

sowie die vertikale Verschiebung

$$\Delta v_{M,oben} = \Delta v_{oben} - \left(h'_{M,oben} - \frac{(1-\beta)h}{2}\right) \quad (5.57)$$

des Angriffspunktes bestimmt werden. Zusätzlich wird die vertikale Verschiebung am Wandkopf Δv_e im Abstand et zum Rand berechnet:

$$\Delta v_e = \Delta v_{oben} - \sin(\varphi_{oben}) et. \quad (5.58)$$

Mit Hilfe dieser Verschiebung kann die Arbeit, die eine vertikale Feder im Abstand et zum Rand am oberen Auflager verrichtet, bestimmt werden.

Die Fälle einer gelenkigen und freien Kopflagerung können als Spezialfälle der beschriebenen Lösung betrachtet werden. Die Gleichungen für die gelenkige Kopflagerung ergeben sich durch Setzen von $\alpha_3 = 1$. Wird eine Wand ohne horizontale Lagerung am Kopf betrachtet, werden lediglich die Gleichungen der unteren Scheibe benötigt.

5.1.1.6 Berücksichtigung der Druckfestigkeit der Steine

Bei großen Verformungen der Wand entstehen in den Kontaktbereichen der Scheiben große Druckspannungen, da die Kontaktfläche mit zunehmender Auslenkung der Wand abnimmt. Durch die vertikale Federsteifigkeit am Wandkopf entsteht eine zusätzliche Normalkraft, die mit der Verschiebung der Wand ansteigt. Da im entwickelten Modell die Scheiben als starr angenommen werden, wird bisher kein Versagen des Mauerwerks selbst berücksichtigt. Es wird daher in jedem Schritt n , die Druckspannung in den Kontaktbereichen berechnet und mit der effektiven Druckfestigkeit des Mauerwerks verglichen. Hierzu wird die Spannungsverteilung über die Kontaktfläche vereinfachend als konstant angenommen. Die im n -ten Schritt vorhandene Spannung ergibt sich für die Knickebene zu

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} = \frac{(1-\beta)Mg + O + N_{K,n}}{3(1-a_2)tb}. \quad (5.59)$$

Die Spannungen am Wandfuß und -kopf ergeben sich analog. Vernachlässigt werden dabei zusätzliche Kräfte aus dynamischen Effekten sowie Schubbelastungen.

5.1.1.7 Bestimmung der inneren und äußeren Arbeit

Die äußere und innere Arbeit zur Bestimmung der Kraftverformungskurve kann mit Hilfe der zuvor ermittelten Verschiebungsbeziehungen ermittelt werden. Hierfür wird zunächst die Knickhöhe der Wand nach Abschnitt 5.1.1.2 berechnet. Anschließend kann unter Annahme einer Kontaktsteifigkeit c der Drehpunkt in Fuß- und Knick- und Kopfpunkt nach Abschnitt 5.1.1.3 berechnet werden.

Das System aus zwei starren Scheiben wird nun schrittweise um den Winkel $\delta\varphi$ ausgelenkt und alle zuvor beschriebenen Winkel, Längen, Drehpunkte, Stauchungen und Verschiebungen berechnet. Aus der Differenz der Verformungen eines Punktes i zweier aufeinanderfolgender Verformungszustände ($\Delta_i(\varphi_n)$ und $\Delta_i(\varphi_{n+1})$), ergibt sich der Weg δ_i den ein Punkt durch die zusätzliche Verdrehung $\delta\varphi$ zurückgelegt hat:

$$\delta_i = \Delta_i(\varphi_{n+1}) - \Delta_i(\varphi_n) \quad (5.60)$$

wobei

$$\varphi_{n+1} = \varphi_n + \delta\varphi. \quad (5.61)$$

Dabei beschreibt δ_i die Verformung des Punktes i in Abhängig des Verdrehwinkels φ . Mit Hilfe des zurückgelegten Wegs δ_i kann der Arbeitssatz aufgestellt werden. Das Eigengewicht der unteren Scheibe $Mg\beta$ legt den vertikalen Weg $\delta v_{M,unten}$, das Eigengewicht der oberen Scheibe $Mg(1-\beta)$ den vertikalen Weg $\delta v_{M,oben}$ zurück. Die vertikale Auflast O legt den vertikalen Weg δv_e zurück. Um den Einfluss der vertikalen Steifigkeit am oberen Auflager zu berücksichtigen muss zunächst die Kraft berechnet werden, die sich in der Feder einstellt. Diese ergibt sich durch die Federsteifigkeit K und die absolute Stauchung der Feder Δv_e . Zur Bestimmung der Arbeit muss diese Kraft erneut mit dem relativen Weg δ_i multipliziert werden. Die an der unteren Scheibe aufgebrachte Kraft $F\beta$ legt den Weg $\delta_i h_{M,unten}$ und die an der oberen Scheibe aufgebrachte Kraft $F(1-\beta)$ den Weg $\delta_i h_{M,oben}$ zurück. Daraus ergeben sich innere und äußere Arbeit, welche im Gleichgewicht stehen, zu

$$F\beta\delta_{Fu} + F(1-\beta)\delta_{Fo} = Mg\beta\delta_{Mu} + Mg(1-\beta)\delta_{Mo} + O\delta_{ve,O} + K\delta_{ve,K}\Delta_{ve,K}. \quad (5.62)$$

Hieraus lässt sich die Kraft F in Abhängigkeit der Verschiebung in Höhe des Knicks δh bestimmen:

$$F(\Delta h) = \frac{Mg\beta\delta_{Mu} + Mg(1-\beta)\delta_{Mo} + O\delta_{ve,O} + K\delta_{ve,K}\Delta_{ve,K}}{\beta\delta_{Fu} + (1-\beta)\delta_{Fo}}. \quad (5.63)$$

Durch die schrittweise Auswertung von (5.63) für kleine Werte $\delta\varphi$ kann die Kraftverformungskurve beliebig genau ermittelt werden. Die Steigerung der Verdrehung $\delta\varphi$ und damit der Verschiebung in Knickhöhe δh wird solange durchgeführt bis die zugehörige Kraft F negativ wird und somit das geometrische Stabilitätslimit der Wand gefunden ist.

5.1.2 Idealisierung zum Einmassenschwinger

Die in Abschnitt 5.1.1 hergeleiteten Gleichungen zur Bestimmung der Kraftverformungsbeziehung sollen dazu verwendet werden den nichtlinearen, zeitabhängigen Schwingvorgang von Mauerwerk unter Erdbebenbelastungen zu untersuchen. Hierzu wird die Wand, die ein System mit verteilter Masse darstellt, zu einem äquivalenten nichtlinearen Einmassenschwinger idealisiert.

Durch die mit Hilfe des Prinzips der virtuellen Arbeit aufgestellte innere und äußere Arbeit des Systems kann die Bewegungsgleichung hergeleitet werden. Die äußere Arbeit setzt sich dabei aus der äußeren Belastung, die zur Beschleunigung des Systems führt, und der Trägheit der Masse zusammen. Die innere Arbeit setzt sich aus der Arbeit durch die vertikale Beschleunigung der Masse entgegen der Erdanziehung, der Arbeit aus der vertikalen Federsteifigkeit am Wandkopf, der Arbeit durch Auflast sowie Arbeit infolge Dämpfung zusammen. Der Anteil der Dämpfung wird im Folgenden jedoch nicht berücksichtigt und stattdessen nachfolgend auf vorhandene Dämpfungsmodelle zurückgegriffen. Betrachtet wird das Modell mit gelenkiger Kopflagerung unter Verwendung aller in Kapitel 5.1.1 berücksichtigten Einflussgrößen.

5.1.2.1 Herleitung der Bewegungsgleichung

Im betrachteten System ist die Verschiebung $u(x, y, t)$ einer Masse m abhängig von deren Ort (x, y) und der Zeit (t) . Zur zeitunabhängigen Betrachtung der Verschiebung wird diese in einen räumlichen $\psi(x, y)$ und einen zeitlichen Δt Anteil aufgespalten. Dabei wird die Verformung in Abhängigkeit der horizontalen Verschiebung in der Knickhöhe definiert.

Die Verschiebung ergibt sich somit zu

$$u(x, y, t) = \psi(x, y)\Delta(t) . \quad (5.64)$$

In **Abbildung 5.8** ist die Massenverteilung sowie der räumliche Verlauf der Verschiebung in x - und y -Richtung infolge einer infinitesimal kleinen Verschiebung aus der Ausgangslage unter Verwendung eines steifen Kontaktes dargestellt.

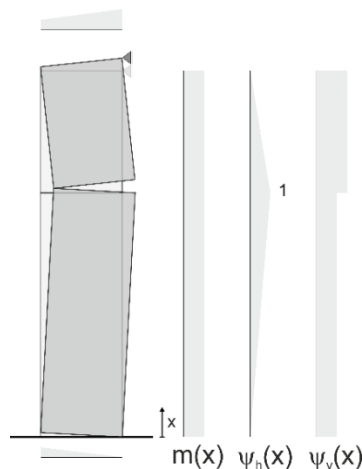


Abbildung 5.8: Massenverteilung und räumlicher Verlauf der Verschiebung in x - und y -Richtung infolge infinitesimal kleiner Verschiebung

Die äußere Arbeit δW ergibt sich somit zu

$$\begin{aligned} \delta W = & - \iint m(x, y) \psi(x, y) \ddot{\Delta}(t) \psi(x, y) \delta \Delta(t) \, dx dy \\ & - \iint m(x, y) \psi_g(x, y) \ddot{u}_g(t) \psi(x, y) \delta \Delta(t) \, dx dy . \end{aligned} \quad (5.65)$$

Wobei $m(x, y)$ die räumliche Verteilung der Masse, $\psi(x, y)$ der räumliche Verlauf der Verschiebung, $\Delta(t)$ der zeitliche Verlauf der Verschiebung, $\psi(x, y) \ddot{\Delta}(t)$ die Beschleunigung am Ort x, y zum Zeitpunkt t , $\psi(x, y) \delta \Delta(t)$ die virtuelle Verrückung am Ort (x, y) , $\psi_g(x, y)$ die räumliche Verteilung der Fußpunktbeschleunigung und $\ddot{u}_g(t)$ die Fußpunktbeschleunigung sind. Der erste Teil der Gleichung beschreibt die Trägheit der Masse und der zweite Teil die Belastung infolge der Fußpunktanregung. Die räumliche Verteilung der Beschleunigung wird dabei durch $\psi_g(x, y)$ beschrieben und wird in horizontaler Richtung als konstant angenommen. Der vertikale Anteil der Erdbebenanregung wird vernachlässigt. Durch Umformung ergibt sich ohne Berücksichtigung der Variablen die äußere Arbeit δW zu

$$\delta W = \delta \Delta \left(-\ddot{\Delta} \iint m \psi^2 \, dx dy - \ddot{u}_g \int m \psi_g \psi \, dx \right). \quad (5.66)$$

Die innere Arbeit $\delta \Pi$ ist bereits durch die in Abschnitt 5.1.1 hergeleitete Kraftverformungsbeziehung $F(\Delta)$ beschrieben, da hierin die Größe einer konstanten Streckenlast, die benötigt wird, um die Wand auszulenken, bekannt ist. Die dabei verrichtete Arbeit entspricht, unter Vernachlässigung der Dämpfung, somit der inneren Arbeit:

$$\delta \Pi = F(\Delta) \psi_{F(\Delta)} \delta \Delta . \quad (5.67)$$

Dabei ist $\psi_{F(\Delta)}$ das Verhältnis des Weges den die Resultierende der Streckenlast in Bezug auf die Verschiebung in Knickhöhe Δ zurücklegt. Dieser ändert sich ebenfalls geringfügig in Abhängigkeit des Verformungszustands. Unter Ausnutzung von Gleichung (5.1) ergibt sich somit

$$\delta W = \delta \Delta \left(-\ddot{\Delta} \iint m \psi^2 \, dx dy - \ddot{u}_g \int m \psi_g \psi \, dx \right) = F(\Delta) \psi_{F(\Delta)} \delta \Delta = \delta \Pi . \quad (5.68)$$

Durch Umformung ergibt sich hieraus folgende Gleichung

$$\ddot{\Delta} \iint m \psi^2 \, dx dy + F(\Delta) \psi_{F(\Delta)} = -\ddot{u}_g \int m \psi_g \psi \, dx \quad (5.69)$$

welche als Bewegungsgleichung der Form

$$\ddot{\Delta} M_e + F_e(\Delta) = P_e \quad (5.70)$$

identifiziert werden kann. Dabei beschreibt M_e die effektive Masse des Einmassenschwingers

$$M_e = \iint m \psi^2 \, dx dy , \quad (5.71)$$

$F_e(\Delta)$ die effektive Kraftverformungsbeziehung

$$F_e = F(\Delta)\psi_{F(\Delta)} \quad (5.72)$$

und P_e die effektive äußere Belastung

$$P_e = -\ddot{u}_g \int m\psi_g\psi \, dx. \quad (5.73)$$

Die Bestimmung dieser Anteile erfolgt unter Ansatz der in Abschnitt 5.1.1.5 hergeleiteten Verformungsbeziehungen sowie der in Gleichung (5.60) beschriebenen Verschiebungsdifferenzen.

Die Lage der Resultierenden der Streckenlast kann bei vereinfachter Betrachtung bei der halben Höhe der jeweiligen Scheibe angenommen werden. Der Weg den die Resultierenden dabei, bezogen auf die Verschiebung in Knickhöhe Δ , zurücklegen, entspricht daher ebenfalls $\frac{1}{2}$. Der tatsächliche Weg unter Berücksichtigung der geometrischen Beziehungen ändert sich im Verlauf der Verschiebung geringfügig und wird durch den räumlichen Anteil $\psi_{F(\Delta)}$ berücksichtigt. Zur Ermittlung der effektiven Kraftverformungsbeziehung ergibt sich unter Berücksichtigung der Drehpunkte, der vertikalen Stauchung und den realen Verformungen, $\psi_{F(\Delta)}$ zu

$$\psi_{F(\Delta)} = \frac{\delta F_u}{\delta \Delta} \beta + \frac{\delta F_o}{\delta \Delta} (1 - \beta) \quad (5.74)$$

und hängt somit wiederum von der Verschiebung Δ ab. Für die effektive äußere Belastung gilt daher analog:

$$P_e = -\ddot{u}_g \int m\psi_g\psi \, dx = -\ddot{u}_g M\psi_{F(\Delta)}. \quad (5.75)$$

Da bei großen Verformungen die Masse über die Wandhöhe nicht mehr als konstant angenommen werden kann, muss zur Bestimmung der effektiven Masse die horizontale und vertikale Verschiebung der unteren und oberen Scheibte berücksichtigt werden (**Abbildung 5.9**).

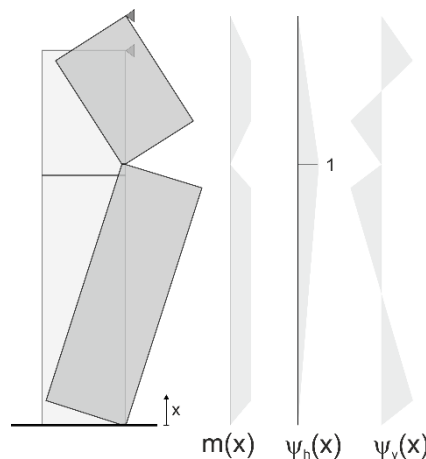


Abbildung 5.9: Massen- und Verformungsverteilung bei großen Verformungen

Zur Vereinfachung der Integration erfolgt eine Aufteilung des räumlichen Verlaufs in seine einzelnen Bewegungsanteile bezogen auf die verformten Scheiben, also die Transformation in das lokale Koordinatensystem der jeweiligen Scheibe (**Abbildung 5.10**):

$$\begin{aligned}
 M_e &= \iint m\psi^2 dx dy \\
 &= \iint m(\psi_{uh}^2 + \psi_{uv}^2 + (\psi_{oh} + \psi_t \sin(\varphi_o))^2 + (\psi_{ov} - \psi_t \cos(\varphi_o))^2) \\
 &\quad + \frac{O}{9,81} \psi_o^2 dx dy .
 \end{aligned} \tag{5.76}$$

Die Anteile ψ_{uh} , ψ_{oh} , ψ_{uv} und ψ_{ov} sind die horizontalen und vertikalen Verformungsanteile der unteren und oberen Scheibe. Da sich die obere Scheibe zusätzlich translatorisch nach oben bewegt wird dieser Anteil durch ψ_t abgebildet. Die Auflast O wird dabei ebenfalls als vertikal wirkende Masse am Wandkopf angenommen die den Weg ψ_o zurücklegt.

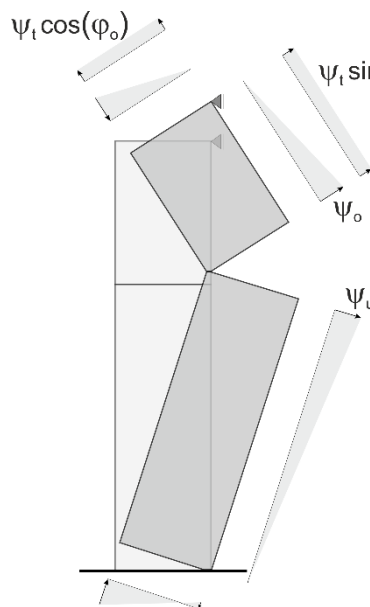


Abbildung 5.10: Die Verformung in einzelnen Bewegungsanteilen

Die einzelnen Anteile der Verformung berechnen sich zu

$$\psi_u = \frac{(\tan(\varphi + \delta\varphi) - \tan(\varphi))\beta h}{\delta\Delta} \tag{5.77}$$

$$\psi_o = \frac{(\tan(\varphi_o + \delta\varphi_o) - \tan(\varphi_o))(1 - \beta)h}{\delta\Delta} \tag{5.78}$$

$$\psi_t = \frac{\delta v_u}{\delta\Delta} \tag{5.79}$$

$$\psi_o = \frac{\delta v_e}{\delta\Delta} . \tag{5.80}$$

Da sämtliche Anteile abhängig von der der aktuellen Verschiebung sind, ändert sich die effektive Masse je nach Verformungszustand der Wand und berechnet sich zu

$$\begin{aligned}
 M_e = & \left(\frac{1}{3}\beta + \frac{1}{3}\left(\frac{a_1 t}{\beta h}\right)^2 + \frac{1}{3}\left(\frac{(1-a_1)t}{\beta h}\right)^2 (1-a_1)\beta \right) \psi_u^2 M \\
 & + \left(\frac{1}{3}(1-\beta) + \frac{1}{3}\left(\frac{t}{(1-\beta)h}\right)^2 (1-\beta) \right) \psi_o^2 M \\
 & + \left(\sin(\varphi_o) - \cos(\varphi_o) \frac{t}{(1-\beta)h} \right) (1-\beta) \psi_t \psi_o M \\
 & + (1-\beta) \psi_t^2 M + \frac{O}{9,81} \psi_o^2 .
 \end{aligned} \tag{5.81}$$

Zur Vereinfachung der Bewegungsgleichung erfolgt die Normierung auf die Gesamtmasse M der Wand

$$\ddot{\Delta} M_e \cdot \frac{M}{M_e} + F_e(\Delta) \cdot \frac{M}{M_e} = P_e \cdot \frac{M}{M_e} . \tag{5.82}$$

Nach Gleichung (5.72) ergibt sich für den zweiten Term somit

$$F_e(\Delta) \frac{M}{M_e} = F(\Delta) \cdot \psi_{F(\Delta)} \frac{M}{M_e} = F(\Delta) \cdot P^*(\Delta) = F^*(\Delta) . \tag{5.83}$$

Wobei der Faktor $\psi_{F(\Delta)} \frac{M}{M_e}$ vor der Kraftverformungsbeziehung durch $P^*(\Delta)$ ersetzt wird. Für die rechte Seite der Gleichung (5.82) ergibt sich durch Einsetzen von (5.75):

$$P_e \cdot \frac{M}{M_e} = -\ddot{u}_g M \psi_{F(\Delta)} \frac{M}{M_e} = -\ddot{u}_g M \cdot P^*(\Delta) . \tag{5.84}$$

Wodurch sich eine Entkopplung der effektiven äußeren Belastung P_e von der Fußpunktbeschleunigung \ddot{u}_g ergibt. Der Vorfaktor

$$P^*(\Delta) = \frac{P_e}{-\ddot{u}_g M_e} \tag{5.85}$$

kann als Skalierungsfaktor für die effektive Masse angesehen werden, der die bereits hergeleitete Kraftverformungskurve $F(\Delta)$ sowie die äußere Belastung \ddot{u}_g so skaliert, dass im nichtlinearen EMS mit einer konstanten Masse M gerechnet werden kann.

Hieraus ergibt sich die endgültige Bewegungsgleichung

$$\ddot{\Delta} M + F^*(\Delta) = -\ddot{u}_g M P^*(\Delta) . \tag{5.86}$$

5.1.2.2 Untersuchung des Einflusses der veränderlichen Massenverteilung

In der hergeleiteten Bewegungsgleichung sowie der ermittelten Kraftverformungsbeziehung wird das out-of-plane Verhalten von Mauerwerkswänden unter Berücksichtigung einer Vielzahl an Parametern analytisch erfasst. Im Folgenden wird der Einfluss der veränderlichen Massenverteilung bei unterschiedlichen Geometrien, Randbedingungen und Verformungszuständen analysiert. Durch die Berücksichtigung der tatsächlichen Massenverteilung in der Bewegungsgleichung lässt sich der Einfluss durch den eingeführten Faktor $P^*(\Delta)$ einfach erfassen.

Es werden dazu unterschiedliche Schlankheitsgrade, Kontaktsteifigkeiten, Auflasten, vertikale Steifigkeiten sowie Knickhöhen betrachtet. In **Abbildung 5.11** ist der Verlauf von P^* über die Verschiebung für unterschiedlichste Konfigurationen der Wand dargestellt. Deutlich wird dabei, dass Knickhöhe sowie vertikale Steifigkeit nur eine untergeordnete Rolle spielen. Großen Einfluss haben hingegen die Schlankheit und insbesondere die axiale Auflast der Wand, da diese bei der Herleitung der Bewegungsgleichung ebenfalls als Masse, die beschleunigt werden muss, betrachtet wird. Für schlanke Wände mit $\frac{h}{t} > 15$ nähert sich P^* einem Wert von 1,5 an. Für geringere Schlankheiten ergibt sich ein etwas geringerer Faktor. Für eine Wand mit $\frac{h}{t} = 10$ mit einer Auflast von $O = \Psi$ verändert sich P^* erheblich und nimmt Werte zwischen 1,2 und 1,4 an. Für gedrungeneren Wände dementsprechend noch geringere Werte.

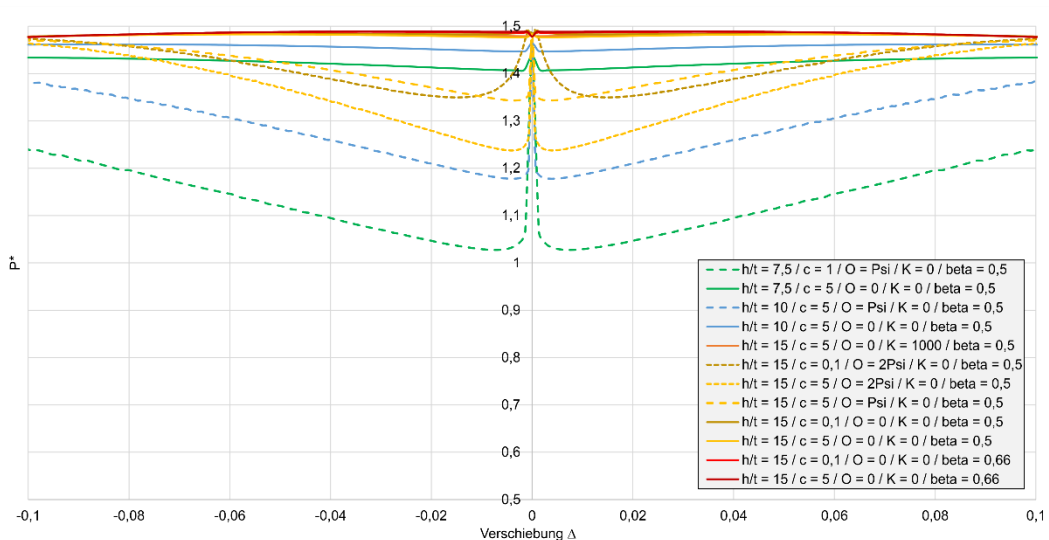


Abbildung 5.11: P^* -Verlauf für unterschiedliche Konfigurationen

Für schlanke Wände und geringe Auflasten kann somit $P^* = \frac{3}{2}$ gesetzt werden, was zu folgender reduzierter Bewegungsgleichung führt:

$$\ddot{\Delta} M + \frac{3}{2} F(\Delta) = -\frac{3}{2} \ddot{u}_g M. \quad (5.87)$$

Werden nun die Annahmen analog zum DG-Modell getroffen, ergibt sich unter Annahme einer dreiecksförmigen Last F_D statt einer gleichförmigen Streckenlast F

$$F(\Delta) = \frac{4}{3} F_D(\Delta). \quad (5.88)$$

Wird weiterhin die Verformung der Wand statt auf die Knickhöhe auf die Verschiebung bei $2/3$ bezogen, ergibt sich

$$F(\Delta) = \frac{4}{3} F_{D,2/3} \left(\frac{2}{3} \Delta \right). \quad (5.89)$$

Gleichzeitig muss die Bewegungsgleichung ebenfalls mit $2/3$ multipliziert werden

$$\frac{2}{3} \ddot{\Delta} M + \frac{4}{3} F_{D,2/3} \left(\frac{2}{3} \Delta \right) = -\ddot{u}_g M. \quad (5.90)$$

Wird außerdem, wie im DG-Modell angenommen, statt der vollen Masse, $3/4$ der Masse angesetzt ergibt sich folgende Bewegungsgleichung

$$\frac{3}{4} M \left(\frac{2}{3} \ddot{\Delta} \right) + F_{D,2/3} \left(\frac{2}{3} \Delta \right) = -\frac{3}{4} M \ddot{u}_g, \quad (5.91)$$

welche identisch mit der Bewegungsgleichung des DG-Modells [12] ist (siehe Kapitel 2.1).

5.2 Verifikation des Ingenieurmodells

Zur Verifikation des zuvor entwickelten Ingenieurmodells zur Bestimmung der Kraftverformungskurve von unbewehrten Mauerwerkswänden, wurden weitere experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Zur Ermittlung der Kraftverformungsbeziehung wurden statische Pushover-Versuche mit einer Porenbetonsteinmauerwerkswand mit und ohne vertikale Federelemente am oberen Auflager durchgeführt.



Abbildung 5.12: Versuchsstand für Pushover-Versuche

Hierzu wurde ein weiterer Probekörper der in Kapitel 4.5.1 beschriebenen Porenbetonsteinwand mit identischen Steinen und Mörtel hergestellt. Die Fuge auf einer Höhe von $2/3$ wurde auch hier nach der Herstellung der Wand aufgebrochen, um die Verformung der Wand zu ermöglichen.

Für die Durchführung der Versuche wurde ein Versuchsrahmen analog zum Versuchsstand in Kapitel 4.1.3 hergestellt, der die Aufbringung einer statischen horizontalen Belastung ermöglichte (**Abbildung 5.12**). Die Lagerung am Fuß- und Kopfpunkt wurde möglichst nah am Rütteltisch-Versuchsstand konzipiert, um vergleichbare Ergebnisse zu erhalten. Analog zu den Versuchen, die auf dem Rütteltisch durchgeführt wurden, wurden die Verschiebungen in Höhe des Knicks mittels Laser-Distanz aufgenommen. Zusätzlich wurde in diesen Versuchen die vertikale Verschiebung der Wand aufgezeichnet. Für die verschiebungsgesteuerten Pushover-Versuche wird zusätzlich die für die entsprechende Verschiebung benötigte Kraft aufgezeichnet. Zur Berücksichtigung der vertikalen Steifigkeit wurden analog zu den durchgeführten Rütteltisch-Versuchen drei Federelemente zwischen Wand und Versuchsstand eingebaut (**Abbildung 5.13**).



Abbildung 5.13: Federelemente zur Berücksichtigung der vertikalen Steifigkeit

Für die Pushover-Versuche wurde die Verschiebung der Wand kontinuierlich erhöht und dabei die benötigte Kraft aufgezeichnet. Die Versuche wurden für unterschiedliche Schädigungsgrade der Fuge wiederholt. Eine Übersicht über die durchgeführten Versuche (PBPo) ist in **Tabelle 4.5** dargestellt.

Tabelle 5.1: Versuchsprotokoll PBPo

Bezeichnung	Erläuterung
PBPo_oF_new_1	Pushover-Versuch mit ungeschädigter Fuge
PBPo_oF_new_2	Pushover-Versuch mit ungeschädigter Fuge
PBPo_oF_moderate_1	Pushover-Versuch mit mäßig stark geschädigter Fuge
PBPo_oF_moderate_2	Pushover-Versuch mit mäßig stark geschädigter Fuge
PBPo_oF_moderate_3	Pushover-Versuch mit mäßig stark geschädigter Fuge
PBPo_oF_moderate_4	Pushover-Versuch mit mäßig stark geschädigter Fuge
PBPo_oF_moderate_5	Pushover-Versuch mit mäßig stark geschädigter Fuge
PBPo_oF_moderate_6	Pushover-Versuch mit mäßig stark geschädigter Fuge
PBPo_oF_severe_1	Pushover-Versuch mit stark geschädigter Fuge
PBPo_oF_severe_2	Pushover-Versuch mit stark geschädigter Fuge
PBPo_oF_severe_3	Pushover-Versuch mit stark geschädigter Fuge
PBPo_oF_severe_4	Pushover-Versuch mit stark geschädigter Fuge
PBPo_mF_moderate_1	Pushover-Versuch mit mäßig stark geschädigter Fuge
PBPo_mF_moderate_2	Pushover-Versuch mit mäßig stark geschädigter Fuge
PBPo_mF_moderate_3	Pushover-Versuch mit mäßig stark geschädigter Fuge
PBPo_mF_moderate_4	Pushover-Versuch mit mäßig stark geschädigter Fuge
PBPo_mF_severe_1	Pushover-Versuch mit stark geschädigter Fuge

In **Abbildung 5.15** sind die gemessenen Kraftverformungslinien für alle drei Schädigungsgrade dargestellt. In grün dargestellt sind die Kurven für die ungeschädigte, neue Wand (**Abbildung 5.14 (a)**). In braun/orange dargestellt sind die Pushover-Kurven die nach den im Folgenden beschriebenen Ausschwingversuchen durchgeführt wurden (**Abbildung 5.14 (b)**). Und in blau die Kurven nach einer Reihe weiterer Versuche (**Abbildung 5.14 (c)**).

**Abbildung 5.14:** Keine (a), mittlere (b) und starke (c) Schädigung der Fuge im Knick

In PBPo_moderate_6 wurde zudem der Einfluss Stellung der Wand am Fußpunkt auf die Kraftverformungskurve untersucht und die Wand bündig an das Auflager gestellt, sodass beim Auslenken der Wand zusätzlich Kraft aufgewendet werden muss, um diese in ihrer Lage minimal zu verschieben. Dieser Versuch liefert eine Kraftverformungslinie im oberen Bereich der Pushover-Kurven mit mittel stark geschädigter Fuge. Dies zeigt die hohe Sensitivität gegenüber den Randbedingungen der Wand. Insgesamt zeigt sich jedoch eine gute Übereinstimmung der Versuche innerhalb eines Schädigungsgrades.

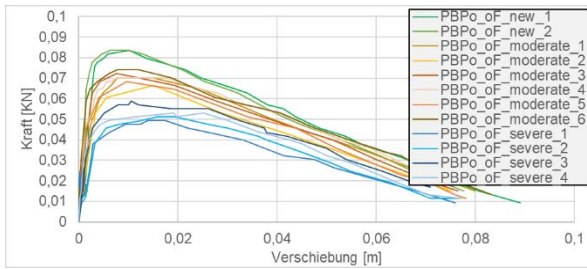


Abbildung 5.15: In Pushover-Versuchen bestimmte Kraftverformungslinien

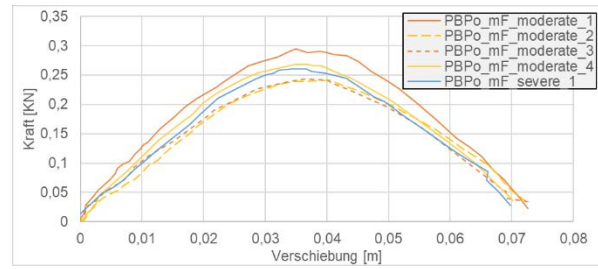


Abbildung 5.16: In Pushover-Versuchen bestimmte Kraftverformungslinie mit vertikaler Federsteifigkeit

Für die Pushover-Versuche unter Berücksichtigung der vertikalen Steifigkeit am oberen Auflager wurden die drei Federelemente eingebaut und die Wand erneut verschiebungsgesteuert bis zum Versagen belastet. Die Federn wurden in den Versuchen PBPo_mF_moderate_1 und_4 minimal unter Vorspannung gesetzt, um einen kraftschlüssigen Kontakt sicherzustellen. Die Versuche wurden für die mittel (orange/gelb) und stark geschädigte (blau) Fuge durchgeführt. In den Versuchen PBPo_mF_moderate_2 und_3 (gestrichelt) wurden die Federn mit einem minimalen Abstand zur Wand eingebaut (<1 mm). Die daraus resultierenden Kraftverformungskurven sind in **Abbildung 5.16** dargestellt. Dabei zeigen sich für die Wand mit Federn nur sehr geringe Unterschiede infolge der Schädigung der Wand. Die geringfügige Vorspannung der Federn führt hier zu einer größeren Abweichung der Pushover-Kurve.

Zur Verifikation des in Abschnitt 5.1 entwickelten Modells wird dieses hier angewendet, um die Kraftverformungskurve für die unterschiedlichen Schädigungsgrade der Fuge der Porenbetonsteinwand analytisch zu ermitteln.

Die Kraftverformungslinie der ungeschädigten Fuge wird mit einer Kontaktsteifigkeit von $c = 0,09$ sehr gut angenähert. Die moderat geschädigte Fuge, wie sie nach den durchgeführten Versuchen vorhanden war, wird mit $c = 0,02$ gut approximiert. Für die sehr stark geschädigte Fuge muss die Kontaktsteifigkeit bis auf $c = 0,008$ reduziert werden (**Abbildung 5.17**).

Es zeigt sich zudem, dass bereits minimale Veränderungen der Lagerungsbedingungen Einfluss auf die Wahl der korrekten Kontaktsteifigkeit c haben. Mit diesem Faktor können somit neben der Lage des Drehpunktes auch weitere Unsicherheiten in den wesentlichen Einflussfaktoren berücksichtigt werden.

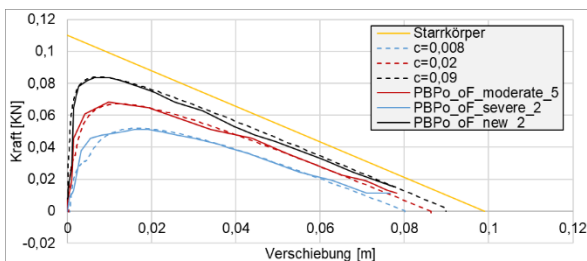


Abbildung 5.17: Vergleich der analytisch und experimentell bestimmten Kraftverformungslinien

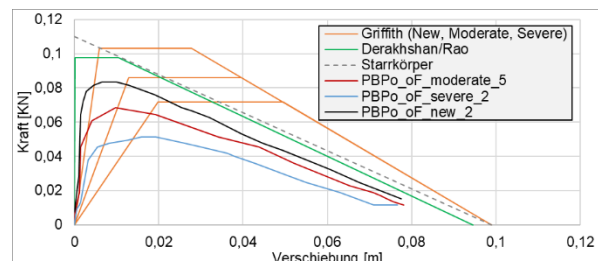


Abbildung 5.18: Vergleich der experimentell bestimmten Kraftverformungslinie mit DG-Modell

Der Vergleich der experimentell ermittelten Kraftverformungskurven mit dem DG-Modell zeigt eine starke Abweichung. Hauptgrund hierfür ist die vereinfachte Annahme der Knickhöhe bei

halber Wandhöhe sowie die trilineare Approximierung auf Grundlage von experimentellen Daten. Das Verfahren nach Derakhshan et al. [35, 36] mit der Erweiterung von Rao et al. [66] durch empirische Vorfaktoren, liefert eine deutlich zu hohe Steifigkeit der Wand. Analog erfolgt der Vergleich der Kraftverformungskurve aus analytischem Modell und Pushover-Versuchen bei vorhandener vertikaler Federsteifigkeit. Hierbei zeigt sich jedoch eine sehr starke Überschätzung der Kraft im Ingenieurmodell (**Abbildung 5.19**). Diese ist auf die Überschätzung der Steifigkeit der Federelemente zurückzuführen. Da durch die Schrägstellung des Kopfprofils bereits bei kleinen Verformungen der Wand die Federn nicht zentrisch, sondern am Rand belastet werden (**Abbildung 5.13**), stellt sich eine deutlich geringere Steifigkeit der Federn ein als geplant. Statt der bei zentrischer Belastung vorhandene Steifigkeit von 305 kN/m wird nur eine Steifigkeit von 150 kN/m aktiviert. Hierdurch verlagert sich zudem der Angriffspunkt der Federn nach außen, was zu einer Erhöhung der maximal aufnehmbaren Verschiebung führt. Zusätzlich ist die Befestigung der Federn am Versuchsstand nicht starr, sondern liefert eine vertikale Steifigkeit von 560 kN/m. Dies führt zu einer vertikalen Federsteifigkeit von 250 kN/m und einer Exzentrizität von $e = 0,33$. Der Abstand zwischen Feder und Wand beträgt 1 mm. Hiermit ergibt sich eine sehr gute Übereinstimmung der analytischen mit den experimentell ermittelten Kraftverformungskurven (**Abbildung 5.20**). Die Kontaktsteifigkeit wird hierbei analog zu den Pushover-Versuchen ohne vertikale Federn im mittel stark geschädigten Zustand zu $c = 0,02$ gewählt. Da in den Versuchen nur eine sehr geringe Veränderung der Steifigkeit infolge der Schädigung der Fuge festgestellt werden konnte, wird lediglich eine Kontaktsteifigkeit benötigt, um im Mittel alle Versuche abbilden zu können.

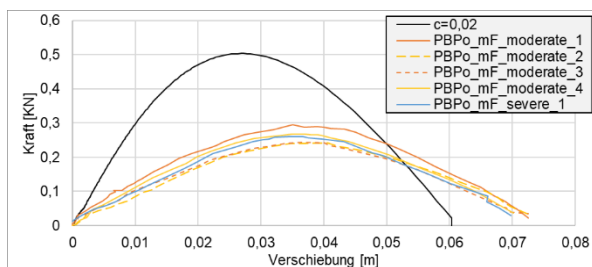


Abbildung 5.19: Vergleich der analytisch und experimentell bestimmten Kraftverformungslinie mit vertikaler Federsteifigkeit

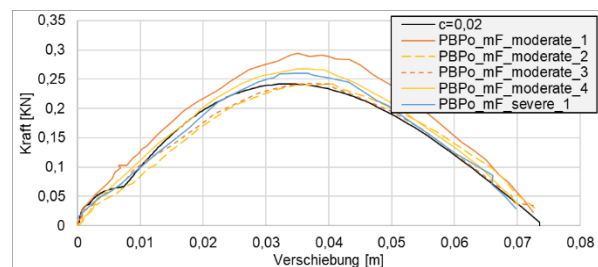


Abbildung 5.20: Vergleich der analytisch und experimentell bestimmten Kraftverformungslinie mit vertikaler Federsteifigkeit mit angepassten Eigenschaften der Federelemente

Weiterhin werden die von Derakhshan et al. [37] durchgeführten Versuche mit dem entwickelten Modell verglichen. In denen Versuchen wurde für Mauerwerkswände mit unterschiedlichen Abmessungen und Auflasten die Kraftverformungskurve in Pushover-Versuchen mit Airbags ermittelt. Mit einer Kontaktsteifigkeit von $c = 0,25$ lässt sich Versuch D1-A gut approximieren (**Abbildung 5.21**). Es zeigt sich auch in diesen Versuchen, dass in weiteren Belastungszyklen die Steifigkeit der Wand sehr stark abnimmt und dadurch die Kraftverformungskurve stark streut. In Versuch D1-B halbiert sich die maximal aufnehmbare Kraft von 8 kN auf 4 kN vom ersten zum dritten Belastungszyklus. Mit dem entwickelten Modell lassen sich ebenfalls die weiteren Versuche hinreichend approximieren (siehe Anhang A.1). Insgesamt wird mit der gewählten Kontaktsteifigkeit der Fall einer ungeschädigten Wand abgebildet. Die Versuche T2 und T3 aus [37] werden hier nicht betrachtet, da in diesen der untere Riss nicht am Fuß der Wand sondern drei Steinreihen darüber auftrat.

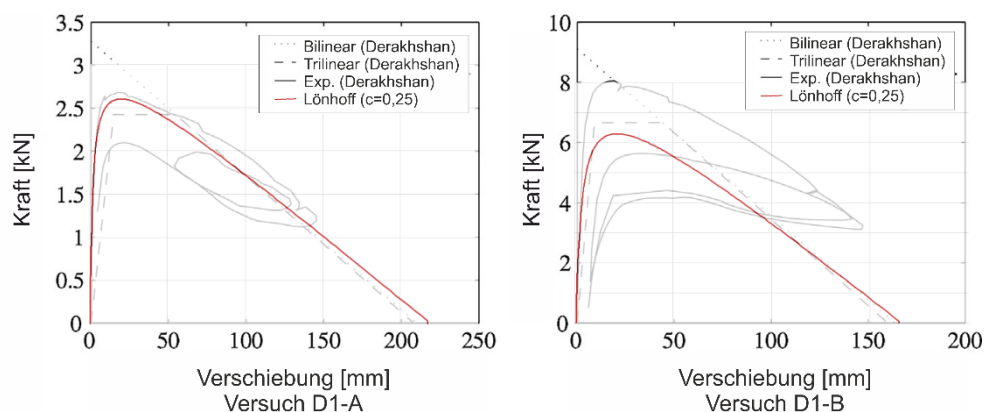


Abbildung 5.21: Vergleich der Kraftverformungskurven nach neu entwickelter Methode für die Versuche D1-A und D1-B von Derakhshan et al. [37]

5.3 Generische Beispiele

Vergleich der ermittelten Kraftverformungskurve mit bestehenden Modellen

Zur weiteren Verifikation der entwickelten Methode soll gezeigt werden, dass die Größenordnung der berechneten Kraftverformungskurve korrekt ist. Hierfür wird die Kraftverformungslinie für eine generische Wand bestimmt und mit den Kraftverformungslinien nach dem DG-Modell (Kapitel 3.1.4) und nach Derakhshan mit den Erweiterungen nach Rao (Kapitel 2.1) sowie der Verschiebung starrer Scheiben verglichen. Für das DG-Modell werden die in **Tabelle 2.1** angegebenen Werte für unterschiedlich stark geschädigte Fugen verwendet. Es wird eine 2,5 m hohe Wand mit einer Dicke von 0,20 m ohne vertikale Auflast angenommen (**Tabelle 5.2**). Die Knickhöhe wird dabei, um mit dem DG-Modell vergleichbare Ergebnisse zu erhalten, zunächst auf die halbe Wandhöhe festgelegt.

Tabelle 5.2: Eigenschaften der Beispielwand

Wanddicke t	0,2	[m]
Wandhöhe h	2,5	[m]
Wandbreite b	1,0	[m]
Dichte	1,8	[t/m ³]
E-Modul	5000	[MN/m ²]
Auflast	0	[MN]

Der eingeführte Parameter c , der die Kontaktsteifigkeit zwischen den Fugen an Fuß-, Knick- und Kopfpunkt beschreibt, muss hier gewählt werden. Es zeigt sich, dass unterschiedliche Werte für c die Steifigkeit der Wand stark beeinflussen. Wie erwartet führt eine hohe Kontaktsteifigkeit zur Annäherung der Kraftverformungskurve an die Kraftverformungsbeziehung starrer Scheiben. Für geringere Werte sinkt die Steifigkeit deutlich ab (**Abbildung 5.22**). Der Parameter ist vergleichbar mit der von Doherty und Griffith sowie Derakhshan beschriebenen Degradation der Fuge, bietet jedoch den erheblichen Vorteil, dass nicht zwei Punkte zur Definition eines Plateaus benötigt werden, sondern sich durch die Berücksichtigung der Veränderung der Position des Drehpunktes in jedem Schritt der Verformung zwangsläufig eine kontinuierliche Kraftverformungskurve einstellt. Zudem kann die Kontaktsteifigkeit c beliebig gewählt werden und somit sämtliche Zustände der Fuge und

weitere Faktoren, die die Lage des Drehpunktes beeinflussen, berücksichtigt werden. Weiterhin kann beobachtet werden, dass durch geringere Kontaktsteifigkeiten die Versagensverschiebung im entwickelten Modell abnimmt. Dies ist ebenfalls auf die Verlagerung des Drehpunktes vom Randpunkt der Steine zum Wandkern zurückzuführen.

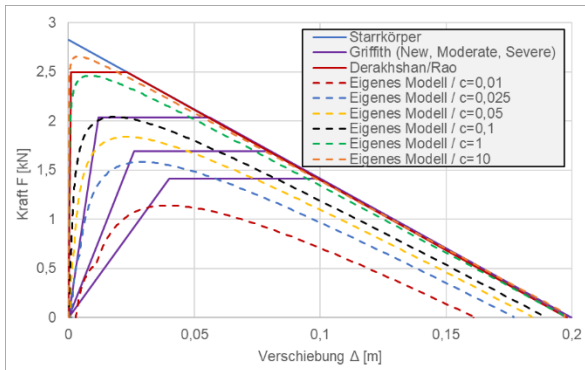


Abbildung 5.22: Vergleich der Kraftverformungskurve nach neu entwickelter Methode mit unterschiedlichen Kontaktsteifigkeiten c und den Methoden nach Doherty/Griffith und Derakhshan/Rao

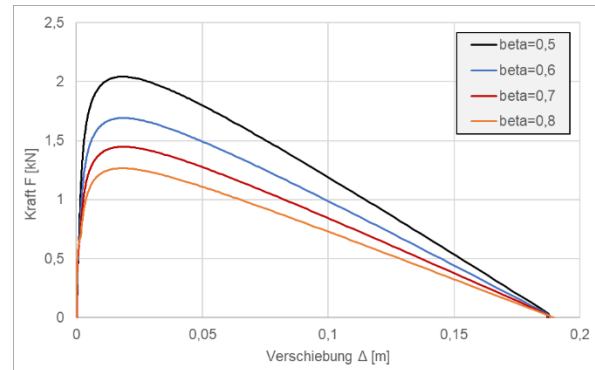


Abbildung 5.23: Vergleich der Kraftverformungskurve für unterschiedliche Knickhöhen

In Untersuchungen von Derakhshan wurde gezeigt, dass die Anfangssteifigkeit deutlich höher ist als von Doherty und Griffith angenommen. Im entwickelten Modell ist dies für hohe Werte von c ebenfalls zu beobachten.

Einfluss der Knickhöhe

Wird die Knickhöhe nach den in Abschnitt 5.1.1.2 hergeleiteten Gleichungen ermittelt, hängt diese insbesondere von der Annahme der vorhandenen Zugfestigkeit des Mauerwerks sowie der vertikal wirkenden Auflast ab. Die Lage des Knicks hat dabei einen Einfluss auf die Kraftverformungsbeziehung der Wand. In dieser und den nachfolgenden Untersuchungen wird die Kontaktsteifigkeit mit $c = 0,1$ angenommen.

In **Abbildung 5.23** sind Kraftverformungskurven für unterschiedliche Knickhöhen angegeben. Dabei wird deutlich, dass die Annahme einer Knickhöhe bei halber Wandhöhe die höchste Steifigkeit liefert und damit nicht konservativ ist. Ein Ausknicken der Wand oberhalb der Mitte führt zu geringeren Tragfähigkeiten und muss unbedingt berücksichtigt werden, um das out-of-plane-Verhalten korrekt abbilden zu können. Die angenommene Zugfestigkeit hat jedoch einen erheblichen Einfluss auf die Lage des Risses. Wird die Zugfestigkeit vernachlässigt ergibt sich für das betrachtete Beispiel eine Knickhöhe von $\beta = 0,9$ während sich für höhere Zugfestigkeiten die Lage des Knicks $\beta = 0,6$ annähert. Wird eine Auflast von $\Psi = 0,5$ berücksichtigt, was dem halben Wandgewicht entspricht, variiert die Lage des Knicks lediglich zwischen $\beta = 0,6$ und $\beta = 0,7$ (**Tabelle 5.3**).

Tabelle 5.3: Einfluss der Zugfestigkeit und der Auflast auf die Knickhöhe

Auflast	$\Psi = 0$	$\Psi = 0,5$
Zugfestigkeit	β	β
[N/mm ²]	[-]	[-]
0	0,9	0,7
0,01	0,75	0,65
0,1	0,6	0,6
1	0,6	0,6
10	0,6	0,6

Einfluss der Auflast

Die Auflast wirkt der vertikalen Verformung der Wand und damit der einwirkenden Kraft entgegen und hat somit einen positiven Einfluss auf die maximal aufnehmbare horizontale Belastung. Gleichzeitig wird jedoch mit steigender Auflast die Verschiebung, bei der ein geometrisches Versagen eintritt, reduziert. In **Abbildung 5.24** sind für die beschriebene Beispielwand, mit einer zu $\beta = 0,6$ festgesetzten Knickhöhe, die Kraftverformungslinien für unterschiedliche Auflasten dargestellt. Die Auflast greift dabei in allen Fällen zentrisch an. Neben der Größe der Auflast beeinflusst zusätzlich die Position das out-of-plane Verhalten. Durch eine exzentrisch wirkende Auflast wird die Kraftverformungskurve asymmetrisch und damit die Steifigkeit in positive und negative Verformungsrichtung unterschiedlich. Ebenso ist der geometrische Versagenspunkt nicht mehr symmetrisch.

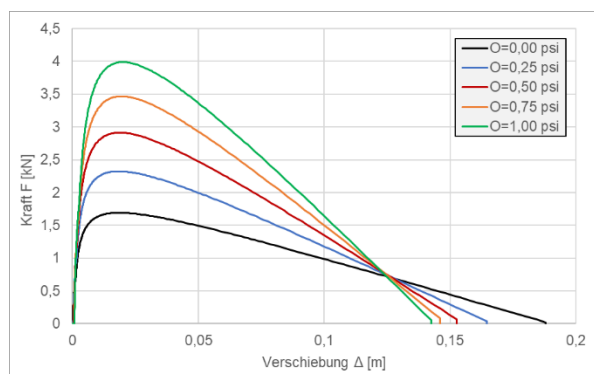


Abbildung 5.24: Vergleich der Kraftverformungskurve für unterschiedliche Auflasten

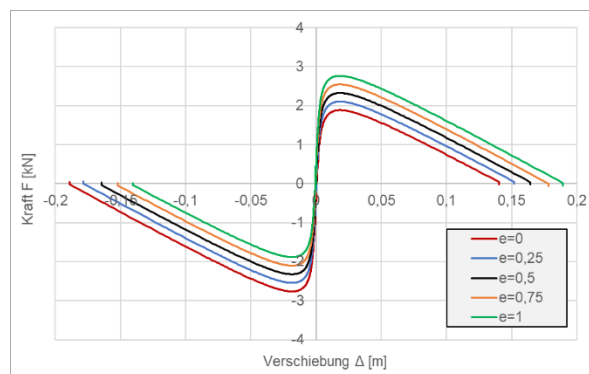


Abbildung 5.25: Vergleich der Kraftverformungskurve für unterschiedliche Exzentrizitäten der Auflast

In **Abbildung 5.25** sind die Kraftverformungslinien für unterschiedliche Exzentrizitäten e der Auflast dargestellt. Es zeigt sich der erhebliche Einfluss auf die Steifigkeit, insbesondere aber auch auf die Versagensverschiebung. Die Knickhöhe ist hier ebenfalls zu einem realistischen Wert von $\beta = 0,6$ festgesetzt und es wird eine Auflast von $\Psi = 0,25$ angesetzt.

Einfluss der vertikalen Steifigkeit am Wandkopf

Die vertikale Steifigkeit am Wandkopf hat insbesondere bei Ausfachungsmauerwerk Einfluss auf die Kraftverformungsbeziehung, da sie ebenso wie die Auflast der einwirkenden Kraft entgegenwirkt und somit einen positiven Effekt auf die out-of-plane-Tragfähigkeit hat. Zudem

ist bei Ausfachungsmauerwerk planmäßig keine Auflast vorhanden, da diese vom Rahmen abgetragen wird. In **Abbildung 5.26** sind Kraftverformungslinien für die Beispielwand mit einer Knickhöhe von $\beta = 0,6$ ohne Auflast für unterschiedliche vertikale Steifigkeiten K am Wandkopf dargestellt. Der starke Einfluss auf die Steifigkeit der Wand wird hier deutlich. Die Lage der vertikalen Feder wird dabei am Rand des obersten Steins angenommen, da dieser sich bei einer Verdrehung gegen den darüber liegenden Rahmen stützt.

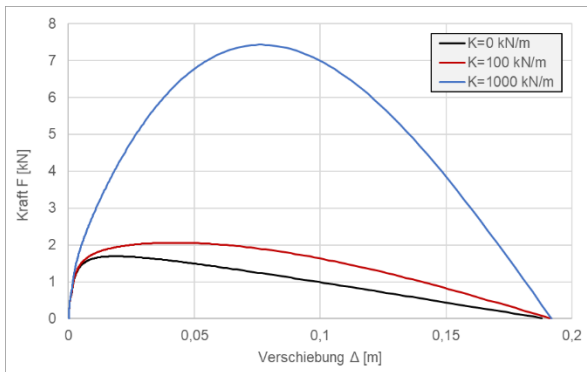


Abbildung 5.26: Vergleich der Kraftverformungskurve für unterschiedliche Steifigkeiten am Kopflager

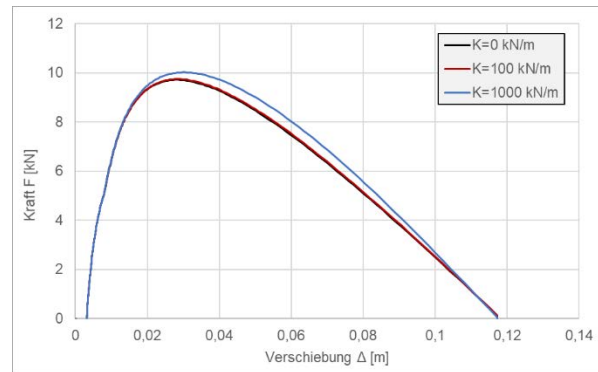


Abbildung 5.27: Vergleich der Kraftverformungskurve für unterschiedliche Steifigkeiten am Kopflager mit Auflast

Bei vorhandener Auflast fällt der Effekt der vertikalen Federsteifigkeit geringer aus da der günstige Effekt bereits durch die Auflast enthalten ist. Insbesondere bei hohen Auflasten übersteigt der Einfluss den der vertikalen Steifigkeit. Für eine Auflast von $\Psi = 5$ ergeben sich die in **Abbildung 5.27** dargestellten Kraftverformungslinien, an denen der geringere Einfluss ersichtlich wird.

Da insbesondere bei ausgefachten Rahmen die oberste Fuge in einigen Fällen nicht vollständig ausgemörtelt ist [3] und sich daher eine geringe Lücke zwischen oberstem Stein und darüber liegendem Rahmen ergibt, kann im entwickelten Modell auch dieser Abstand berücksichtigt werden. Die vertikale Steifigkeit wird dann erst aktiviert, wenn die vertikale Verformung der Wand, welche insbesondere durch die Wanddicke und die Knickhöhe beeinflusst wird, ausreicht, um die Lücke am Wandkopf zu schließen. In **Abbildung 5.28** sind Kraftverformungskurven für unterschiedlich große Abstände (gaps) mit einer vertikalen Federsteifigkeit von $K = 1000$ kN/m sowie für den Fall ohne vertikale Federsteifigkeit dargestellt. Bis die vertikale Feder aktiviert wird liegt die Kraftverformungslinie auf der Linie ohne vertikale Steifigkeit. Der Effekt einer vertikalen Steifigkeit wird insbesondere durch große Abstände somit deutlich verringert.

Bei einem am Kopfpunkt vorhandenen Abstand des Mauerwerks zum darüber liegenden Rahmen muss jedoch konstruktiv die horizontale Lagerung am Kopf gewährleistet sein, da die Wand andernfalls als Kragarm zu betrachten ist. Mögliche Anschlussarten sind beispielsweise in [142] dargestellt.

Bei hohen vertikalen Steifigkeiten sowie sehr hohen Auflasten muss weiterhin ein Druckversagen des Mauerwerks berücksichtigt werden. Da durch die vertikale Auslenkung der Wand mit zunehmender Verschiebung zunehmende Auflasten erzeugt werden, führen diese zu erheblichen Druckkräften im Mauerwerk. Durch die Verdrehung der Steine müssen diese hohen Kräfte zudem über eine geringe Fläche übertragen werden.

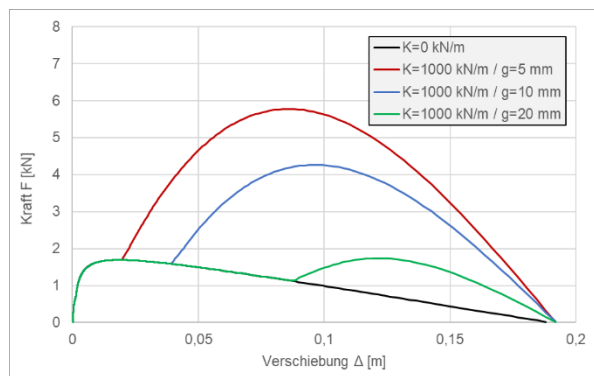


Abbildung 5.28: Vergleich der Kraftverformungskurve für unterschiedliche Abstände zur vertikalen Feder am Kopflager

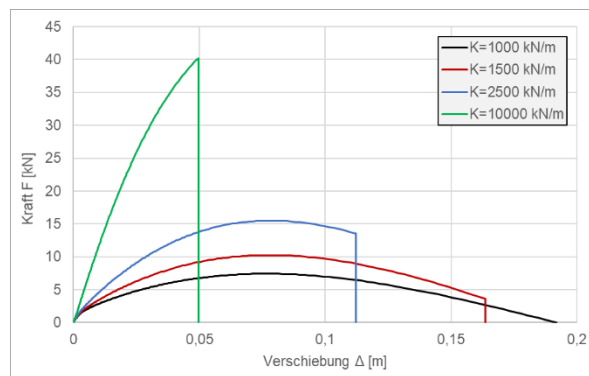


Abbildung 5.29: Vergleich der Kraftverformungskurve für höhere Steifigkeiten am Kopflager

Zur Berücksichtigung eines Druckversagens der Steine wird daher die Druckspannung in der Wand überwacht und bei der Überschreitung der Druckfestigkeit die Spannungsdehnungslinie zu null gesetzt und somit ein Druckversagen einem Versagen der Wand gleichgesetzt. In **Abbildung 5.29** sind Kraftverformungslinien mit höheren vertikalen Steifigkeiten dargestellt. Während die Steifigkeit der Wand mit steigender vertikaler Steifigkeit ansteigt, wird die Versagensverformung bei hohen Steifigkeiten deutlich früher erreicht, da hier die maximal aufnehmbare Druckspannung maßgebend wird. Insbesondere bei gedungenen Wänden kann dieser Effekt maßgebend werden, da hier die vertikale Auslenkung der Wand größer ist.

5.4 Zusammenfassung

Das entwickelte analytische Modell zur Ermittlung der Kraftverformungslinie für unbewehrte Mauerwerkswände unter out-of-plane Belastungen berücksichtigt die wesentlichen Einflussparameter. Insbesondere wird auch die vertikale Steifigkeit am oberen Auflager berücksichtigt, welche sich in den zuvor durchgeführten numerischen und experimentellen Untersuchungen als maßgebende Einflussgröße herausgestellt hat. Weiterhin können axiale Auflasten mit unterschiedlichen Exzentrizitäten berücksichtigt werden. Die Knickhöhe der Wand wird ebenfalls analytisch bestimmt und im Modell berücksichtigt. Auch ein Druckversagen der Wand, das insbesondere bei geringeren Schlankheiten relevant wird, kann im Modell berücksichtigt werden. Ein weiterer Parameter, der das out-of-plane Tragverhalten beeinflusst, ist die Lage der Drehpunkte der einzelnen Wandscheiben, die in den meisten vorhandenen Modellen an der Kante der Steine angenommen wird. Durch die nicht vollständige Ausmörtelung der Fuge oder Abrundungen der Steine wird in Realität die effektive Dicke der Wand jedoch reduziert [12]. Im entwickelten Modell wird die Lage des Drehpunktes durch Kontaktfedern zwischen den schwingenden Scheiben berücksichtigt und, wie alle weiteren Parameter, in jedem Verschiebungszustand neu berechnet. Dabei wird ebenfalls die Veränderung der Massenverteilung infolge der großen Verschiebungen berücksichtigt. Durch Bestimmung der geometrischen Beziehungen in jedem Schritt ergibt sich eine kontinuierliche Kraftverformungskurve, die lediglich durch den nicht physikalisch messbaren Parameter der Steifigkeit der Kontaktfedern beeinflusst werden kann. Parameter wie Wandhöhe, Wanddicke, Auflast, vertikale Steifigkeit etc. werden im Modell direkt berücksichtigt.

Zur Verifikation des entwickelten Ingenieurmodells wurden Pushover-Versuche durchgeführt, aus welchen die Kraftverformungslinie der betrachteten Porenbetonsteinwand ermittelt wurde.

Diese zeigen die starke Degradation der Fuge infolge von mehreren Schwingversuchen und die starke Veränderung der Steifigkeit der Wand ohne vertikale Steifigkeit infolge dessen. Weiterhin werden Kraftverformungslinien aus analytischem Modell mit Ergebnissen der Pushover-Versuche verglichen. Diese zeigen eine sehr gute Übereinstimmung sowohl für die Versuche mit und ohne vertikale Federsteifigkeit am Wandkopf.

Abschließend zeigen unterschiedliche generische Beispiele den Einfluss der verschiedenen Parameter auf die Kraftverformungslinie. Es wird außerdem gezeigt, dass die veränderliche Massenverteilung bei der Bestimmung der out-of-plane Tragfähigkeit gedrungener Wände berücksichtigt werden sollte, für schlanke Wände jedoch vernachlässigt werden kann.

Die Steifigkeit der Wand kann somit durch das entwickelte Modell sehr gut und realitätsnah beschrieben werden. Um das nichtlineare, zeitabhängige Schwingverhalten von unbewehrten Mauerwerkswänden beschreiben zu können, wird darüber hinaus die Dämpfung der Wand benötigt, die bei der Herleitung bisher vernachlässigt wurde.

6 Untersuchungen zur Dämpfung

Neben der Steifigkeit hat auch die Dämpfung einen Einfluss auf das out-of-plane Schwingungsverhalten von Mauerwerkswänden. Wie in den meisten Strukturen setzt sich die Dämpfung in Mauerwerk aus unterschiedlichen Anteilen zusammen und ist durch die starke Nichtlinearität des Schwingvorgangs komplex.

Da im Folgenden der Verformungszeitverlauf unter Anwendung der analytisch bestimmten Kraftverformungslinie in einem nichtlinearen EMS ermittelt werden soll, ist eine zuverlässige Aussage bezüglich der in der betrachteten Wand vorhandenen Dämpfung notwendig. Wie in den bereits durchgeführten Analysen beobachtet, hat die Dämpfung dabei einen Einfluss auf die Verschiebung.

Zur Bestimmung der tatsächlich vorhandenen Dämpfung wurden im bereits beschriebenen Versuchsstand unterschiedliche Ausschwingversuche durchgeführt. Aus diesen wird im Folgenden die Dämpfung ermittelt und unterschiedliche Dämpfungsmodelle im nichtlinearen EMS untersucht.

6.1 Stand von Wissenschaft und Technik

Die Dämpfung des out-of-plane Schwingvorgangs von Mauerwerkswänden ist von verschiedenen Faktoren abhängig.

Ein Anteil der Dämpfung entsteht durch die Reibung an den Kontaktpunkten der Wand mit der umgebenen Struktur an Kopf und Fuß sowie zwischen den beiden Scheiben der Mauerwerkswand. Weiterhin liefern die plastischen Verformungen der Fugen und des Mauerwerks selbst einen Anteil zur Dämpfung. Ein weiterer Effekt ist die Energiedissipation durch das Aufeinanderschlagen der beiden Wandscheiben während des Nulldurchgangs der Schwingung. Durch diesen teilelastischen Stoß wird sowohl am Fuß und Kopf als auch in Knickebene Energie dissipiert. Durch die großen Verformungen die bei der Betrachtung des out-of-plane Verhalten berücksichtigt werden, kann jedoch nicht davon ausgegangen werden, dass die Dämpfung in allen Zuständen identisch ist [29]. Während erstere Phänomene während des kompletten Schwingvorgangs in unterschiedlicher Intensität wirken und durch eine äquivalente viskose Dämpfung abgebildet werden können, existiert die Dämpfung durch den Stoß nur kurzzeitig während des Nulldurchgangs. Abgebildet werden kann dieser Effekt durch die Stoßzahl oder auch Restitutionskoeffizienten (Coefficient of Restitution (COR)).

Die Stärke der hierdurch erreichten Dämpfung hängt von der kinetischen Energie von und nach dem Stoß, bzw. der Aufprallgeschwindigkeit ab und wurde bereits in [143] beschrieben. Insbesondere bei der Untersuchung des Schwingverhaltens von starren Blöcken unter Erdbebeneinwirkungen spielt dieser Effekt eine wesentliche Rolle und ist in diesem Bereich Gegenstand verschiedener theoretischer und experimenteller Forschungsarbeiten [144–148]. Maßgebend kann der Restitutionskoeffizient bei sehr gedungenen Blöcken bzw. Mauerwerkswänden werden. Da jedoch das out-of-plane Versagen bei geringen Schlankheiten eine untergeordnete Rolle spielt und der Einfluss bei großen Schlankheiten gering ist, wird der Restitutionskoeffizient hier nicht weiter betrachtet [60].

Die Dämpfung des out-of-plane Schwingvorgangs von Mauerwerkswänden wurde in einigen experimentellen Forschungsarbeiten zur out-of-plane Tragfähigkeit von unbewehrten Mauerwerkswänden untersucht, stellte jedoch in keiner der Arbeiten den Forschungsschwerpunkt dar [12, 29, 67, 68]. Für die betrachteten Mauerwerkswände ergeben sich dabei Dämpfungsgrade von 5% - 15%. In [27] wird festgestellt, dass die Dämpfungsrate bei sehr kleinen Deformationen deutlich erhöht ist. Zurückgeführt wird dies auf den höheren

Einfluss von Reibung bei kleinen Verformungen. Auch bei sehr großen Verformungen wird eine erhöhte Dämpfung beschrieben.

Detaillierte Untersuchungen zu den unterschiedlichen Dämpfungsanteilen, der Abhängigkeit der Dämpfung vom Verformungszustand sowie des Einflusses von unterschiedlichen Stein-Mörtel-Kombinationen existieren bisher nicht.

Die Grundlagen der Anwendung der Dämpfung in numerischen und analytischen Modellen wird in 6.4 beschrieben.

6.2 Ausschwingversuche

Zur Untersuchung der Dämpfung wurden zahlreiche Ausschwingversuche mit der in Abschnitt 5.2 beschriebenen Versuchskonfiguration durchgeführt. Dabei wurde der Einfluss der vertikalen Federsteifigkeit am Wandkopf auf das Schwingverhalten und insbesondere die Dämpfung der Wand untersucht. Für jede Konfiguration wurde die geometrische Versagensverschiebung experimentell ermittelt und 20 Ausschwingversuche durchgeführt. Dabei wurde die Wand bis zur Versagensverschiebung ausgelenkt und anschließend die freie Schwingung beobachtet. Es wurden jeweils 10 Ausschwingversuche von links und von rechts durchgeführt, um eventuelle Asymmetrien der Wand und des Versuchsaufbaus zu berücksichtigen. Die Versuche mit und ohne vertikale Federn wurden sowohl zu Beginn der Versuchsreihe wie auch abschließend durchgeführt, um den Einfluss der Schädigung auf die Dämpfung der Wand zu untersuchen.

Eine Zusammenfassung der durchgeführten Ausschwingversuche (PBA) ist in

Tabelle 6.1 dargestellt.

Tabelle 6.1: Ausschwingversuche Porenbetonsteinwand

Bezeichnung	Erläuterung
PBA-1_oF_l_01-10	Ausschwingversuche ohne Federn von links
PBA-2_oF_r_11-20	Ausschwingversuche ohne Federn von rechts
PBA-3_mF_l_01-10	Ausschwingversuche mit Federn von links
PBA-4_mF_r_11-20	Ausschwingversuche mit Federn von rechts
PBA-5_mF-g2mm_l_01-10	Ausschwingversuche mit Federn mit 2mm Gap von links
PBA-6_mF-g2mm_r_11-20	Ausschwingversuche mit Federn mit 2mm Gap von rechts
PBA-7_oF_l_01-10	Ausschwingversuche ohne Federn von links mit geschädigter Fuge
PBA-8_oF_r_11-20	Ausschwingversuche ohne Federn von rechts mit geschädigter Fuge
PBA-9_mF_l_01-10	Ausschwingversuche mit Federn von links mit geschädigter Fuge
PBA-10_mF_r_11-20	Ausschwingversuche mit Federn von rechts mit geschädigter Fuge

Zur Untersuchung des Schwingverhaltens der Wand ohne vertikale Steifigkeit und ohne Auflast wurden zunächst 10 Ausschwingversuche von links und rechts an der ungeschädigten Wand durchgeführt. Dabei wurden die Verschiebungen in Höhe des Knicks ($h=1,0$ m) und auf halber Knickhöhe ($h=0,50$ m) sowie in vertikaler Richtung am Wandkopf gemessen. Die Wand wurde dazu um 9 cm, bis kurz vor die geometrische Versagensverschiebung, ausgelenkt und losgelassen. Die experimentell und mittels analytischem Modell ermittelten Versagensverschiebungen sind in **Tabelle 6.2** zusammengefasst. Basis für die Ermittlung der Versagensverschiebungen der ungeschädigten und mittel stark geschädigten Fuge mittels analytischem Modell bilden die in Kapitel 5.2 ermittelten Werte für die Kontaktsteifigkeit. Die

Versagensverformung der geschädigten Wand mit vertikaler Steifigkeit wird dabei etwas überschätzt, wobei hierbei wie in Kapitel 5.2 beschrieben, die gleiche Kontaktsteifigkeit wie im ungeschädigten Fall angewendet wird. Insgesamt zeigt der Vergleich eine gute Übereinstimmung.

Tabelle 6.2: Experimentell und analytisch ermittelte geometrische Versagensverschiebung

Bezeichnung	Versagensverschiebung (experimentell)	Versagensverschiebung (analytisch)
PBA-1_oF_I_01-10	9,0 cm	9,0 cm
PBA-2_oF_r_11-20	9,0 cm	9,0 cm
PBA-3_mF_I_01-10	7,2 cm	7,4 cm
PBA-4_mF_r_11-20	7,3 cm	7,4 cm
PBA-5_mF-g2mm_I_01-10	7,5 cm	7,4 cm
PBA-6_mF-g2mm_r_11-20	7,6 cm	7,4 cm
PBA-7_oF_I_01-10	8,4 cm	8,6 cm
PBA-8_oF_r_11-20	8,5 cm	8,6 cm
PBA-9_mF_I_01-10	6,8 cm	7,4 cm
PBA-10_mF_r_11-20	6,9 cm	7,4 cm

In **Abbildung 6.1** ist der Ausschwingvorgang des ersten Versuchs dargestellt. Es zeigt sich die gedämpfte Schwingung der Wand, wobei die Veränderung der Periode der einzelnen Schwingungen und damit die Variation der Eigenfrequenz der Wand hier bereits erkennbar ist. Die vertikale Verschiebung am Wandkopf erreicht den Nullpunkt bei jedem Nulldurchgang der horizontalen Verschiebung der Wand. Dazwischen wird die Wand, unabhängig von der Verschiebungsrichtung, nach oben verschoben.

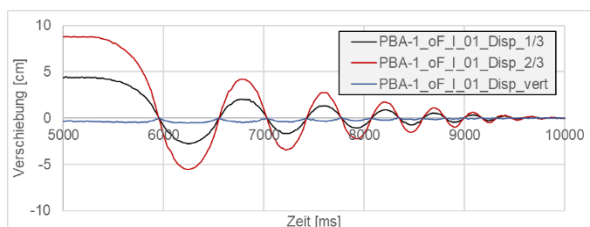


Abbildung 6.1: Verformungsverläufe bei 1/3 und 2/3 der Wandhöhe sowie in vertikaler Richtung am Wandkopf für Ausschwingversuch PBA-1_oF_I_01

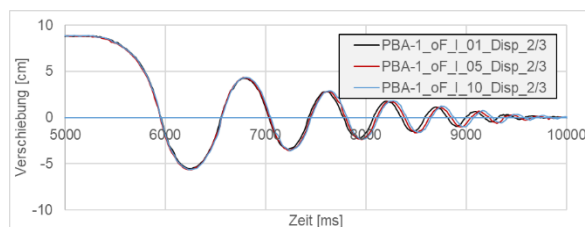


Abbildung 6.2: Verformungsverläufe der Ausschwingversuche PBA-1_oF_I_01, _05 und _10

In **Abbildung 6.2** sind die Verschiebungen in Knickhöhe für den 1., 5. und 10. Ausschwingversuch dargestellt. Während die Auslenkung sowie die erste Schwingung identisch sind, findet bei kleineren Verformungen eine Periodenverlängerung mit zunehmender Versuchsanzahl statt. Die Veränderung des Schwingverhaltens der Wand insbesondere bei sehr kleinen Verformungen lässt sich durch Ausbrüche der Kanten erklären (**Abbildung 5.14**). Ebenfalls Einfluss auf das Schwingverhalten bei sehr kleinen Verformungen, hat die im Versuch beobachtete Anhäufung von Abrieb der Steine und des Mörtels in der Fuge.

Dies führt zu einer kleinen Erhebung in der Mitte Fuge, die wie eine Art Gelenk fungiert und

die Steifigkeit der Wand bei kleinen Verformungen reduziert (**Abbildung 6.3**). Es zeigt sich dabei die hohe Sensibilität des Schwingverhaltens auf kleinste Veränderungen der Eigenschaften und Randbedingungen der Wand.

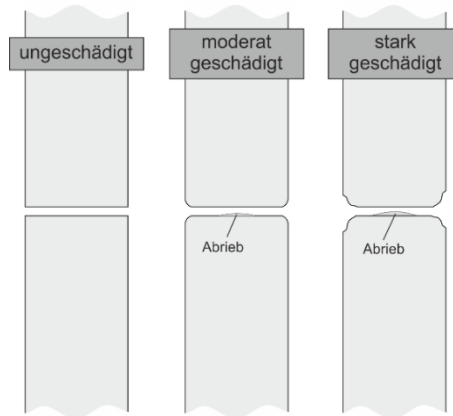


Abbildung 6.3: Skizze der Schädigungsgrade der Fuge

Der Vergleich des Ausschwingvorgangs bei einer Auslenkung nach links bzw. rechts liefert eine sehr gute Übereinstimmung und zeigt kein asymmetrisches Verhalten. Die Verschiebungsverläufe der Ausschwingversuche von rechts wurden dabei mit -1 skaliert. Es tritt dabei ebenfalls der Effekt auf, dass die Perioden bei kleinen Verschiebungen mit zunehmender Versuchsdauer länger werden (**Abbildung 6.4**).

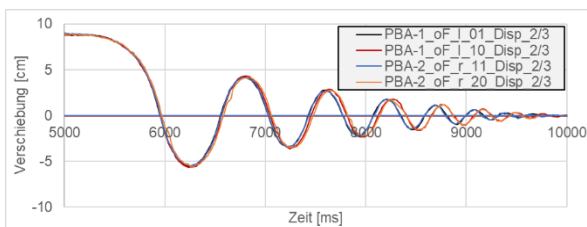


Abbildung 6.4: Verformungsverläufe der Ausschwingversuche PBA-1_oF_l_01, und _10 sowie PBA-2_oF_r_01, und _10

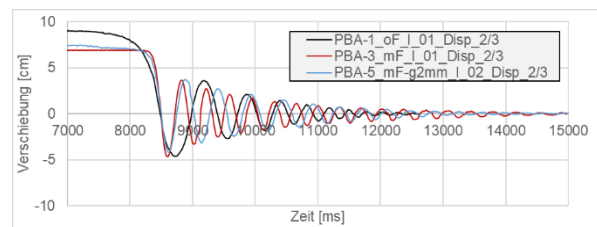


Abbildung 6.5: Verformungsverläufe der Ausschwingversuche PBA-1_oF_l_01, PBA-2_oF_r_01, und PBA-3_mF_l_02 (ohne und mit vertikaler Steifigkeit + 2mm Gap)

In **Abbildung 6.5** sind die Ausschwingversuche mit und ohne vertikale Federn dargestellt. Es zeigt sich die deutlich geringere Versagensverschiebung im Versuch mit vertikaler Feder. Da durch das Auslenken der Wand eine Vorspannkraft in die Federn eingepreßt wird, ergibt sich eine höhere Anfangsgeschwindigkeit der Wand. Die höhere Geschwindigkeit führt zu einer Verschiebung auf der Gegenseite in einer ähnlichen Größenordnung wie im Versuch ohne vertikale Federn. Die deutlich höhere Steifigkeit der Wand mit Federn ist durch die höhere Frequenz ersichtlich. In den Versuchen PBA-5+6_mF-g2mm wurde ein Abstand zwischen Federn und Wand von 2 mm realisiert. Dies führt zu einer geringeren Vorspannkraft in den Federn und damit zu einer geringeren Anfangsgeschwindigkeit (**Abbildung 6.5**).

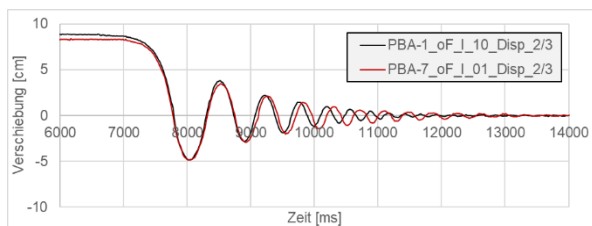


Abbildung 6.6: Verformungsverläufe der Ausschwingversuche PBA-1_oF_I_10 und PBA-7_oF_I_01 (ungeschädigte und geschädigte Fuge)

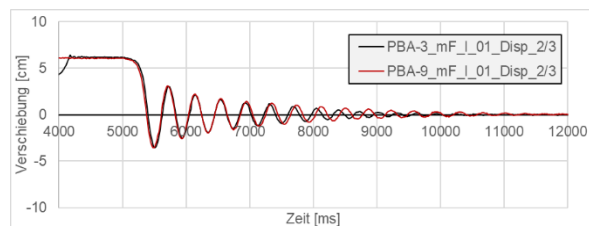


Abbildung 6.7: Verformungsverläufe der Ausschwingversuche PBA-3_mF_I_01 und PBA-9_mF_I_01 (ungeschädigte und geschädigte Fuge mit Federn)

Nach einer Reihe weiterer Versuche wurde die Versuchsreihe ohne vertikale Federn wiederholt, um den Einfluss der Vorschädigung durch Kantenausbrüche, Abrieb in der Fuge etc. zu untersuchen. Hierbei zeigt sich eine geringere Dämpfung im Versuch mit der bereits geschädigten Fuge (PBA-7_oF_I_01). Auch die Zunahme der Periode bei kleinen Verformungen wird dabei deutlich (**Abbildung 6.6**).

In PBA-9+10_mF wurde für den Fall mit vertikalen Federn untersucht, wie sich die Schwingung verändert, wenn sich der Schädigungsgrad der Fuge ändert. **Abbildung 6.7** zeigt den Vergleich der Versuche mit unterschiedlich stark geschädigten Fugen. Hier lässt sich ebenfalls eine Verringerung der Dämpfung so wie eine Zunahme der Periodendauer bei kleinen Verformungen beobachten.

6.3 Auswertung der Ausschwingversuche

Für die durchgeführten Ausschwingversuche wird die Dämpfung für jede Schwingung ausgewertet. Die Bestimmung der Dämpfung erfolgt durch den Zusammenhang der Abnahme einer Amplitude zur Nächsten (siehe Abschnitt 4.5.5.2). Durch Mittelung der beiden Amplituden sowie der Zeitwerte werden zudem die zugehörigen Verschiebungen bestimmt. Hierdurch kann die Dämpfung über die Verschiebung der Wand aufgetragen werden.

Die Auswertung der Dämpfung der Versuche PBA-1+2_oF mit der nahezu ungeschädigten Wand ergibt für Verschiebungen größer 1 cm eine Dämpfungsrate von 5-9%. Im Bereich kleiner Verformungen ergibt sich eine höhere Streuung der Dämpfung mit Werten von 3-17 % (**Abbildung 6.8**). Dabei nimmt die Genauigkeit der Dämpfungsbestimmung mit kleiner werdenden Verformungen ab, da der relative Fehler durch Mess- und Ablesefehler größer wird. Die Streuung ist somit im Bereich unter 0,5 cm größer.

Für Versuchsreihe PBA-7+8_oF, die nach einer Reihe weiterer Versuche mit gleicher Konfiguration durchgeführt wurde, ergibt sich eine etwas geringere Dämpfung. Der größte Unterschied stellt sich bei sehr kleinen Verformungen ein. Während die Auswertung der Versuche mit ungeschädigter Fuge für kleine Verformungen einen Anstieg der Dämpfung liefert, fällt die Dämpfung in den Versuchen mit geschädigter Fuge ab (**Abbildung 6.8**).

Neben der Dämpfung wird die Frequenz über die Zeit bestimmt und der zugehörigen Verschiebung zugeordnet. So kann die Frequenz über die Verschiebung der Wand betrachtet werden. In **Abbildung 6.9** sind die Frequenzen für die Versuchsreihe ohne vertikale Federn mit ungeschädigter sowie geschädigter Fuge dargestellt. Zudem wird aus der in Kapitel 5 ermittelten Kraftverformungsbeziehung mit $c = 0,09$ und $c = 0,02$ (**Abbildung 5.17**) die Frequenz über die Verschiebung aufgetragen. Hierzu wird aus der Kraftverformungslinie für jede Verschiebung die zugehörige Sekantensteifigkeit ermittelt.

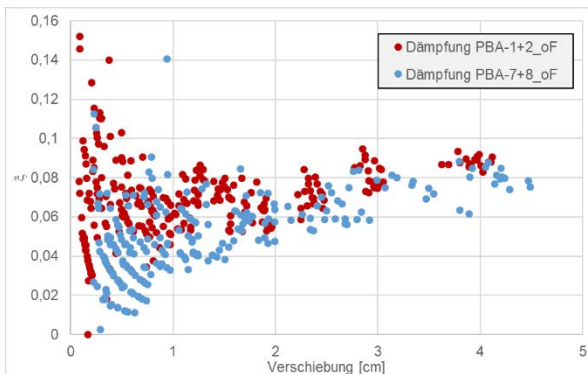


Abbildung 6.8: Vergleich der Dämpfung der Ausschwingversuche PBA-1+2_oF und PBA-7+8_oF (ungeschädigte und geschädigte Fuge)

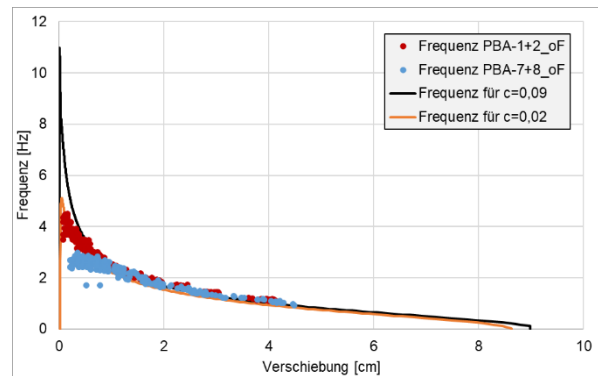


Abbildung 6.9: Vergleich der Frequenz der Ausschwingversuche PBA-1+2_oF und PBA-7+8_oF (ungeschädigte und geschädigte Fuge) und Frequenzen aus analytischem Modell mit $c = 0,09$ und $c = 0,02$

Aus dieser lässt sich durch Umformung von Gleichung (4.13) die Frequenz in Abhängigkeit der Verschiebung ermitteln. Die im Versuch ermittelte Frequenz liegt dabei im Bereich zwischen der Frequenz aus der Kraftverformungslinie der ungeschädigten und geschädigten Fuge. Der Vergleich zeigt insgesamt eine sehr gute Übereinstimmung der Frequenz, die aus den Ausschwingversuchen mit ungeschädigter Fuge ermittelt wurde und bestätigt die gute Übereinstimmung der Steifigkeit aus Versuch und analytischem Modell. Lediglich im Bereich sehr kleiner Verformungen wird die Steifigkeit der Wand überschätzt.

Für die geschädigte Fuge zeigt sich eine deutliche Abnahme der Frequenz bei Verformungen unter 1 cm, was auf die bereits in Abschnitt 5.2 und 6.2 beschriebenen Effekte zurückgeht.

Für die Versuche mit vertikalen Federn am Wandkopf wird ebenfalls die Dämpfung bestimmt und über die Verschiebung dargestellt (**Abbildung 6.10**). Die Dämpfung ist dabei deutlich geringer als im Fall ohne Federsteifigkeit und liefert für Verformungen größer 1 cm Dämpfungsraten von 2-6%. Wobei die Dämpfung für größere Verformungen ansteigt. Für geringere Verformungen ergibt sich wie in den vorangegangenen Untersuchungen eine größere Streuung sowie ein Anstieg der Dämpfung bis 10%. Der Unterschied zwischen ungeschädigter und geschädigter Fuge ist dabei gering.

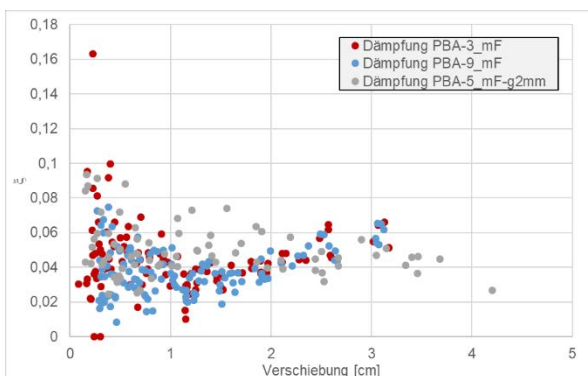


Abbildung 6.10: Vergleich der Dämpfung der Ausschwingversuche PBA-3_mF, PBA-9_mF und PBA-5_mF-g2mm

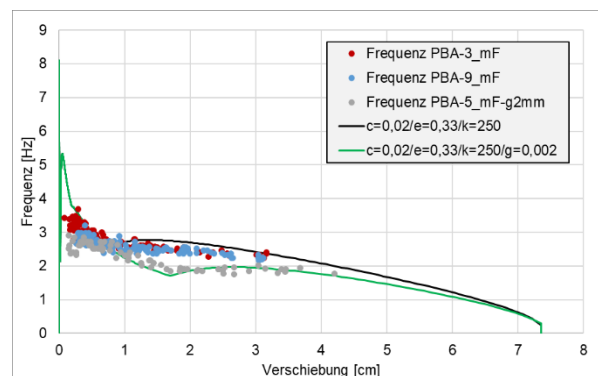


Abbildung 6.11: Vergleich der Frequenz der Ausschwingversuche PBA-3_mF, PBA-9_mF und PBA-5_mF-g2mm sowie Frequenzen aus analytischem Modell

Die Auswertung der Frequenz (**Abbildung 6.11**) zeigt eine nahezu konstante Frequenz über die Verschiebung. Der Vergleich der Frequenz für unterschiedliche Schädigungsgrade zeigt auch hier die Abnahme der Frequenz im Bereich kleiner Verformungen für die stärker geschädigte Fuge. Der Effekt ist bei vorhandener Federsteifigkeit jedoch deutlich geringer.

Im Vergleich mit den aus der analytisch ermittelten Kraftverformungslinie mit $c = 0,02$ (**Abbildung 5.20**) hergeleiteten Frequenzen zeigt sich ebenfalls eine sehr gute Übereinstimmung.

In den Versuchen mit einem Gap von 2 mm ergibt sich für kleine und große Verformungen der Wand eine ähnliche Verteilung der Dämpfung. Für Verformungen von 1 – 2,5 cm ist die Dämpfung geringfügig höher. Da hier die vertikale Feder noch nicht aktiviert ist, entspricht die Dämpfung somit eher dem Fall ohne Federelemente (**Abbildung 6.10**).

Der Vergleich der Frequenz aus Versuch und analytischem Modell liefert erneut eine sehr gute Übereinstimmung (**Abbildung 6.11**).

6.4 Analytische Beschreibung der Dämpfung

Die experimentell ermittelte Dämpfung muss zur Beschreibung des nichtlinearen Verhaltens der Wand in einem äquivalenten Einmassenschwinger analytisch umgesetzt werden. Im Folgenden werden daher unterschiedliche Dämpfungsmodelle und deren Eignung zur Beschreibung der Dämpfung von Mauerwerkswänden untersucht.

Zum Vergleich der Dämpfungsmodelle werden im Folgenden die Ergebnisse von Ausschwingversuch PBA-1_oF_I_01 mit den Ergebnissen des nichtlinearen EMS verglichen. Auf Grundlage der Untersuchungen in Abschnitt 5.2 wird die Kraftverformungskurve mit einer Kontaktsteifigkeit $c = 0,02$ ermittelt. Die Massenverteilung der Wand wird als konstant angenommen.

6.4.1 Grundlagen

Zur Ermittlung der Verschiebungszeitverläufe des nichtlinearen EMS wird die Bewegungsgleichung

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = p(t) \quad (6.1)$$

mittels expliziter Integration mit einem quadratischen Ansatz für die Verschiebung

$$u(t) = a \cdot t^2 + b \cdot t + c \quad (6.2)$$

gelöst. Dies entspricht der Methode der zentralen Differenzen, die hier für nichtlineare Systeme adaptiert wird. Die Anfangsbedingungen müssen dabei bekannt und die Schrittweite Δt klein sein. Aus Gleichung (6.2) folgt

$$u(0) = u_n = c \quad (6.3)$$

sowie

$$u(\Delta t) = u_{n+1} = a \cdot (\Delta t)^2 + b \cdot \Delta t + u_n \quad (6.4)$$

und

$$u(-\Delta t) = u_{n-1} = a \cdot (\Delta t)^2 - b \cdot \Delta t + u_n. \quad (6.5)$$

Durch Umformen ergibt sich

$$a = \ddot{u}_n = \frac{u_{n+1} - 2u_n + u_{n-1}}{(\Delta t)^2} \quad (6.6)$$

und

$$b = \dot{u}_n = \frac{u_{n+1} - u_{n-1}}{2\Delta t}. \quad (6.7)$$

Einsetzen von (6.6) und (6.7) in (6.1) liefert

$$M \cdot \frac{u_{n+1} - 2u_n + u_{n-1}}{(\Delta t)^2} + C \cdot \frac{u_{n+1} - u_{n-1}}{2\Delta t} + K \cdot u_n = p_n. \quad (6.8)$$

Durch Auflösen nach u_{n+1} ergibt sich

$$\left(\frac{M}{(\Delta t)^2} + \frac{C}{2\Delta t} \right) u_{n+1} = p_n - \left(\frac{M}{(\Delta t)^2} - \frac{C}{2\Delta t} \right) u_{n-1} - \left(K - \frac{2M}{(\Delta t)^2} \right) u_n. \quad (6.9)$$

Mit bekannten Anfangsbedingungen u_0 und \dot{u}_0 ergibt sich aus Gleichung (6.1) die Beschleunigung \ddot{u} zum Zeitpunkt 0

$$\ddot{u}_0 = \frac{p_0 - C\dot{u}_0 - Ku_0}{M}. \quad (6.10)$$

Zur Berücksichtigung nichtlinearer Systeme muss lediglich der Term $K \cdot u_n$ durch $(f_s)_n$ ersetzt werden. Da hierfür ausschließlich Werte aus dem aktuellen Zeitschritt n verwendet werden und keine unbekanntes Antworten zum Zeitpunkt $n + 1$ benötigt werden, kann die Lösung ohne Gleichgewichtsiteration bestimmt werden [138].

Viskose Dämpfung

Die Dämpfung wird in der Bewegungsgleichung für gewöhnlich als viskose Dämpfung C ausgedrückt. Diese führt zu einer Kraft die proportional zur Geschwindigkeit ist und dem schwingenden System entgegensteht.

Wird jedoch in stark nichtlinearen Systemen die konstante viskose Dämpfung C verwendet, entsteht durch die Veränderung der Steifigkeit und somit der Frequenz des Systems eine veränderliche Dämpfungsrate ξ . Durch den Zusammenhang

$$\xi = \frac{c}{C_{kr}} = \frac{c}{2M\omega} \quad (6.11)$$

verringert sich mit steigender Steifigkeit bzw. Frequenz des Systems die Dämpfung des Systems. Dies steht den Beobachtungen in den beschriebenen Versuchen entgegen, in denen

mit steigender Frequenz die Dämpfung anwächst.

Rayleigh-Dämpfung

Neben der viskosen Dämpfung findet die Rayleigh-Dämpfung, welche sich aus einem massen- und einem steifigkeitsproportionalen Anteil zusammensetzt, häufig Anwendung. Hierbei wird die Dämpfungsmatrix C durch

$$C = \alpha \cdot M + \beta \cdot K \quad (6.12)$$

bestimmt. Die Koeffizienten α und β können jeweils so bestimmt werden, dass für eine Eigenmode i eines Mehrmassenschwingers die Dämpfungsrate ξ_i gilt. Die massenproportionale Dämpfung liefert dabei, wie die viskose Dämpfung, eine zur Frequenz antiproportionale Dämpfungsrate. Die steifigkeitsproportionale Dämpfung liefert eine Dämpfungsrate die linear mit der Eigenfrequenz ansteigt. Durch die Kombination beider Dämpfungsanteile lässt sich die Dämpfung für zwei Eigenmoden festlegen, im Bereich dazwischen entsteht eine geringere Dämpfung. Darüber und darunter steigt die Dämpfung stark an.

Für das gegebene Problem bietet sich daher die Verwendung einer steifigkeitsproportionalen Dämpfung an, um den Anstieg der Dämpfung im Bereich von höheren Frequenzen abzubilden. Die einfachste und häufig angewendete (z.B. SAP2000 [149]) Umsetzung der Rayleigh-Dämpfung besteht in der Berechnung der Dämpfungsmatrix C aus der Anfangssteifigkeitsmatrix K_i ($i = \text{initial}$), also auf Basis der Ausgangssituation der Struktur. Die Dämpfungsmatrix C bleibt dabei über die komplette Simulationdauer konstant. Für Mehrmassenschwinger ändert sich somit der Dämpfungsgrad je nachdem wie stark die unterschiedlichen Eigenmoden angeregt werden. Im Fall eines EMS ergibt sich jedoch für C ein konstanter Wert und entspricht damit einer viskosen Dämpfung. Dies führt bei nichtlinearen EMS auf Grund der ständig variierenden Steifigkeit zu einer Veränderung der tatsächlich aufgebrachten Dämpfungsrate während des Schwingvorgangs. Sinkt die Steifigkeit in Relation zur Anfangssteifigkeit im Laufe der Berechnung, wie in den meisten Anwendungen der Fall, steigt die Dämpfung an. Im Fall des hier betrachteten nichtlinearen EMS wird für den Ausschwingversuch, dessen Anfangssteifigkeit durch die bereits vorhandene Auslenkung sehr gering ist (K_1 in **Abbildung 6.14**) eine sehr hohe Dämpfung berechnet, die mit abnehmender Verformung (steigender Steifigkeit) abnimmt. Im Fall der Erdbebenanregung ist die Anfangssteifigkeit hoch und nimmt durch die Verformung des Systems ab und führt bei großen Verformungen zu höheren Dämpfungen. Es ergibt sich somit bei stark nichtlinearen Systemen eine Unter- bzw. Überschätzung der Dämpfung. Für nichtlineare MMS kann die Berechnung der Dämpfungsmatrix aus der Anfangssteifigkeit eine gute Approximation der tatsächlichen Dämpfung sein, da unterschiedliche Dämpfungsgrade für unterschiedliche Steifigkeiten der Struktur bereits über die Berücksichtigung der unterschiedlichen Eigenmoden enthalten sind. Für EMS hingegen ist dieser Vorteil nicht vorhanden.

Eine weitere Möglichkeit der Umsetzung der Rayleigh-Dämpfung besteht in der Berechnung der Dämpfungsmatrix aus der aktuellen Tangentensteifigkeitsmatrix K_{ct} ($c = \text{current}$, $t = \text{tangent}$) mit festen Faktoren α und β die aus der Anfangssteifigkeitsmatrix berechnet werden (z.B. OpenSees [150, 151]). Auch hierbei entstehen nach [152] jedoch Effekte künstlicher Dämpfung. Bei der Anwendung auf den betrachteten EMS ergibt sich durch die Verwendung der tangentialen Steifigkeit auf Grund des vorhandenen softenings der Kraftverformungskurve jedoch eine negative Dämpfungsmatrix. Dies führt zu Eigenfrequenzen die in Abhängig der

Größe von C null oder komplex ($\omega^2 < 0$) sind [153]. Die Lösungen sind somit unbrauchbar. Da jedoch insbesondere der Bereich des abfallenden Astes, der hier bereits ab Verformungen von ca. einem Zehntel der Wanddicke vorhanden ist, für das Schwingverhalten der Wand maßgebend ist, muss dieser korrekt abgebildet werden. Hierzu wird zur Bestimmung der Dämpfungsmatrix die aktuelle Sekantensteifigkeitsmatrix K_{cs} verwendet. Diese ist durchgehend positiv und wird bei Erreichen der Versagensverschiebung 0.

6.4.2 Anwendung auf die Ausschwingversuche

Viskose Dämpfung

Für die folgenden Untersuchungen wird zur Bestimmung der viskosen Dämpfung eine Dämpfungsrate von $\xi = 7,5\%$ angesetzt, welche nach den vorangegangenen Untersuchungen eine gute Annäherung darstellt. Die Steifigkeit zur Berechnung der viskosen Dämpfung wird so gewählt, dass die ersten Schwingungen korrekt gedämpft werden. Für die Berechnung des Ausschwingversuchs wird die Anfangsverschiebung analog zum Ausschwingversuch zu $u_0 = 0,09$ m gesetzt.

Aufgrund der beschriebenen Effekte in stark nichtlinearen Systemen ist die Dämpfung über den Schwingungsverlauf zu gering. Während im Versuch die Schwingung nach 5 Sekunden bereits vollständig abgeklungen ist, klingt die Schwingung des EMS sehr langsam ab, da die Dämpfungsrate mit abnehmender Verformung und damit zunehmender Steifigkeit kontinuierlich geringer wird (**Abbildung 6.12**).

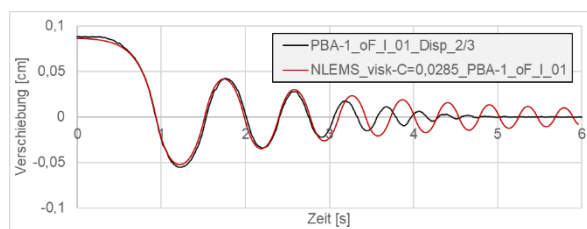


Abbildung 6.12: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS mit viskoser Dämpfung im Vergleich mit Ausschwingversuch PBA-1_oF_I_01

Rayleigh-Dämpfung

Zur Untersuchung der Rayleigh-Dämpfung werden die Koeffizienten α und β wie beschrieben aus der Anfangssteifigkeit bzw. der Frequenz zu Beginn des Ausschwingvorgangs ermittelt. Dabei wird die Dämpfung bei den Frequenzen von 2 Hz und 3 Hz zu $\xi = 7\%$ festgelegt. Nach [154] ergeben sich die Koeffizienten zu:

$$\alpha = 4\pi \frac{T_1 D_1 - T_2 D_2}{T_1^2 - T_2^2} = 1,0556 \quad (6.13)$$

und

$$\beta = T_1 T_2 \frac{T_1 D_2 - T_2 D_1}{\pi(T_1^2 - T_2^2)} = 0,0045. \quad (6.14)$$

Hieraus ergibt sich eine gute Approximation der in Abschnitt 6.3 versuchstechnisch ermittelten Dämpfung über die Frequenz (**Abbildung 6.13**).

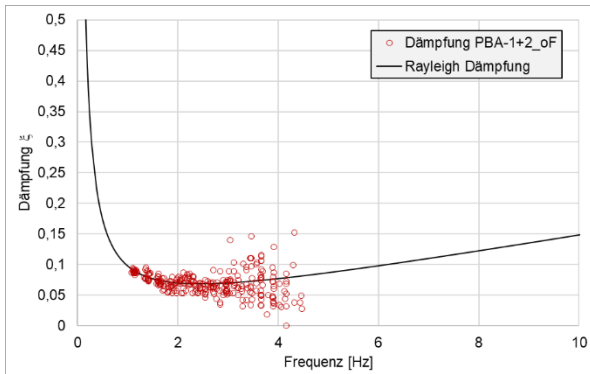


Abbildung 6.13: Experimentell ermittelte Dämpfung der Versuchsreihe PBA-1+2_oF und Rayleigh Dämpfung

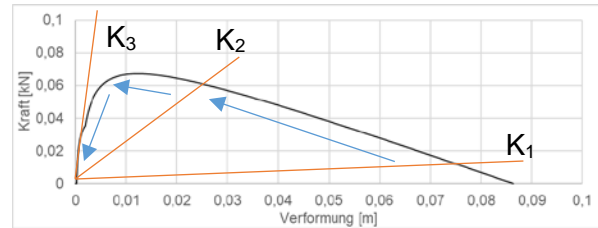


Abbildung 6.14: Sekantensteifigkeit bei unterschiedlich großen Verformungen

Wird der nichtlineare EMS mit der entsprechenden Dämpfung betrachtet, ist die Steifigkeit des Systems zu Beginn des Ausschwingversuches sehr gering (K_1 in **Abbildung 6.14**). Zu Beginn des Ausschwingvorgangs ergibt sich für den steifigkeitsproportionalen Anteil der Dämpfung C somit ein sehr kleiner Wert der gegen Null geht, da dieser sich nach Gleichung (6.12) aus dem konstanten β und sehr kleinen K ergibt. Wird die Dämpfungsmatrix aus der Anfangssteifigkeitsmatrix K_i bestimmt, ergibt sich somit eine reine massenproportionale Dämpfung, die wiederum einer viskosen Dämpfung entspricht. Erst die Verwendung der aktuellen Sekantensteifigkeitsmatrix K_{CS} führt hier zu einer sinnvollen Anwendbarkeit der Rayleigh-Dämpfung. Dabei steigt im Verlauf der ersten Schwingung die Steifigkeit des EMS mit Annäherung an den Nulldurchgang stetig an ($K_2 \rightarrow K_3$), somit steigt auch die in jedem Zeitschritt, aus der aktuellen Steifigkeitsmatrix K_{CS} , berechnete Dämpfung C . Nach dem Nulldurchgang verringert sich die Dämpfung wieder bis zum Erreichen des Peaks und steigt anschließend wieder an (**Abbildung 6.16**). Es ergibt sich somit keine konstante Dämpfung, sondern eine sehr stark schwankende, von der Kraftverformungskurve abhängige, Dämpfung der Schwingung.

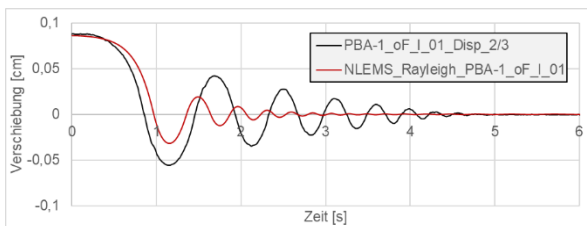


Abbildung 6.15: Simulation des Ausschwingversuchs PBA-1_oF_I_01 mit Rayleigh Dämpfung

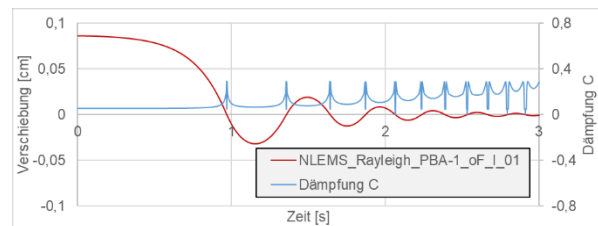


Abbildung 6.16: Dämpfung über die Zeit für Rayleigh Dämpfung

Für den Versuch PBA-1_oF_I_01 liefert die Annahme einer Rayleigh-Dämpfung mit den beschriebenen Koeffizienten auf Grund der beschriebenen Effekte eine deutlich zu starke Dämpfung der Schwingung (**Abbildung 6.15**).

Im zweiten Ansatz wird der steifigkeitsproportionale Anteil β so angepasst, dass der Ausschwingversuch gut abgebildet wird, die massenproportionale Dämpfung wird dabei vernachlässigt. Mit $\beta = 0,0035$ wird der Verschiebungsverlauf des Ausschwingversuchs

deutlich besser approximiert (**Abbildung 6.17**) da die Dämpfung, die im Bereich von großen Verformungen wirkt, mit steigender Frequenz ansteigt und damit näher am realen Dämpfungsverhalten der Wand ist. Lediglich der Bereich kleiner Verformungen wird etwas zu gering gedämpft (**Abbildung 6.18**).

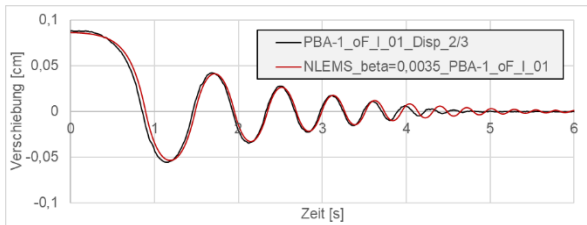


Abbildung 6.17: Simulation des Ausschwingversuchs PBA-1_oF_I_01 mit $\beta = 0,0035$

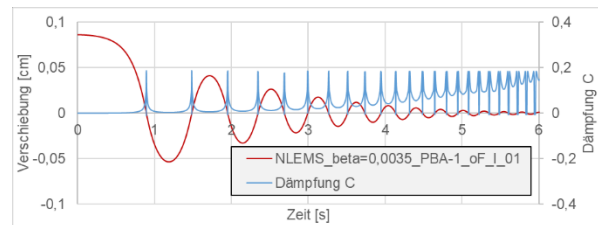


Abbildung 6.18: Dämpfung über die Zeit für $\beta = 0,0035$

Abschließend wird ein nichtlineares Dämpfungsmodell verwendet, in dem die Dämpfung über die Frequenz so angepasst wird, dass der Verschiebungsverlauf perfekt approximiert werden kann [29]. Hierfür wird die Dämpfung mit einem linearen Anstieg ab 4 Hz verwendet (**Abbildung 6.20**).

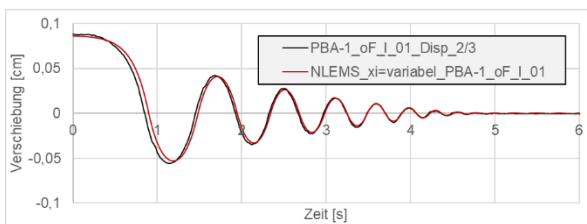


Abbildung 6.19: Simulation des Ausschwingversuchs PBA-1_oF_I_01 nichtlinearem Dämpfungsmodell

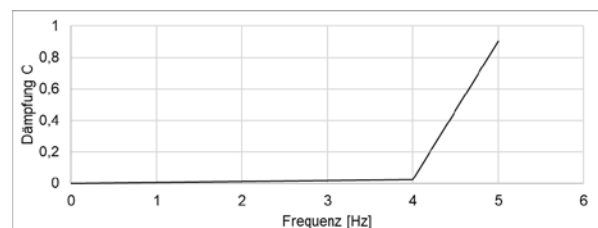


Abbildung 6.20: Angepasstes nichtlineares Dämpfungsmodell

Hierdurch lässt sich der Ausschwingversuch in allen Bereichen der Schwingung sehr gut approximieren (**Abbildung 6.19**). Für die Ausschwingversuche mit vertikaler Steifigkeit am Wandkopf wird ebenfalls die analytische Umsetzung der Dämpfung untersucht. Da sich in den Versuchen mit vertikaler Steifigkeit die Kraftverformungslinie auch bei unterschiedlichen Schädigungsgraden nur sehr geringfügig unterscheidet, wird hier analog zu **Abbildung 5.17** die Kontaktsteifigkeit mit $c = 0,02$ angenommen. Die weiteren Parameter des Ingenieurmodells werden ebenfalls analog zu Kapitel 5.2 verwendet.

Es wird zunächst die steifigkeitsproportionale Dämpfung mit $\beta = 0,0035$ verwendet. Der Verformungsverlauf lässt sich hiermit qualitativ gut abbilden. Im Bereich kleiner Verformungen wird die Schwingung jedoch zu stark gedämpft (**Abbildung 6.21**). Da in den Versuchen mit vertikaler Federsteifigkeit eine deutlich geringere Zunahme der Dämpfung bei kleinen Verformungen festgestellt wurde, wird hier ebenfalls eine massenproportionale Dämpfung untersucht.

Unter Annahme einer Dämpfung von 5%, bei einer Frequenz von 2,3 Hz, ergibt sich nach [154] der Koeffizient α zu

$$\alpha = \frac{4\pi D_1}{T_1} = 1,45. \quad (6.15)$$

Hiermit lässt sich der Ausschwingversuch mit vertikalen Federn (PBA-3_mF_I_01) gut approximieren. Die Dämpfung wird dabei für kleine Verformungen weiterhin etwas überschätzt (**Abbildung 6.22**).

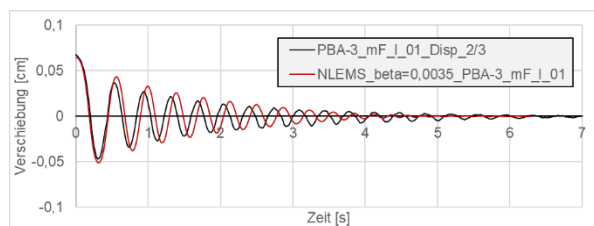


Abbildung 6.21: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS mit steifigkeitsproportionaler Dämpfung mit $\beta = 0,0035$ im Vergleich mit Ausschwingversuch PBA-3_mF_I_01

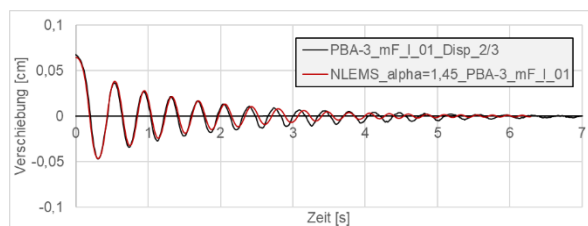


Abbildung 6.22: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS mit massenproportionaler Dämpfung im Vergleich mit Ausschwingversuch PBA-3_mF_I_01

6.5 Zusammenfassung

In den zur Bestimmung der Dämpfung durchgeführten Ausschwingversuchen an Porenbetonsteinwänden wurde der Effekt einer komplexen, verformungsabhängigen Dämpfung beobachtet. Zusätzlich wird in den experimentellen Untersuchungen die Veränderung der Steifigkeit und Dämpfung bei kleinen Verformungen durch die fortschreitende Degradation der Fuge deutlich, die eine analytisch korrekte Vorhersage der Kraftverformungslinie weiter erschwert.

Der Vergleich der Frequenz aus Versuchen und analytischem Modell zeigt eine sehr gute Übereinstimmung. Zudem zeigt dies, dass die Verifikation der Kraftverformungslinie auch über aus Schwingversuchen ermittelten Frequenzen durchgeführt werden kann, sobald genügend Daten vorhanden sind. Es werden daher nicht zwangsläufig Pushover-Versuche benötigt.

Weiterhin wurde die experimentelle und analytische Versagensverschiebung verglichen. Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung.

Die Untersuchung verschiedener Methoden, um die Dämpfung im nichtlinearen EMS zu implementieren, zeigt für Wände ohne vertikale Steifigkeit einen Vorteil der Verwendung der Rayleigh-Dämpfung. Diese liefert eine mit zunehmender Steifigkeit des Systems steigende Dämpfung. Auch in den Versuchen konnte dieser Effekt beobachtet werden. Durch Verwendung eines nichtlinearen Dämpfungsmodells können die Ausschwingversuche exakt abgebildet werden. Diese Methode ist jedoch sehr aufwändig und in der Praxis kaum umsetzbar.

Neben der korrekten Approximation der Steifigkeit von unbewehrten Mauerwerkswänden lässt sich nun auch die Dämpfung im nichtlinearen Einmassenschwinger korrekt beschreiben.

7 Anwendung des nichtlinearen Einmassenschwingers

Mit den im vorigen Kapitel betrachteten Dämpfungsmodellen lassen sich die durchgeführten Ausschwingversuche unterschiedlich gut approximieren. Durch die in den Versuchen vorhandene Anfangsauslenkung befindet sich die Wand bereits zu Beginn im Bereich einer geringen Steifigkeit. Während des Ausschwingvorgangs wird die Dämpfung durch die steigende Steifigkeit des nichtlinearen Einmassenschwingers (EMS) beim Nulldurchgang in diesem Bereich stark erhöht. Durch die Anpassung der aufgebrachten Dämpfung kann jedoch mit allen betrachteten Dämpfungsmodellen der Verschiebungsverlauf im Bereich großer Verschiebungen gut angenähert werden. Kleine Verformungen werden dabei meist zu gering gedämpft.

Im Fall einer äußeren Belastung befindet sich die Wand zunächst in Ruhelage und wird erst durch die Anregung aus dieser bewegt. Wird die Dämpfung analog zu den Ausschwingversuchen angenommen, muss die hohe Dämpfung, die im Bereich der Nulllage wirkt, zunächst überwunden werden.

Zur Verifikation der Umsetzung der betrachteten Dämpfungsmodelle in nichtlinearen EMS wurden Schwingversuche mit der Porenbetonsteinwand durchgeführt.

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Versuche mit den Verschiebungen des nichtlinearen EMS unter Anwendung der entwickelten Methoden verglichen. Weiterhin werden die in Kapitel 4.5 durchgeführten Rütteltischversuche mit dem nichtlinearen EMS analysiert.

7.1 Schwingversuche

Zur Verifikation des Ingenieurmodells und der Dämpfung wurden Schwingversuche mit der bereits zuvor für Pushover- und Ausschwingversuche verwendeten Porenbetonsteinmauerwerkswand durchgeführt. Hierfür wurden manuell unterschiedlichste Anregungen auf die Wand aufgebracht und dabei die Beschleunigungsanregung am Fußpunkt sowie die Verschiebungen der Wand messtechnisch erfasst. Neben zyklischen Anregungen wurden Impulsbelastungen aufgebracht. Zur Weiterverarbeitung wurden alle Beschleunigungen mit einem Lowpassfilter von 100 Hz gefiltert, um hochfrequente Anteile zu eliminieren. Eine Zusammenfassung der durchgeführten Versuche ist in **Tabelle 7.1** dargestellt.

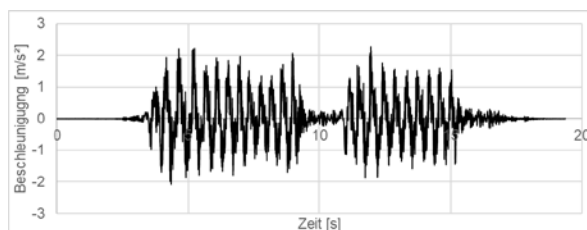
Tabelle 7.1: Schwingversuche Porenbetonsteinwand

Bezeichnung	Erläuterung
PBS_oF_K1	Schwingversuch ohne Federn mit kontinuierlicher Anregung
PBS_oF_K2	Schwingversuch ohne Federn mit kontinuierlicher Anregung
PBS_oF_K3	Schwingversuch ohne Federn mit kontinuierlicher Anregung
PBS_oF_K4	Schwingversuch ohne Federn mit kontinuierlicher Anregung
PBS_oF_K5	Schwingversuch ohne Federn mit kontinuierlicher Anregung
PBS_oF_K6	Schwingversuch ohne Federn mit kontinuierlicher Anregung
PBS_oF_K7	Schwingversuch ohne Federn mit kontinuierlicher Anregung
PBS_oF_K8	Schwingversuch ohne Federn mit kontinuierlicher Anregung
PBS_oF_K9	Schwingversuch ohne Federn mit kontinuierlicher Anregung
PBS_oF_K10	Schwingversuch ohne Federn mit kontinuierlicher Anregung
PBS_oF_K11	Schwingversuch ohne Federn mit kontinuierlicher Anregung
PBS_oF_K12	Schwingversuch ohne Federn mit kontinuierlicher Anregung
PBS_oF_K13	Schwingversuch ohne Federn mit kontinuierlicher Anregung
PBS_oF_K14	Schwingversuch ohne Federn mit kontinuierlicher Anregung
PBS_oF_I1	Schwingversuch ohne Federn mit Impuls-Anregung
PBS_oF_I2	Schwingversuch ohne Federn mit Impuls-Anregung
PBS_oF_I3	Schwingversuch ohne Federn mit Impuls-Anregung
PBS_mF_K1	Schwingversuch mit Federn mit kontinuierlicher Anregung
PBS_mF_K2	Schwingversuch mit Federn mit kontinuierlicher Anregung
PBS_mF_K3	Schwingversuch mit Federn mit kontinuierlicher Anregung
PBS_mF_K4	Schwingversuch mit Federn mit kontinuierlicher Anregung
PBS_mF_I1	Schwingversuch mit Federn mit Impuls-Anregung

7.1.1 Schwingversuche ohne vertikale Steifigkeit

Zur Lösung des nichtlinearen EMS wird das in Abschnitt 6.4 beschriebene Verfahren verwendet und die im Versuch gemessene Fußpunktbeschleunigung als äußere Belastung aufgebracht. Die Anfangsbedingungen werden zu $u_0 = \dot{u}_0 = 0$ gesetzt. Die Dämpfung wird zunächst als viskose Dämpfung analog zu Abschnitt 6.4 gewählt.

Zunächst wurde die Wand ohne vertikale Steifigkeit untersucht. In Versuch PBS_oF_K3 wurden durch eine harmonische Anregung mit einer Frequenz von 2,3 Hz Beschleunigungen bis zu 2 m/s^2 aufgebracht (**Abbildung 7.1**). Die Wand erfuhr dabei relativ kleine Verformungen bis 3 cm.

**Abbildung 7.1:** Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_oF_K3

Da die Schwingversuche zwischen den Pushover-Versuchen mit mittlerer Schädigung und starker Schädigung durchgeführt wurden, wird für die weiteren Untersuchungen eine

gemittelte Kontaktsteifigkeit von $c = \frac{0,02+0,008}{2} = 0,014$ angenommen. Der Vergleich der Verformungen aus EMS und Versuch zeigt eine sehr gute Übereinstimmung (**Abbildung 7.2**). Die geringe Phasenverschiebung über den Schwingungsverlauf ergibt sich aus dem gewählten Zeitschrittverfahren.

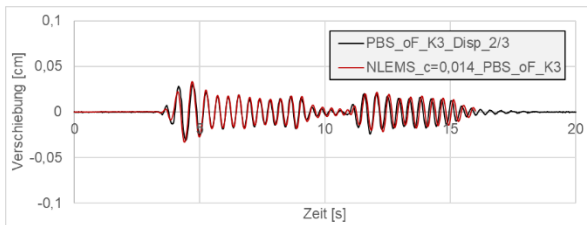


Abbildung 7.2: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K3 mit $c = 0,014$

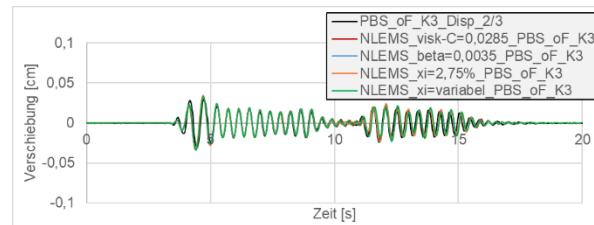


Abbildung 7.3: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS mit unterschiedlichen Dämpfungsvarianten im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K3

Die Anwendung der verschiedenen in Abschnitt 6.4 betrachteten Methoden der Dämpfung des nichtlinearen EMS führt für Schwingversuch PBS_oF_K3 zu sehr ähnlichen Verformungsverläufen (**Abbildung 7.3**). Obwohl der Ausschwingvorgang mit dem nichtlinearen Dämpfungsmodell deutlich besser approximiert werden kann als unter Verwendung einer steifigkeitsproportionalen Dämpfung, führen beide Modelle zu sehr guten Ergebnissen. Für die analytische Auswertung der weiteren Schwingversuche wird daher die Dämpfung des nichtlinearen EMS analog zu Abschnitt 6.4 als steifigkeitsproportionale Dämpfung mit konstantem β umgesetzt.

Zur Verifikation der korrekten Approximation von Verschiebungszeitverläufen werden im Folgenden eine Auswahl an Schwingversuche mit unterschiedlich starken Anregungen herangezogen. Die Verschiebungsantwort der Wand wird jeweils mit der Antwort des nichtlinearen EMS mit den beschriebenen Eigenschaften unter Ansatz der im Versuch gemessenen Fußpunktanregung verglichen. Dabei erfolgt zunächst der Vergleich bei geringen und mittleren Anregungen. Anschließend folgen starke Anregungen, die zum Versagen führten. Abschließend werden Impulsbelastungen betrachtet. Vergleiche der übrigen Schwingversuche finden sich in Anhang A.3.

In Schwingversuch PBS_oF_K2 wurden kleine Beschleunigungen von ca. $1,5 \text{ m/s}^2$ mit einer Frequenz von ca. 3 Hz aufgebracht. Dabei wurden Verformungen bis ca. 1,6 cm erreicht. In Versuch PBS_oF_K6 wurde mit Beschleunigungen von $4\text{-}10 \text{ m/s}^2$ im Bereich von 4 Hz angeregt. Im Versuch wurden Verformungen von 2 cm bis 4 cm erreicht. Die Beschleunigungszeitverläufe der Anregungen aller durchgeführten Schwingversuche sind in Anhang A.2 dargestellt.

Wie im bereits gezeigten Versuch PBS_oF_K3 können die Verformungen in Versuch PBS_oF_K2 sehr gut abgebildet werden (**Abbildung 7.4**). In Versuch PBS_oF_K6 werden die Verformungen ebenfalls sehr gut approximiert. Lediglich die Verformungen ab Sekunde 13 werden nicht korrekt vorhergesagt und führen dadurch zu einer geringen Überschätzung. Ebenfalls zeigt sich am Ende der Anregung ein zu gering gedämpfter Ausschwingvorgang (**Abbildung 7.5**). Dies stimmt mit den Untersuchungen in Abschnitt 6.4 überein, in denen das angewendete Dämpfungsmodell bei kleinen Schwingungen ebenfalls zur Unterschätzung der Dämpfung führte.

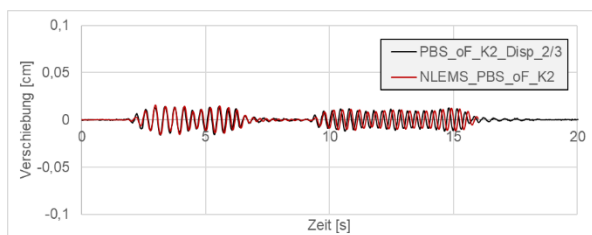


Abbildung 7.4: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K2

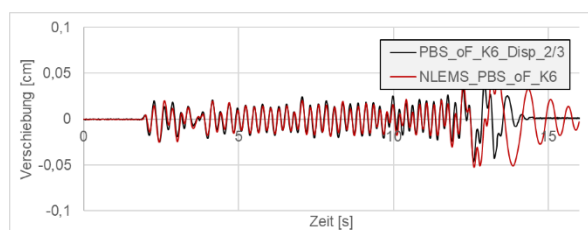


Abbildung 7.5: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K6

In Versuch PBS_oF_K4 wurden Beschleunigungen bis 3 m/s^2 mit $1,6 \text{ Hz}$ aufgebracht und dabei Verschiebungen bis 5 cm erreicht. In Schwingversuch PBS_oF_K9 wurden unterschiedlich starke Anregungen mit unterschiedlichen Frequenzen im Bereich $1,5 - 3,0 \text{ Hz}$ aufgebracht. Dabei wurden Verformungen der Wand bis ca. 6 cm erreicht.

Beide Versuche lassen sich mit dem entwickelten nichtlinearen EMS sehr gut abbilden. In Versuch PBS_oF_K4 werden Verformungen in positiver Richtung etwas über- und Verformungen in negative Richtung etwas unterschätzt. Ursache hierfür kann ein geringfügiger Unterschied der Kraftverformungskurve der Wand in positiver bzw. negativer Richtung sein, die im Modell nicht erfasst wird (**Abbildung 7.6**).

Die analytische Auswertung von Versuch PBS_oF_K9 liefert, trotz der sehr unregelmäßigen Anregung, eine gute Annäherung an die tatsächlich aufgetretenen Verformungen der Wand. Auch das Versagen wird korrekt vorhergesagt (**Abbildung 7.7**).

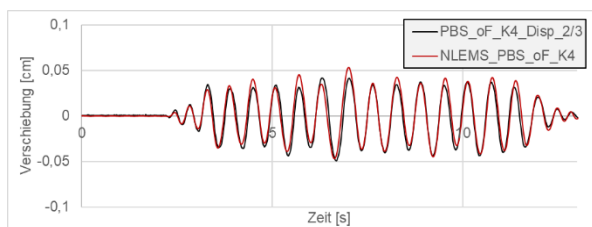


Abbildung 7.6: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K4

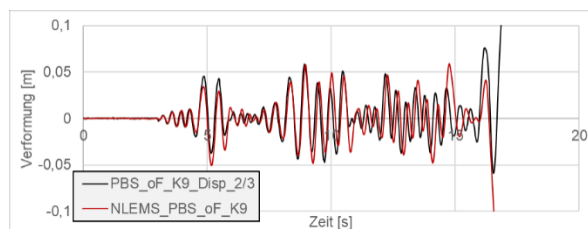


Abbildung 7.7: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K9

In Versuch PBS_oF_K5 wurden ca. 4 m/s^2 im Bereich von $0,8-1,6 \text{ Hz}$ aufgebracht, die zunächst zu großen Verformungen bis ca. 7 cm und anschließend zum Versagen der Wand führten. Versuch PBS_oF_K10 wurde zunächst im Wechsel mit Frequenzen von $1,5 \text{ Hz}$ bzw. $3,0 \text{ Hz}$ mit Beschleunigungsamplituden bis ca. 6 m/s^2 angeregt. Die Verformungen der Wand erreichten im Bereich der Anregung mit $1,5 \text{ Hz}$ ca. 5 cm und im Bereich der Anregung mit 3 Hz Verformungen bis 1 cm . Der Anstieg der Beschleunigungsamplituden führte anschließend zum Versagen der Wand. In Versuch PBS_oF_K13 wurde im Frequenzbereich von $1,8-3,5 \text{ Hz}$ mit Amplituden bis ca. 4 m/s^2 angeregt. Dabei wurde die Anregung bewusst so gesteuert, dass die Wand kurz vor Versagen durch entsprechende Beschleunigungen stabilisiert wurde. Dadurch stellten sich sehr große Verformungen von bis zu 8 cm , kurz vor dem Versagenspunkt, ein.

Mit dem entwickelten nichtlinearen EMS wird in Versuch PBS_oF_K5 ebenfalls ein Versagen

der Wand vorhergesagt. Der Verlauf der Schwingung wird dabei jedoch nicht exakt approximiert und das Versagen wird bereits eine Halbschwingung vor dem tatsächlichen Versagen prognostiziert (**Abbildung 7.8**). Der Verlauf von PBS_oF_K10 wird hingegen sehr genau angenähert und das Versagen wird ebenfalls exakt abgebildet (**Abbildung 7.9**). Für die sehr komplexe Anregung in Versuch PBS_oF_K13 ergibt sich durch den nichtlinearen EMS eine gute Annäherung, wobei die sehr großen Verformungen zum Teil nicht vollständig korrekt abgebildet werden (**Abbildung 7.10**).

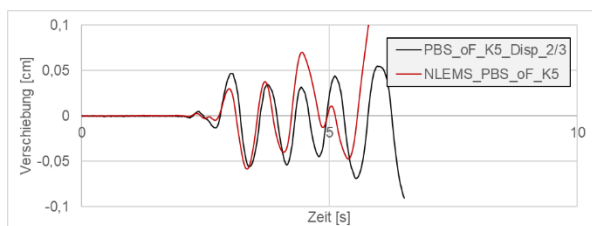


Abbildung 7.8: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K5

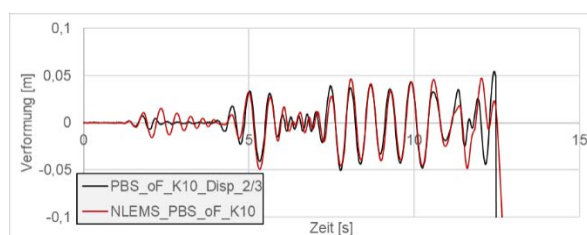


Abbildung 7.9: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K10

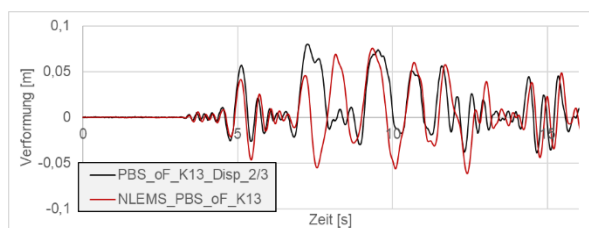


Abbildung 7.10: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K13

Abschließend wurden zusätzlich unterschiedlich starke Impulsbelastungen auf die Porenbetonsteinwand aufgebracht. In Versuch PBS_oF_I1 wurden zwei Impulse mit 12 m/s^2 bzw. 17 m/s^2 aufgebracht. Durch den ersten Impuls wurde die Wand 6 cm ausgelenkt und durch den zweiten Impuls versagte die Wand sofort. In Versuch PBS_oF_I2 wurden 5 Impulse mit Beschleunigungen von 6 m/s^2 , 8 m/s^2 , 10 m/s^2 , 12 m/s^2 und 17 m/s^2 aufgebracht. Dabei wurden Verformungen von $1,8 - 6 \text{ cm}$ erreicht. In Versuch PBS_oF_I3 wurde ein starker Impuls von 25 m/s^2 aufgebracht bei dem die Wand sofort versagte.

Die Verschiebungen infolge des ersten Impulses in Versuch PBS_oF_I1 konnten durch den EMS gut abgebildet werden. Lediglich das Ausschlagen der Wand wird, wie in Abschnitt 6.4 beschrieben, zu gering gedämpft. Der zweite Impuls führt im EMS zwar zu sehr großen Verformungen kurz vor dem Punkt des geometrischen Versagens, bleibt jedoch stabil, während im Versuch ein Versagen auftrat (**Abbildung 7.11**).

Die Verschiebungen infolge der 5 Impulse in PBS_oF_I2 werden gut approximiert. Die Verschiebungen infolge des zweiten Impulses werden dabei etwas überschätzt (**Abbildung 7.12**), was auf die noch nicht abgeklungene vorherige Schwingung zurückzuführen ist. Das Versagen infolge des Impulses in PBS_oF_I3 wird durch den EMS korrekt abgebildet (**Abbildung 7.13**).

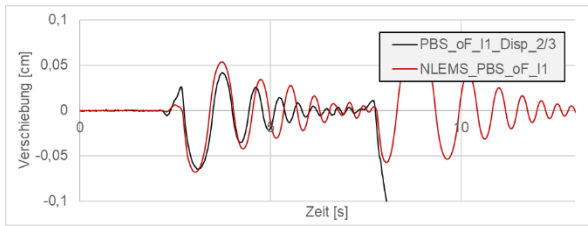


Abbildung 7.11: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_of_I1

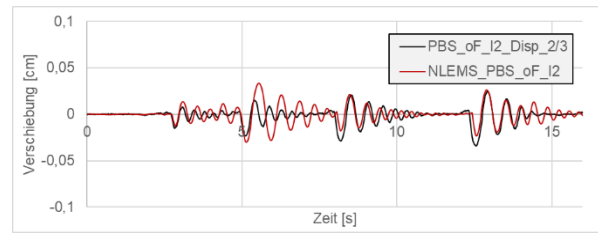


Abbildung 7.12: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_of_I2

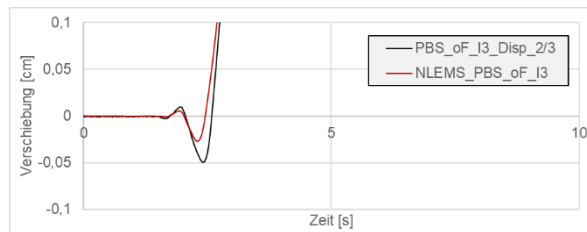


Abbildung 7.13: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_of_I3

Insgesamt zeigt sich eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse des entwickelten nichtlinearen EMS, unter Verwendung der in Pushover-Versuchen verifizierten Kraftverformungskurve und in Ausschwingversuchen ermittelten Dämpfung, mit den Versuchsergebnissen.

In der Praxis sind die tatsächliche Kraftverformungsbeziehung und die Dämpfung jedoch meist nicht exakt bekannt. Daher wird die Steifigkeit etwas weicher ($c = 0,012$) bzw. steifer ($c = 0,016$) gewählt und die Dämpfung nur halb so groß ($\beta = 0,00175$) bzw. doppelt so groß ($\beta = 0,007$) angenommen, um den Einfluss einer Abweichung zu untersuchen. Hierbei liefert der EMS für kleine bis mittlere Verformungen weiterhin gute Übereinstimmungen (**Abbildung 7.14**).

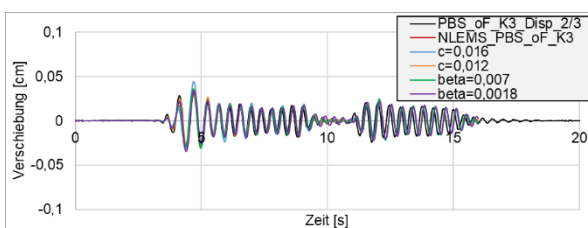


Abbildung 7.14: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS mit unterschiedlichen Steifigkeiten im Vergleich mit Schwingversuch PBS_of_K3

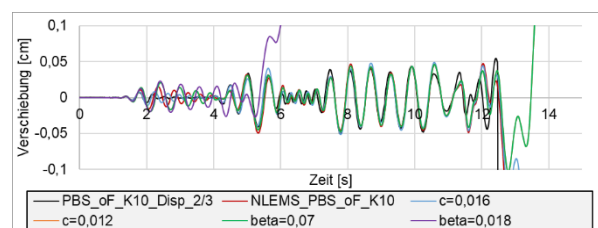


Abbildung 7.15: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS mit unterschiedlichen Steifigkeiten im Vergleich mit Schwingversuch PBS_of_K10

Bei großen Verformungen hat die Wahl der Steifigkeit und Dämpfung jedoch einen größeren Einfluss. Wird eine zu geringe Steifigkeit bzw. zu geringe Dämpfung angenommen führt dies in einigen Fällen zu einem, im Versuch nicht aufgetretenen, Versagen der Wand (**Abbildung 7.15**). Bei zu hoher Steifigkeit bzw. zu hoher Dämpfung wird für einige das Versagen nicht

korrekt abgebildet und die Wände verbleiben in der analytischen Lösung stabil. Beide Effekte lassen sich sowohl für Schwingungsanregungen als auch für Impulsbelastungen beobachten. Weitere Versuchsergebnisse und zugehörige Vergleiche der Ergebnisse des EMS finden sich in Anhang A.4

In einzelnen Versuchen lässt sich jedoch auch ein komplexerer Effekt beobachten. In Versuch PBS_oF_K13, mit einer sehr unregelmäßigen Belastung, führt sowohl eine etwas geringere als auch etwas höhere Steifigkeit zum Versagen der Wand. Wird die Steifigkeit weiter erhöht, versagt die Wand weiterhin, jedoch im Verlauf deutlich später. Erst bei einer weiteren Erhöhung der Steifigkeit verbleibt die Wand im stabilen Zustand (**Abbildung 7.16**). Ähnliche Beobachtungen wurden in [155] für starre Blöcke, welche durch unterschiedlich stark skalierte Erdbeben belastet wurden, gemacht.

Durch die sich ändernde Eigenfrequenz der Wand in jedem Verformungszustand ist diese in verschiedenen Zuständen unterschiedlich anfällig für bestimmte Anregungsfrequenzen. Daher kann sich bei einem steiferen System oder einer kleineren Anregung ebenfalls eine größere Verschiebung ergeben.

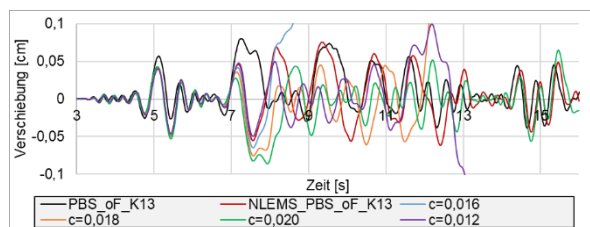


Abbildung 7.16: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS mit unterschiedlichen Steifigkeiten im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K13

7.1.2 Schwingversuche mit vertikaler Steifigkeit

Weiterhin wurden Schwingversuche mit vertikaler Steifigkeit am Wandkopf durchgeführt. Alle Parameter des Ingenieurmodells werden analog zu Kapitel 6.3 bzw. Kapitel 5.2 gewählt. Die Dämpfung wird analog zum vorangegangenen Abschnitt gewählt. In Schwingversuch PBS_mF_K1 wurden zunächst Beschleunigungen von ca. $7,5 \text{ m/s}^2$ und anschließend bis zu 15 m/s^2 mit Frequenzen von 4-5,5 Hz aufgebracht. Dabei wurden Verformungen bis 3 cm erreicht. In Versuch PBS_mF_K2 wurde mit Beschleunigungen von $7,5 \text{ m/s}^2$ in einer Frequenz von 3,6 Hz angeregt. Dabei wurden ebenfalls Verschiebungen von 3 cm erreicht. In PBS_mF_K3 wurde die Anregung von 5 m/s^2 bis 20 m/s^2 gesteigert. Die Frequenz betrug ca. 5 Hz und es wurden ebenfalls maximale Verformungen von 3 cm erreicht. In PBS_mF_K4 wurde in einer Frequenz von 2,7 Hz zunächst mit 5 m/s^2 angeregt. Anschließend wurden eine stärkere Anregung mit 18 m/s^2 aufgebracht bei der die Wand versagte. In PBS_mF_I1 wurden 2 Impulsanregungen mit 10 m/s^2 und 16 m/s^2 auf die Wand aufgebracht. Die Verformungen erreichten dabei 1,5 cm bzw. 3 cm. Die Beschleunigungszeitverläufe der Anregungen sind in Anhang A.5 dargestellt.

Die Versuche PBS_mF_K1+K2 in denen Verformungen bis 3 cm erreicht wurden, lassen sich mit dem Modell gut approximieren, wobei die Verformungen geringfügig unterschätzt werden (**Abbildung 7.17** und **Abbildung 7.18**). Versuch PBS_mF_K3 lässt sich ebenfalls gut abbilden. Die Verformungen werden am Ende der Anregung etwas überschätzt, wobei die Dämpfung im Ausschwingvorgang wie bereits in Abschnitt 7.1.1 etwas unterschätzt wird (**Abbildung 7.19**).

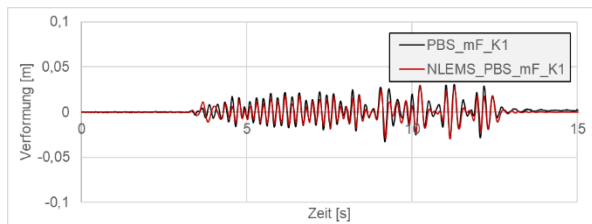


Abbildung 7.17: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_mF_K1

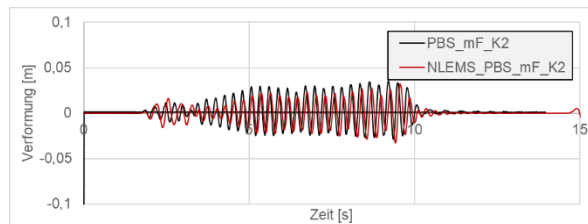


Abbildung 7.18: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_mF_K2

Das Versagen der Wand in Versuch PBS_mF_K4 kann durch den nichtlinearen EMS ebenfalls abgebildet werden (**Abbildung 7.20**). Die Verformungen infolge Impulsanregung in Versuch PBS_mF_I1 werden ebenfalls gut approximiert (**Abbildung 7.21**).

Alle Versuche können somit gut abgebildet werden.

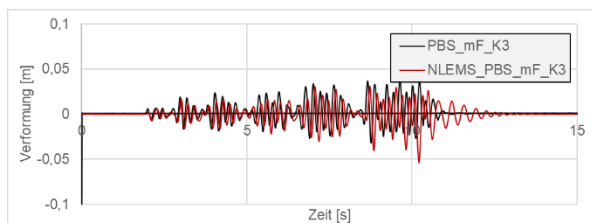


Abbildung 7.19: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_mF_K3

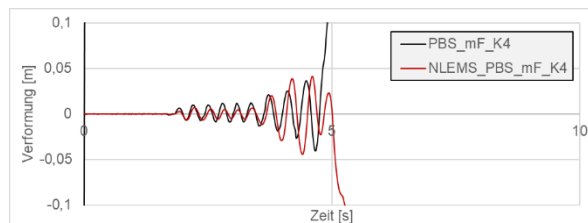


Abbildung 7.20: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_mF_K4

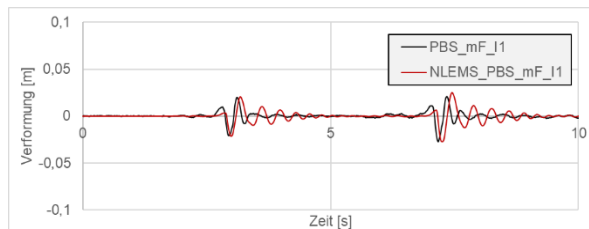


Abbildung 7.21: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_mF_I1

7.2 Rütteltischversuche mit Porenbetonsteinwänden

In Kapitel 4.5 wurden Rütteltischversuche mit einer analog hergestellten Porenbetonsteinwand mit und ohne vertikale Steifigkeit am Wandkopf durchgeführt. Dabei wurde die Wand mit dem skalierten Beschleunigungszeitverlauf des El Centro Erdbebens belastet. Im Folgenden werden diese Versuche ebenfalls mit dem entwickelten nichtlinearen Einmassenschwinger analysiert. Da mit den verwendeten Wänden keine Pushover-Versuche zur Bestimmung der Kraftverformungslinie durchgeführt wurden, werden hier zunächst die Annahmen der Kontaktsteifigkeit und Dämpfung der in Abschnitt 5.2 betrachteten Wände verwendet. Da der Versuchsstand in vertikaler Richtung eine sehr hohe Steifigkeit liefert und als starr angenommen werden kann, wird für die Versuche mit vertikaler Federsteifigkeit eine Gesamtsteifigkeit von 450 kN/m infolge der drei Federelemente angenommen. Alle weiteren Parameter werden analog zu Abschnitt 5.2 gewählt. Die Dämpfung wird analog zu Kapitel 6 angenommen.

Für die Simulation werden, analog zu Abschnitt 7.1, die im Versuch gemessenen Anregungen als Belastung des Einmassenschwingers verwendet. Mit dem Probekörper wurden nur sehr wenige Versuche durchgeführt, die Wand befand sich zum Zeitpunkt der Versuche PBoFv1_sf0.5 -_0,95 somit zwischen dem neuen und mittelstark geschädigten Zustand. In den in Abschnitt 5.2 durchgeführten Pushover-Versuchen wurden dafür Kontaktsteifigkeiten von $c = 0,09$ bzw $c = 0,02$ als gültig identifiziert. Für die Kontaktsteifigkeit wird daher ein mittlerer Wert $c = \frac{0,09+0,02}{2} = 0,055$ angenommen.

Die Versuche lassen sich gut approximieren. Auch das Versagen in Versuch PBoFv1_sf0.95_1 wird dabei gut abgebildet (**Abbildung 7.22**).

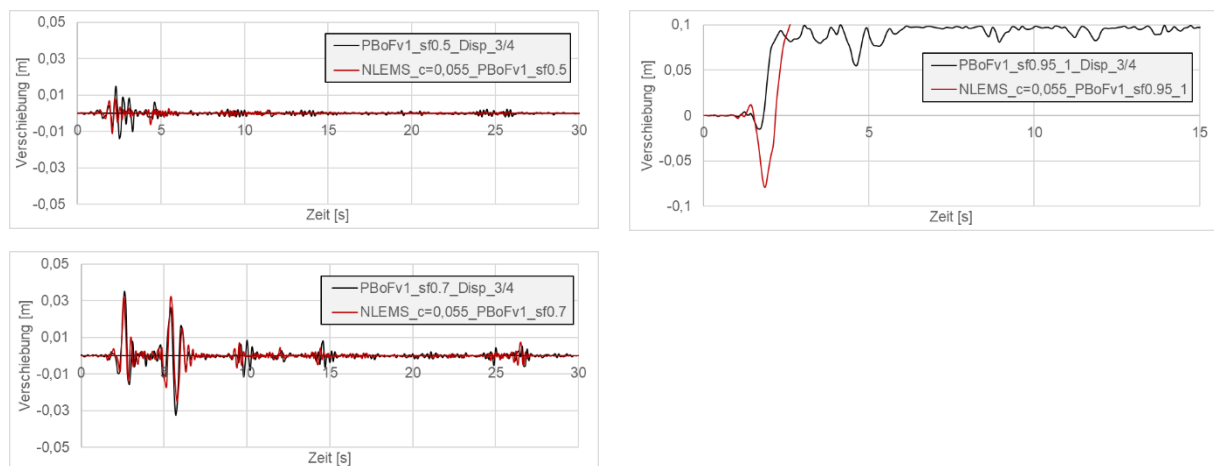


Abbildung 7.22: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS mit $C = 0,055$ im Vergleich mit Rütteltischversuchen PBoFv1_sf0.5, 0,7 und 0,95_1

Für die Versuchsreihe mit vertikaler Steifigkeit am Wandkopf werden Dämpfung und Kontaktsteifigkeit beibehalten. Die Kraftverformungsbeziehung wird analog zu Kapitel 5.2 angenommen.

Die Verformungen werden für den Versuch mit einfacher Skalierung dabei geringfügig überschätzt. Die Simulation der zweiten Iteration mit der 3-fachen Anregung liefert eine gute Approximation des Verformungsverlaufs, in dem die Maxima ebenfalls gut abgebildet werden. Das Versagen der Wand, das in den Versuchen in der 4. Iteration auftrat, wird durch den nichtlinearen EMS bereits in der 3. Iteration vorhergesagt (**Abbildung 7.23**).

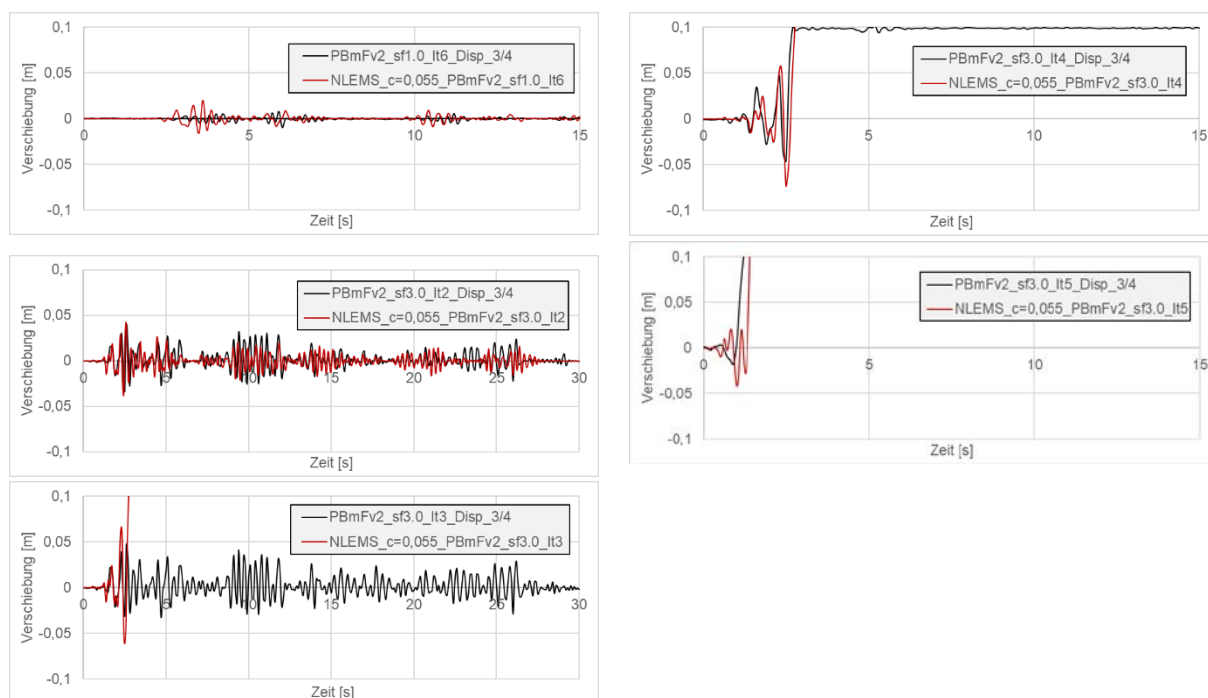


Abbildung 7.23: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Rütteltischversuchen PBmFv2_sf1.0_It6 und sf3.0_It2-4

Durch eine geringfügige Erhöhung der Dämpfung auf $\beta = 0,0043$ lässt sich das Versagen korrekt vorhersagen.

Auch hier zeigt sich der starke Einfluss der Steifigkeit und Dämpfung auf das Verhalten im Grenzbereich der Versagensbeschleunigung, bei sehr großen Verformungen kurz vor dem Versagen der Wand.

7.3 Zusammenfassung

In weiterführenden experimentellen Untersuchungen wurden, mit der auch für die Pushover- und Ausschwingversuche verwendeten Wand, Schwingversuche mit unterschiedlichen Anregungen durchgeführt. Die Anwendung der mittels des entwickelten Modells hergeleiteten Kraftverformungslinie in einem nichtlinearen EMS und Verwendung der unterschiedlichen Dämpfungsmodelle zeigt, dass für die Approximation der Verschiebung der Schwingversuche die steifigkeitsproportionale Dämpfung ausreichend genaue Ergebnisse liefert. Kleine und mittlere Verformungen können dabei sehr gut abgebildet werden, auch wenn die Steifigkeit und Dämpfung der Wand nicht exakt bekannt sind. Bei der Vorhersage von großen Verformungen und dem Versagen der Wand haben Steifigkeit und Dämpfung einen größeren Einfluss. Da beide Parameter in der Praxis nicht exakt bekannt sind, hat dies Einfluss auf die Aussagengenauigkeit der out-of-plane Tragfähigkeit.

Durch die Anwendung der ermittelten Kraftverformungslinie im nichtlinearen Einmassenschwinger auf die in Kapitel 4.5 durchgeführten Rütteltischversuche zeigt sich erneut die gute Vorhersagegenauigkeit des Modells. Es zeigt sich jedoch ebenfalls die hohe Sensitivität der Verschiebung auf die Wahl der Kontaktsteifigkeit und Dämpfung bei großen Verformungen.

8 Sensitivitätsanalyse und Korrelationsuntersuchung

Wie im vorangehenden Kapitel gezeigt, haben die Wahl der Kontaktsteifigkeit bei der Ermittlung der Kraftverformungsbeziehung und die Wahl der Dämpfung Einfluss auf das Schwingverhalten und somit auf die maximale Verschiebung des nichtlinearen Einmassenschwingers. Zur Überprüfung der Zuverlässigkeit der daraus folgenden Aussagen über die out-of-plane Tragfähigkeit von Mauerwerkswänden wird in diesem Kapitel die Sensitivität der Verformung des EMS gegenüber der Kontaktsteifigkeit und Dämpfung untersucht. Ebenfalls wird der Einfluss der vertikalen Steifigkeit am oberen Auflager analysiert. Ebenfalls werden künstliche Zeitverläufe verwendet, um den Einfluss dieser auf das Schwingverhalten des Modells zu untersuchen. Zur Analyse des Schwingverhaltens wird der in Kapitel 7 verifizierte nichtlineare EMS angewendet.

Neben der Quantifizierung des Einflusses der unterschiedlichen Parameter auf die out-of-plane Tragfähigkeit wird weiterhin in Korrelationsanalysen der Zusammenhang von Bodenerschütterungsparametern mit der Verschiebung der Wand untersucht. Hierbei wird ebenfalls der in Kapitel 7 kalibrierte EMS, der die dort untersuchte Wand sehr gut abbildet, verwendet. Für die Korrelationsanalysen werden strukturunabhängige und strukturabhängige Parameter verwendet. Durchgeführt werden die Analysen auf Basis von Simulationen des EMS mit 4461 natürlichen Erdbebenzeitverläufen.

8.1 Sensitivitätsanalyse

Zur Quantifizierung des Einflusses der Kontaktsteifigkeit c , der Dämpfung und der vertikalen Steifigkeit am Wandkopf auf die out-of-plane Tragfähigkeit wird das in Kapitel 7 entwickelte Modell verwendet. Für jede Parameterkonfiguration wird mittels des entwickelten Modells die Kraftverformungsbeziehung bestimmt. Diese wird im nichtlinearen EMS angewendet und der Verformungsverlauf infolge Erdbebenanregung analysiert. Für die Simulationen werden 956 natürliche Erdbebenzeitverläufe aus der Resorce-Datenbank [104] verwendet. Die relative Häufigkeitsverteilung des PGA der in der Sensitivitätsanalyse verwendeten Erdbebenzeitverläufe ist in **Abbildung 8.1** dargestellt.

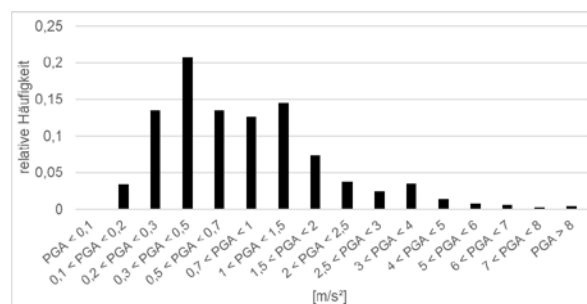


Abbildung 8.1: Relative Häufigkeitsverteilung des PGA der in der Sensitivitätsanalyse verwendeten Erdbebenzeitverläufe

Zur Simulation des nichtlinearen EMS unter Erdbebenanregung wird die open-source Software „Open System for Earthquake Engineering Simulation“ (OpenSees) verwendet. OpenSees ist ein Software-Paket zur Simulation des seismischen Verhaltens von Strukturen und geotechnischen Systemen. Es wurde insbesondere für die Anwendung in der Forschung im Bereich des Erdbebeningenieurwesens am Pacific Earthquake Engineering Research Center

entwickelt [156].

Für die nachfolgenden Untersuchungen wird ein nichtlinearer Einmassenschwinger mit jeweiligen Kraftverformungslinie sowie der entsprechenden steifigkeitsproportionalen Dämpfung implementiert.

Zur Untersuchung des Einflusses der Parameter wird die Anzahl der Erdbebenzeitverläufe, die zum Versagen der Wand führen durch die Gesamtanzahl der Erdbebenzeitverläufe geteilt, um die relative Häufigkeit eines Versagens zu betrachten. Weiterhin wird die maximal aufgetretene Verschiebung der Wand in sechs Klassen: 0-0,2t; 0,2-0,4t; 0,4-0,6t; 0,6-0,8t; 0,8-1,0t und Versagen eingeteilt und jeweils die relative Häufigkeit dargestellt, um die Verteilung der Verformungen zu analysieren.

8.1.1 Einfluss der Kontaktsteifigkeit

Die Kontaktsteifigkeit wird um den Bereich der verwendeten und verifizierten Werte von $c = 0,014$ bis $c = 0,02$ variiert, um die Sensitivität gegen eine nicht korrekt gewählte Kontaktsteifigkeit zu untersuchen.

Es zeigt sich eine Abhängigkeit der out-of-plane Kapazität von der gewählten Kontaktsteifigkeit (**Abbildung 8.2**). Mit steigender Steifigkeit nimmt die Anzahl an versagten Wänden ab. Wird die Kontaktsteifigkeit zu gering gewählt, wird somit die out-of-plane Tragfähigkeit unterschätzt. Wird sie zu hoch gewählt wird die Tragfähigkeit überschätzt.

In **Abbildung 8.3** ist die relative Häufigkeit der maximal aufgetretenen Verschiebung für drei Kontaktsteifigkeiten $c = 0,008$, $c = 0,014$ und $c = 0,030$ dargestellt. Es zeigt sich dabei die sehr große Anzahl an Simulationen die Verformungen unter 0,02 m liefern. Für geringe Kontaktsteifigkeiten finden sich im Bereich von 0,02 - 0,06 m noch ca. 20% der berechneten Wände. Für höhere Steifigkeiten sind im mittleren Bereich zwischen 0,02 und 0,1 m kaum Ergebnisse vorhanden. Zum Versagen führen je nach Kontaktsteifigkeit 8-13% der betrachteten Erdbebenzeitverläufe.

Es zeigt sich somit, dass sobald eine Verformung von ca. 0,04 – 0,06 m überschritten wird, die Wand als versagt angenommen werden kann, da größere Verschiebungen, welche nicht zum Versagen führen, kaum auftreten.

Dies bestätigt die Annahme der neuseeländischen Empfehlungen [92] eines Versagens bei $0,6 \Delta_i$ sowie die Annahme des Entwurfs der neuen europäischen Erdbebennorm [100] einer starken Schädigung bei 40% und den Zustand kurz vor Versagen bei 60% der geometrischen Versagensverschiebung (siehe Kapitel 2.4).

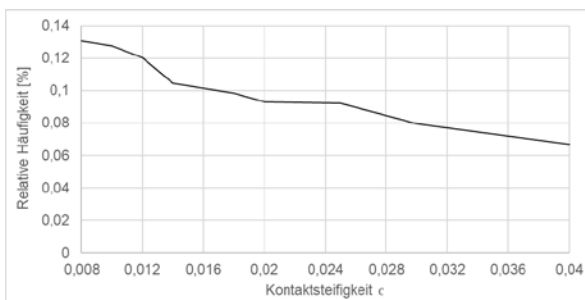


Abbildung 8.2: Relative Häufigkeit der versagten Wände für unterschiedliche Kontaktsteifigkeiten c

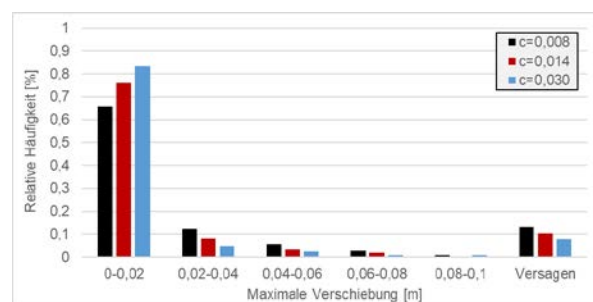


Abbildung 8.3: Relative Häufigkeit der versagten Wände für unterschiedliche Kontaktsteifigkeiten c

8.1.2 Einfluss der vertikalen Steifigkeit am Wandkopf

In bisherigen Modellen wird die vertikale Steifigkeit am Wandkopf nicht berücksichtigt. Es wird daher der Einfluss dieser auf die Versagenshäufigkeit untersucht. Hierzu wird eine Kraftverformungskurve mit einer vertikalen Steifigkeit analog zu Abschnitt 5.2 angenommen und ebenfalls im nichtlinearen EMS mit 956 Erdbebenzeitverläufen belastet.

In **Abbildung 8.4** ist die relative Häufigkeit der maximal aufgetretenen Verformungen der Wand dargestellt. Es wird eine starke Reduktion der versagten Wände durch die Berücksichtigung der vertikalen Steifigkeit ersichtlich. Während ohne Steifigkeit 10,5% der Wände versagen, tritt unter Berücksichtigung der vertikalen Steifigkeit nur noch in 1,8% der Fälle ein Versagen auf. Im Bereich von Verformungen größer 0,04 m, der nach [100] kritisch zu betrachten ist, befinden sich ohne Steifigkeit 16% und mit Steifigkeit lediglich knapp 4% der Wände.

Es zeigt sich somit eine deutliche Verringerung der Versagenswahrscheinlichkeit bzw. einer Erhöhung der out-of-plane Tragfähigkeit, wenn die vertikale Steifigkeit am Wandkopf berücksichtigt wird.

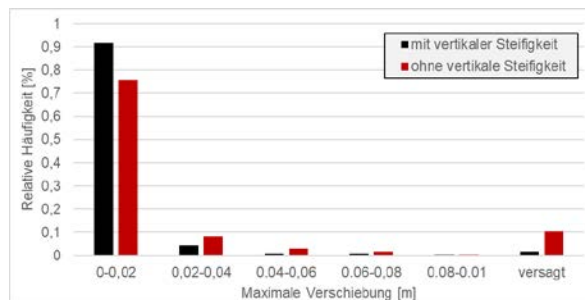


Abbildung 8.4: Relative Häufigkeit der versagten Wände mit und ohne vertikale Steifigkeit am Wandkopf

8.1.3 Einfluss der Dämpfung

In Kapitel 6 und 7 wurde festgestellt, dass auch die Höhe der angesetzten Dämpfung Einfluss auf das out-of-plane Verhalten im nichtlinearen EMS hat. Die Dämpfung wird daher um den Bereich von $\beta = 0,004$ gestreut und der Einfluss auf die Tragfähigkeit untersucht.

Dabei ergibt sich, analog zu der Variation der Kontaktsteifigkeit, eine Abhängigkeit der gewählten Dämpfung und der relativen Häufigkeit der versagten Wände (**Abbildung 8.5**). Mit steigender Dämpfung nimmt die Anzahl an versagten Wänden kontinuierlich ab, die out-of-plane Tragfähigkeit steigt somit an.

Die Verteilung der maximal aufgetretenen Verformungen (**Abbildung 8.6**) entspricht qualitativ den Ergebnissen der Untersuchungen mit unterschiedlichen Kontaktsteifigkeiten.

Da sich in Kapitel 6 zudem gezeigt hat, dass das verwendete Dämpfungsmodell ebenfalls Einfluss auf das Schwingverhalten des EMS hat, werden die Simulationen zusätzlich unter Ansatz einer viskosen Dämpfung durchgeführt. Hierbei wird die viskose Dämpfung so gewählt, dass die mittlere Dämpfung des Ausschwingversuchs gut abgebildet wird. Dies führt dazu, dass große Verformungen etwas stärker und kleine Verformungen etwas schwächer gedämpft werden.

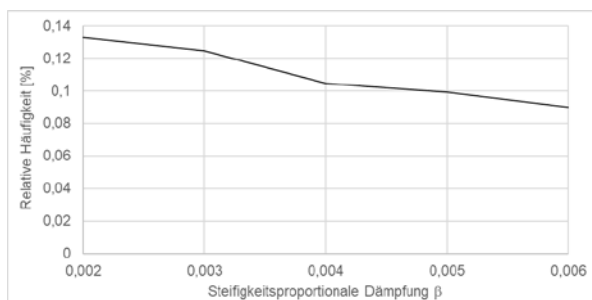


Abbildung 8.5: Relative Häufigkeit der versagten Wände für unterschiedliche Dämpfungen β

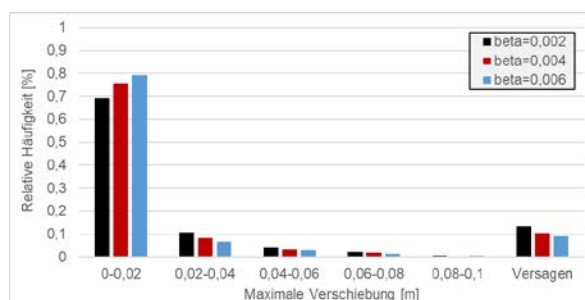


Abbildung 8.6: Relative Häufigkeit der maximal aufgetretenen Verschiebung für unterschiedliche Dämpfungen β

Dabei wurde festgestellt, dass der Einfluss des Dämpfungsmodells im Vergleich zum Einfluss der Kontaktsteifigkeit und dem Dämpfungsgrad gering ist (**Abbildung 8.7**). Durch die geringere Dämpfung der kleinen Verformungen treten mehr Verformungen im Bereich von 0,02 – 0,06 m auf und etwas weniger bei sehr kleinen Verformungen unter 0,02 m. Die erhöhte Dämpfung großer Verformungen führt zudem zu einer geringeren Häufigkeit an versagten Wänden.

Insgesamt überschätzt die viskose Dämpfung die out-of-plane Tragfähigkeit somit geringfügig.

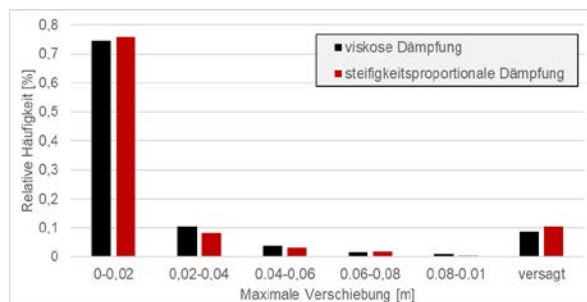


Abbildung 8.7: Relative Häufigkeit der versagten Wände für unterschiedliche Dämpfungen β

8.1.4 Einfluss durch künstlich erzeugte Erdbebenzeitverläufe

In der Praxis finden häufig künstliche Beschleunigungszeitverläufe Verwendung, um nichtlineare Zeitverlaufsberechnungen mit spektrumkompatiblen Zeitverläufen durchzuführen. Es werden daher aus realen Erdbebenzeitverläufen künstliche Verläufe generiert, um den Einfluss auf die Verformung des EMS zu untersuchen. Dabei werden Erdbebenzeitverläufe ausgewählt, die zu geringen, mittleren und großen Verformungen geführt haben. Für jeden Verlauf werden sieben künstliche Zeitverläufe generiert. Es werden zunächst die Geschwindigkeitsantwortspektren der Verläufe bestimmt und anschließend unter Verwendung des Programms SYNTH [154] Beschleunigungszeitverläufe generiert. Die Dauer der künstlichen Verläufe wird entsprechend der echten Erdbeben gewählt. Die Zeitverläufe sowie die zugehörigen Spektren sind in Anhang A.6 dargestellt.

Erdbeben 00367 liefert maximale Verformungen von 0,008 m bei einem PGA von 0,7 m/s². Die sieben künstlichen Zeitverläufe liefern dabei ähnliche maximale Verformungen wie der natürliche Ausgangszeitverlauf. Erdbeben 15138, welches mit einem PGA von 2,7 m/s² zu maximalen Verformungen von 0,039 m führt, zeigt eine deutlich stärkere Streuung der vorhergesagten Verformungen. In einem Fall führt die Simulation zum Versagen der Wand.

Der Mittelwert liefert zwar eine gute Abschätzung der tatsächlichen Verformung, um jedoch hierbei verlässliche Ergebnisse zu erhalten sind deutlich mehr Zeitverlaufsrechnungen notwendig. Die aus dem El Centro Erdbebenzeitverlauf generierten Zeitverläufe liefern, wie auch der echte Zeitverlauf, ein Versagen der Wand (**Abbildung 8.8**).

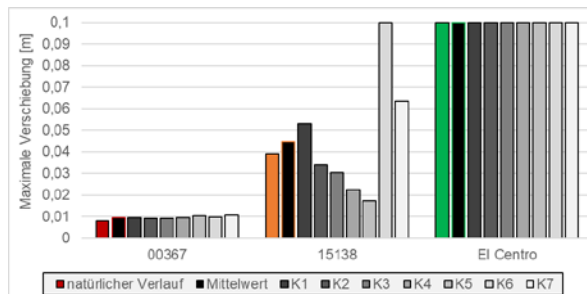


Abbildung 8.8: Maximale Verformungen künstlicher Verläufe

Wie bereits in den vorigen Abschnitten gezeigt, ist der Bereich mittlerer Verformungen schwer abzubilden, da Wände meist geringe Verformungen liefern oder versagen, Verschiebungen im mittleren Bereich treten nur selten auf. Bereits geringe Abweichungen in der Anregung liefern auf Grund der starken Nichtlinearität sehr unterschiedliche Verschiebungsantworten.

Es zeigt sich insgesamt eine gute Übereinstimmung der Größenordnung der Verformungen infolge natürlicher Erdbebenzeitverläufe und künstlicher Verläufe. Es sollten jedoch insbesondere im Bereich mittlerer bis großer Verformungen mehr Zeitverläufe generiert werden, um die starke Streuung zu berücksichtigen.

8.2 Korrelationsanalyse

Die traditionelle Quantifizierung der Erdbebenstärke mit der strukturunabhängigen maximalen Bodenbeschleunigung (PGA) ist häufig nur bedingt tauglich. Die in [157–160] durchgeführten Untersuchungen haben bereits gezeigt, dass die nach einem Erdbeben zu erwartende Schädigung einer Stahlbetonstruktur im Vergleich zu anderen Parametern nur schwach mit dem PGA des Erdbebens korreliert. Eigene Untersuchungen zur Korrelation von Bodenerschütterungsparametern mit der Schädigung von Stahlbetongebäuden, die unter [161–163] veröffentlicht wurden, bestätigen diese Erkenntnisse. Auch für das out-of-plane Verhalten von unbewehrten Mauerwerkswänden korreliert nach [105, 164] der PGV besser als PGA und PGD.

Bessere Korrelationen liefern insgesamt strukturabhängige Parameter wie der Spektralwert der Beschleunigung in der ersten Eigenperiode $S_a(T_1)$, da dieser ebenfalls die Eigenschaften der betrachteten Struktur berücksichtigt [157].

Das in Kapitel 5, 6 und 7 entwickelte und kalibrierte Modell der Wand in Form eines nichtlinearen EMS wird daher hier verwendet, um den Zusammenhang zwischen den Verschiebungen der Wand und strukturunabhängigen und strukturabhängigen Erdbebenparametern zu untersuchen.

Hierzu werden die Verschiebungen des nichtlinearen EMS für 4461 natürliche Erdbebenzeitverläufe (**Abbildung 8.9** und **Abbildung 8.10**) berechnet und Korrelationsanalysen durchgeführt. Verwendet wird für die Analysen das Modell der in den vorigen Kapiteln in experimentellen und analytischen Untersuchungen verwendeten Porenbetonsteinwand.

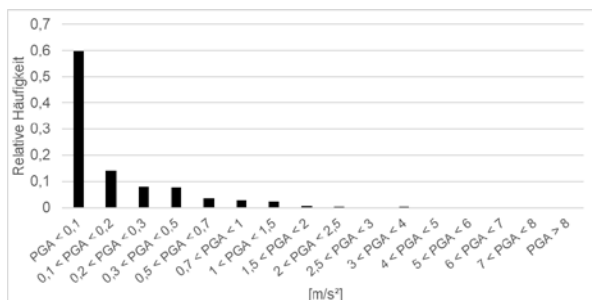


Abbildung 8.9: Relative Häufigkeitsverteilung des PGA der in der Korrelationsanalyse verwendeten Erdbebenzeitverläufe

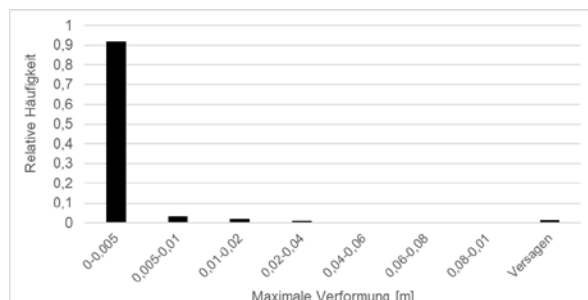


Abbildung 8.10: Relative Häufigkeitsverteilung der maximalen Verformung der in der Korrelationsanalyse verwendeten Erdbebenzeitverläufe

8.2.1 Bodenerschütterungsparameter

Die Stärke eines Erdbebens kann durch unterschiedliche Parameter oder Parameterkombinationen beschrieben werden. Diese lassen sich in schädigungs-basierte Intensitätswerte, seismologische Werte und Ingenieurseismologische Werte (Bodenerschütterungsparameter) unterteilen. In der ersten Gruppe finden sich die „Europäische Makroseismische Skala“ (EMS-98) und die „Modifizierte Mercalli-Intensität“ (MMI), die in Schädigungsuntersuchungen häufig zur Quantifizierung der Erdbebenstärke verwendet werden. Die Werte basieren auf einer qualitativen Bewertung der lokalen Schäden am Bauwerk und stellen keine wissenschaftlichen Parameter dar die unmittelbar für Berechnungen verwendet werden können. In der zweiten Gruppe finden sich Werte wie die Erdbebenmagnitude und Hypozentraldistanz, welche die Erdbebenenergie bzw. den Abstand zum Erdbebenherd darstellen. Auch diese Parameter lassen sich nicht direkt in Berechnungen und Simulationen anwenden. Die dritte Gruppe besteht aus Zeit- oder Frequenzbereichsparametern sowie energetischen und charakteristischen Werten der Erdbebenbeschleunigungszeitverläufe. Hierzu gehören z.B. die maximale Bodenbeschleunigung (PGA) und die Spektralwerte der Beschleunigung (S_a). Diese Parameter bilden die Basis für die Quantifizierung der Erdbebenintensität im Erdbebeningenieurwesen [157].

Für die nachfolgenden Korrelationsuntersuchungen werden nur die Parameter der dritten Gruppe verwendet. In **Tabelle 4.2** sind die verwendeten Bodenerschütterungsparameter für die Quantifizierung der Stärke eines Erdbebens zusammengefasst.

Tabelle 8.1: Verwendete Erdbebenparameter (vgl. [165])

Zeitbereichkennwerte	
maximale Erdbebenbeschleunigung (Peak Ground Acceleration)	$PGA = \max a(t) $
maximale Erdbebengeschwindigkeit (Peak Ground Velocity)	$PGV = \max v(t) $
maximale Erdbebenverschiebung (Peak Ground Displacement)	$PGD = \max d(t) $
Squared Acceleration	$SQa = \int_0^{t_f} a^2(t) dt$
Squared Velocity	$SQv = \int_0^{t_f} v^2(t) dt$
Squared Displacement	$SQd = \int_0^{t_f} d^2(t) dt$
Root Square Acceleration	$RSa = \sqrt{SQa}$
Root Square Velocity	$RSv = \sqrt{SQv}$
Earthquake Power Index Acceleration	$P_a = \frac{1}{t_2 - t_1} \int_{t_1}^{t_2} a^2(t) dt$ mit: $t_1 = t_{05}$; $t_2 = t_{95}$
Earthquake Power Index Velocity	$P_v = \frac{1}{t_2 - t_1} \int_{t_1}^{t_2} v^2(t) dt$
Earthquake Power Index Displacement	$P_d = \frac{1}{t_2 - t_1} \int_{t_1}^{t_2} d^2(t) dt$
Root Mean Square Acceleration	$RMSa = \sqrt{P_a}$
Root Mean Square Velocity	$RMSv = \sqrt{P_v}$
Root Mean Square Of Displacement	$RMSd = \sqrt{P_d}$
Arias Intensität	$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_{total}} [a(t)]^2 dt$
Charakteristische Intensität	$I_C = a_{rms}^{1,5} \cdot \sqrt{t_{total}}$
Kumulative absolute Geschwindigkeit (Cumulative Absolute Velocity)	$CAV = \int_0^{t_{total}} a(t) dt$
Spectral Energy Density	$SED = \int_0^{t_{total}} [v(t)]^2 dt$
Acceleration Intensity	$I_{acc} = a_{max} t_d^{1/3}$ mit: $t_d = t_{95} - t_{05}$
Velocity Intensity	$I_{vel} = PGV^{2/3} t_d^{1/3}$
Displacement Intensity	$I_{dis} = d_{max} t_d^{1/3}$
Frequenzbereichkennwerte	
Housner Intensität	$I_H = \int_{0,1}^{2,5} PS_v(\xi, T) dT$
Spektralbeschleunigung der Periode T_i	$SaT_i = S_a(T_i)$
Spektrale Erbebenenergie der Periode T_i	$SET_i = SE(T_i)$

Einer der in der Praxis meistverwendeten Parameter ist der PGA (Peak Ground Acceleration), der als absoluter Maximalwert des Beschleunigungszeitverlaufs definiert ist. Obwohl Erdbebenzeitverläufe mit hohen Spitzenbeschleunigen häufig zu hohen Verformungen führen, kann es bei sehr kurzen Zeitverläufen oder Spitzenbeschleunigungen im hohen Frequenzbereich zu einer Überschätzung der Verformung führen. Die maximal auftretende Geschwindigkeit PGV ist dahingegen weniger empfindlich für hohe Frequenzanteile und eignet sich daher für mittlere Frequenzbereiche.

Die Eigenschaften der Struktur werden lediglich im Spektralwert der Beschleunigung $S_a(T)$ und der in die Struktur eingebrachte Erdbebenenergie $E_{inp}(T)$ berücksichtigt. Dabei wird der Spektralwert der Beschleunigung bzw. Energie in der Eigenperiode des Tragwerks verwendet. Die Erdbebenenergie kann als Arbeit der Trägheitskraft längs des Verschiebungsweges der Fußpunkterregung bzw. als die in das Bauwerk eingebrachte Erdbebenenergie dargestellt werden [12]:

$$E_{inp} = E_K + E_D + E_S = \frac{1}{2} m \dot{u}_t^2 + \int c \dot{u} \, du + \int f_s \, du \quad (8.1)$$

Wobei E_K die kinetische Energie, E_D die Dämpfungsarbeit und E_S die potentielle Energie ist, welche in die elastische Energie E_E und in die Hystereseenergie E_H aufgeteilt ist ($E_S = E_E + E_H$) [12]. Die eingeleitete Erdbebenenergie E_{inp} ist neben dem Erdbebenzeitverlauf auch von der Systemantwort der Struktur abhängig. Da diese sich je nach Eigenperiode des Gebäudes unterscheidet, kann die Erdbebenenergie, ebenso wie die Beschleunigung, in Form eines Spektrums dargestellt werden. Die tatsächlich ins Gebäude eingebrachte Energie kann somit über die Energie in der ersten Eigenperiode abgeschätzt werden. Da das Gebäude die eingeleitete Energie durch plastisches Verhalten und Dämpfung aufnehmen muss, besteht zwischen der eingebrachten Erdbebenenergie und der resultierenden nichtlinearen Verformung der Struktur offensichtlich ein Zusammenhang.

Da für das out-of-plane Verhalten von Mauerwerkswänden auf Grund der starken Nichtlinearität keine eindeutige Eigenperiode bestimmt werden kann, wird die Korrelation mit unterschiedlichen Eigenperioden durchgeführt. Die Eigenperioden ergeben sich aus der Steifigkeit zu verschiedenen Punkten der ermittelten Kraftverformungskurve (**Abbildung 8.11**).

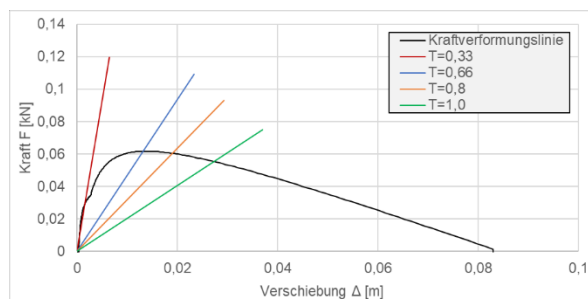


Abbildung 8.11: Steifigkeit in der Kraftverformungskurve bei unterschiedlichen Perioden

8.2.2 Grundlagen der Korrelationsanalyse

Im Folgenden werden Korrelationsanalysen zur Ermittlung des Zusammenhangs von Bodenerschütterungsparametern und maximaler Verschiebung der Mauerwerkswand unter Erdbebenbelastung durchgeführt. Dabei wird das Ausmaß der stochastischen Abhängigkeit

der Variablen voneinander ermittelt. Da kein linearer Zusammenhang (Korrelation nach Bravais / Pearson) zu erwarten ist, wird in dieser Arbeit die Rangkorrelation nach Spearman verwendet. Die Anzahl N ist dabei nur insofern von Bedeutung, als dass sie die Güte bzw. die Genauigkeit der Korrelation beeinflusst. Der Wertebereich für den Koeffizienten liegt zwischen -1 und $+1$. Der Korrelationskoeffizient nach Spearman ist also eine nichtparametrische Version auf der Grundlage von Rängen. Dabei wird untersucht, wie sehr die kleinsten Werte der Variablen x und y , die zweitkleinsten Werte von x und y usw. einander entsprechen. Ein Nachteil dieser Korrelationsmethode besteht darin, dass die absoluten Größen der Variablen vernachlässigt werden. Vorteilhaft ist allerdings, dass die Rangkorrelation nach Spearman unanfällig gegen Ausreißer ist [157]. Die Gleichung zur Ermittlung der Korrelationskoeffizienten ergibt sich zu

$$r_{\text{Spearman}} = \frac{\sum_{i=1}^N (R(X_i) - R(\bar{X}))(R(Y_i) - R(\bar{Y}))}{\sqrt{\sum_{i=1}^N (R(X_i) - R(\bar{X}))^2 \sum_{i=1}^N (R(Y_i) - R(\bar{Y}))^2}} \quad (8.2)$$

wobei N die Anzahl der Daten in der Stichprobe, X_i, Y_i die beiden Variablen und $R(\dots)$ der Rang der Variable sind.

8.2.3 Ergebnisse der Korrelationsanalyse

Die Korrelationsanalyse liefert die in **Abbildung 8.12** dargestellten Korrelationskoeffizienten. Es ergibt sich dabei eine sehr starke Korrelation der periodenabhängigen Parameter. Die Spektralbeschleunigungen liefern dabei etwas höhere Korrelationskoeffizienten als die periodenabhängige Spektralenergie. Insgesamt zeigt sich jedoch für alle Parameter eine gute Korrelation. Dies ist auf die sehr große Anzahl der Erdbeben zurückzuführen, die zu nur sehr geringen Verformungen der Wand führen (siehe **Abbildung 8.10**). In diesem Bereich verhält sich der EMS nahezu linear und führt damit zu einer starken Korrelation aller Parameter.

Es wird daher eine weitere Korrelationsanalyse durchgeführt, in welcher nur die Erdbebenzeitverläufe verwendet werden, die zu Verformungen des EMS größer als 5 mm führen. Hierbei ergeben sich insgesamt deutlich geringere Korrelationskoeffizienten (**Abbildung 8.13**). Die stärksten Korrelationen liefern weiterhin die periodenabhängigen Bodenerschütterungsparameter. Gute Korrelationen liefern neben diesen auch die Arias Intensität sowie die charakteristische Intensität.

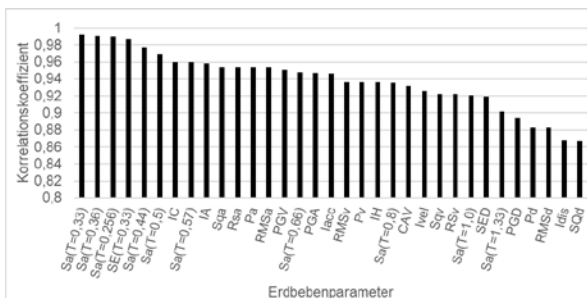


Abbildung 8.12: Korrelationskoeffizienten für die betrachteten Bodenerschütterungsparameter

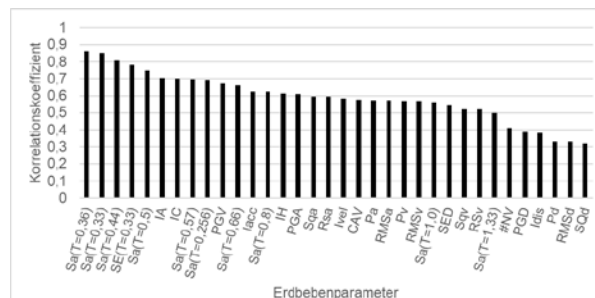


Abbildung 8.13: Korrelationskoeffizienten für die betrachteten Bodenerschütterungsparameter unter Verwendung nur der Erdbeben die zu Verformungen >5 mm führen

Die in den meisten Anwendungen verwendete Spitzenbeschleunigung PGA liegt dabei lediglich im Mittelfeld.

Die vollständige Darstellung der Korrelationskoeffizienten finden sich in Anhang A.7.

Neben der Korrelationsanalyse mit allen Wänden, werden im Folgenden lediglich die versagten Wände betrachtet. Es wird der 5% Quantilwert, also der Wert des Erdbebenparameters bei dem lediglich 5% der Wände bei geringeren Werten versagen, als Grenzwert verwendet. Dies stellt einen Grenzwert dar, ab dem ein Versagen der Wand mit einer Wahrscheinlichkeit von 95% eintritt. Hierdurch lässt sich eine Aussage über den Zusammenhang des Parameters mit der Verschiebung der Wand, insbesondere in Bezug auf die Vorhersage des Versagens treffen.

Es wird hierzu die Anzahl der versagten Wände durch die Gesamtanzahl der Wände über diesem Grenzwert betrachtet. Dies beschreibt die Zuverlässigkeit, mit der ein Versagen durch diesen Parameter vorhergesagt werden kann.

In **Abbildung 8.14** ist der PGA über die maximal aufgetretenen Verformungen sowie der zugehörige 5%-Quantilwert dargestellt. Hierbei ist die Vorhersage des Versagens nur in 28% der Fälle korrekt (**Abbildung 8.16**).

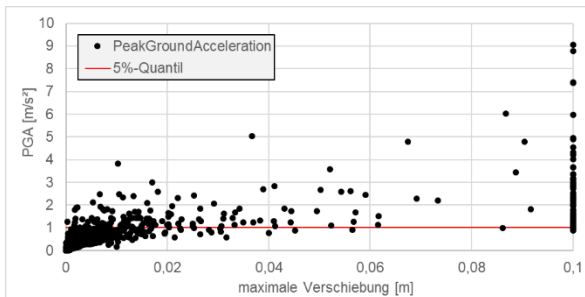


Abbildung 8.14: Verteilung des PGA über die maximale Verschiebung

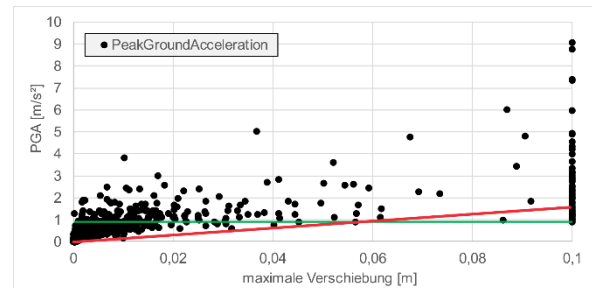


Abbildung 8.15: Untere Grenzen des Zusammenhangs zwischen PGA und der maximal aufgetretenen Verformung

Weiterhin wird die auf der sicheren Seite liegende untere Grenze des Zusammenhangs zwischen dem PGA und der maximal aufgetretenen Verformung (rot) und die untere Grenze des PGA der zum Versagen der Wand (grün) führt, betrachtet (**Abbildung 8.15**). Dabei ergibt sich ein Schnittpunkt bei 0,06 m. Dies bestätigt die Annahme eines kritischen Bereichs ab einer Verformung von 0,6t in [92, 100] wenn eine konservative Abschätzung durchgeführt werden soll.

Die beste Genauigkeit in der Vorhersage des Versagens liefern hier erneut die periodenabhängigen Spektralbeschleunigungen, jedoch in den höheren Perioden. Diese entsprechen dem Bereich bei größeren Verformungen (**Abbildung 8.11**) und stehen somit besser im Zusammenhang mit der Vorhersage des Versagens. Die höchste Vorhersagengenauigkeit liefert die Spektralbeschleunigung bei $T = 1,0$. Auch die Housner Intensität und die maximale Spektralverschiebung PGV liefern hier sehr gute Werte (**Abbildung 8.16**). Die Vorhersagengenauigkeit und die Verteilung von $S_a(T=1,0)$ für die Untersuchungen mit den Erdbebenzeitverläufen die zu Verformungen größer 5 mm führen sind in Anhang A.8 dargestellt.

In **Abbildung 8.17** ist die Verteilung der Spektralbeschleunigung bei $T = 1,0$ über die maximal aufgetretenen Verformungen sowie der zugehörige 5%-Quantilwert dargestellt. Dabei zeigt sich die deutliche bessere Vorhersagengenauigkeit des Quantilwerts gegenüber der Verteilung des

PGA. Trotz dessen ist ein breiter Streukegel des Parameters vorhanden. Auch bei starken Spektralbeschleunigungen ergeben sich zum Teil nur geringe Verformungen. Es lässt sich somit mit diesem Parameter ebenfalls keine eindeutige Vorhersage der Verschiebung bzw. des Versagens treffen.

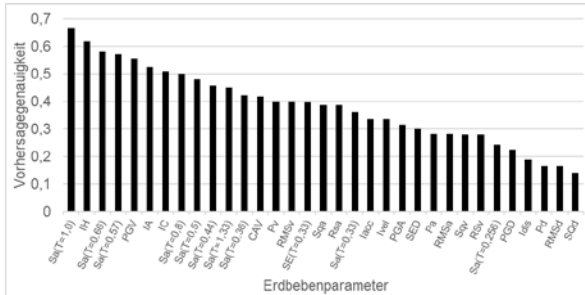


Abbildung 8.16: Vorhersagegenauigkeit mittels 5%-Quantil der unterschiedlichen Erdbebenparameter

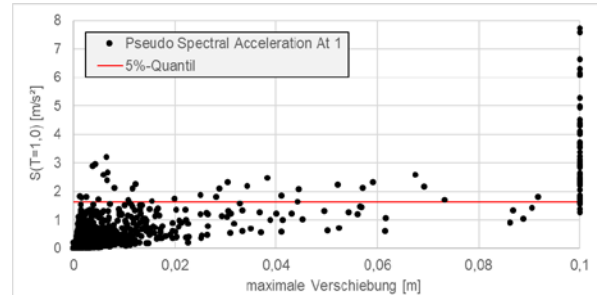


Abbildung 8.17: Verteilung von $S_a(T=1,0)$ über die maximale Verschiebung

8.3 Zusammenfassung

In der Sensitivitätsanalyse wurde der Einfluss der Dämpfung und des verwendeten Dämpfungsmodells, der Kontaktsteifigkeit sowie der vertikalen Steifigkeit am Wandkopf untersucht. Der Einfluss von künstlichen Zeitverläufen wurde ebenfalls analysiert. Hierfür wurde der zuvor entwickelte nichtlineare EMS mit unterschiedlichen Parameterkonfigurationen jeweils mit 956 Erdbebenzeitverläufen belastet und die maximalen Verformungen ausgewertet.

Dabei zeigte sich ein Einfluss der Kontaktsteifigkeit sowie der Dämpfung. Wird diese unterschätzt bzw. überschätzt kann dies zu einer Überschätzung der out-of-plane Tragfähigkeit führen. Die Parameter müssen somit für unterschiedliche Stein-Mörtel-Kombinationen möglichst genau bestimmt werden. Auch die Einführung eines Sicherheitsbeiwerts zur Berücksichtigung der Ungenauigkeiten bietet an dieser Stelle die Möglichkeit ein angemessenes Sicherheitsniveau zu erreichen.

Die Wahl des Dämpfungsmodells spielt dagegen eine untergeordnete Rolle, sodass mit einem viskosen Dämpfungsmodell ebenfalls gute Ergebnisse erzielt werden können.

Die vertikale Steifigkeit am Wandkopf führt, wie erwartet, zu einer deutlichen Reduktion der versagten Wände und somit zu einer Erhöhung der out-of-plane Tragfähigkeit.

Mit künstlich generierten Erdbebenzeitverläufen können die Verformungen insgesamt gut approximiert werden, wobei im Bereich mittlerer Verformungen eine starke Streuung auftritt.

In der Korrelationsanalyse wurde ebenfalls der nichtlineare EMS mit einer Vielzahl an Erdbebenzeitverläufen belastet. Durch die Korrelation der maximalen Verschiebung mit Bodenerschütterungsparametern konnte der starke Zusammenhang der Verformung mit den Spektralbeschleunigungen in den Eigenperioden nachgewiesen werden. Während durch die große Anzahl an schwachen Erdbeben kleine Perioden in diesem Fall die besten Ergebnisse zeigten, liefern für die Vorhersage des Versagens Spektralbeschleunigungen in höheren Eigenperioden gute Aussagegenauigkeiten.

9 Vereinfachtes Bemessungskonzept zur Bestimmung der out-of-plane Tragfähigkeit

Die vorgestellte nichtlineare Zeitverlaufsberechnung zur Bestimmung der out-of-plane Tragfähigkeit stellt eine sehr aufwändige und komplexe Methode dar, die in der Praxis kaum angewendet werden kann. Es wird daher im Folgenden ein vereinfachtes Bemessungskonzept basierend auf den durchgeführten Versuchen und dem entwickelten Ingenieurmodell beschrieben. Teile der Zusammenhänge sind in der Studienarbeit von Helm [141] unter Anleitung durch den Autor ausgearbeitet worden.

9.1 Beschreibung des Bemessungskonzepts

Grundlage des Bemessungskonzepts stellen die in Kapitel 8 gewonnenen Erkenntnisse dar. Die gute Korrelation sowie die gute Vorhersagengenauigkeit des 5%-Quantilwertes der Spektralbeschleunigung dienen dabei als Basis.

Es wird daher die einwirkende Spektralbeschleunigung in der maßgebenden Eigenperiode der Wand $Sa_E(T_i)$ mit dem Widerstand der Wand Sa_R verglichen, um die Tragfähigkeit der Mauerwerkswand nachzuweisen. Es muss daher gelten:

$$Sa_E(T_i) \leq Sa_R. \quad (9.1)$$

Die einwirkende Beschleunigung kann dabei wie bei der Bemessung nach DIN EN 1998 üblich aus dem 5% gedämpften Antwortspektrum abgelesen werden. Benötigt wird hierzu die maßgebende Eigenperiode der Wand T_i . Diese wird hier als die Eigenperiode definiert, deren 5%-Quantil der Spektralbeschleunigung $Sa(T_i)$ die Vorhersage des Versagens mit der höchsten Genauigkeit ermöglicht. Auf der Widerstandsseite werden dabei keine Sicherheiten berücksichtigt.

Da im vorangegangenen Kapitel dies lediglich für eine Wand durchgeführt wurde, werden hier 41 Wände mit unterschiedlichen Abmessungen, Schlankheiten, Dichten, Auflasten und vertikalen Steifigkeiten am Wandkopf betrachtet (siehe Anhang A.9). Jede Konfiguration wird analog zu Kapitel 8 mit 4461 Erdbebenzeitverläufen belastet und die 5%-Quantilwerte und deren Aussagegenauigkeit ausgewertet. Für die Wahl des Parameters c wird dabei eine starke Schädigung der Wände angenommen, um konservative Ergebnisse zu erhalten.

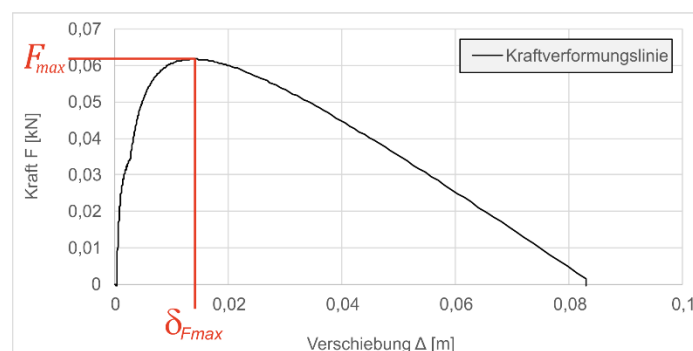


Abbildung 9.1: Lage von F_{max} und δ_{Fmax}

Hieraus ergibt sich für jede Konfiguration der Wand die maßgebende Eigenperiode. Da der Zusammenhang $T = 2\pi/\sqrt{(K/M)}$ besteht, wobei die Masse M bekannt ist, muss die Steifigkeit K aus bekannten Größen bestimmt werden, sodass die ermittelten Eigenperioden T abgebildet werden können. Es zeigt sich dabei ein guter Zusammenhang zwischen der Steifigkeit und der maximalen Kraft F_{max} sowie der Position dieses Maximums δ_{Fmax} (**Abbildung 9.1**). Mit

$$K = 1,5 \cdot \frac{F_{max}}{(\delta_{Fmax} + 0,08(1 - \delta_{Fmax}))t} \quad (9.2)$$

lässt sich die maßgebende Eigenperiode gut approximieren.

Da F_{max} und δ_{Fmax} bei der Bemessung nicht bekannt sind, müssen diese ebenfalls approximiert werden. Die maximale Kraft ist abhängig von der Wichte W , der Auflast O und der Schlankheit sowie der vertikalen Federsteifigkeit K_0 am Wandkopf. Da sich hierbei kein linearer Zusammenhang ergibt, wird ein Bemessungsdiagramm erstellt, das den Einfluss der verschiedenen Parameter berücksichtigt. Hierbei wird der Einfluss der vertikalen Federsteifigkeit getrennt betrachtet.

Durch Auswertung der maximalen Kraft in den über 180.000 durchgeführten Simulationen ergibt sich das in **Abbildung 9.2** dargestellte, von der Schlankheit h/t und dem Verhältnis von Auflast zu Wichte O/W abhängige Diagramm zum Ablesen des Faktor χ zur Beschreibung der Tragfähigkeit infolge Auflast und Eigengewicht.

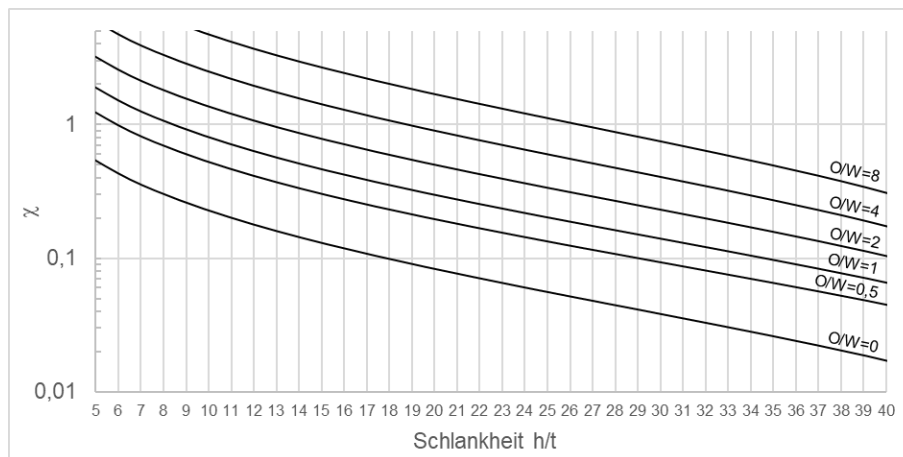


Abbildung 9.2: Bemessungsdiagramm für den Faktor χ

Ist zudem eine vertikale Steifigkeit am Wandkopf aus einer über der Wand liegenden Struktur vorhanden, kann diese ebenfalls angesetzt werden. Hierbei wird, da die tatsächlich vorhandene Steifigkeit in der Praxis schwer zu bestimmen ist, konservativ eine konstante Steifigkeit von $K_0 = 2000 \text{ kN/m}$ pro Meter Wandbreite berücksichtigt, wenn nachgewiesen wird, dass diese mindestens im Tragwerk vorhanden ist. Hierdurch wird ebenfalls berücksichtigt, dass beim Ansatz einer hohen Steifigkeit die Wahrscheinlichkeit eines Druckversagens der Steine zunimmt. Da der Einfluss der vertikalen Steifigkeit am Wandkopf auf die Tragfähigkeit komplex ist, wird auf Grundlage der Simulationsergebnisse ebenfalls ein Bemessungsdiagramm zur Ermittlung des Faktors χ_K erstellt (**Abbildung 9.3**).

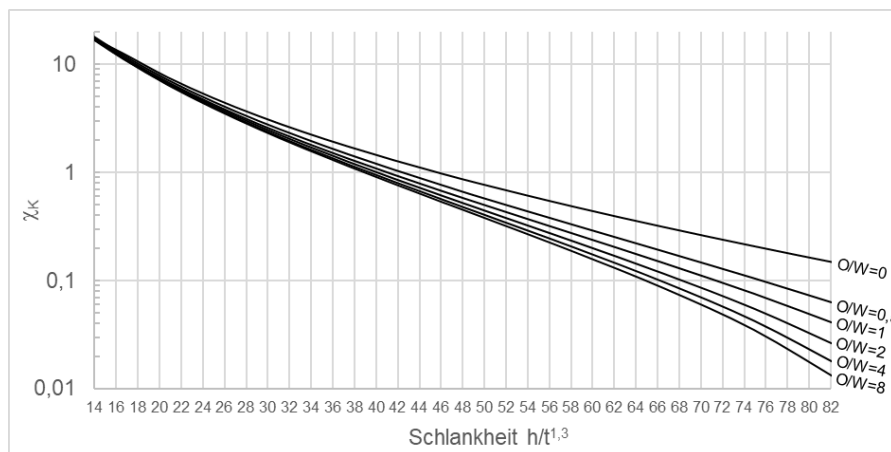


Abbildung 9.3: Bemessungsdiagramm für den Faktor χ_K

Für die maximale Kraft ergibt sich

$$F_{max} = \chi \cdot W + \chi_K \cdot W \quad (9.3)$$

Wobei $\chi_K = 0$ wenn die vertikale Steifigkeit K_O geringer als 2000 kN/m pro Meter Wandbreite ist.

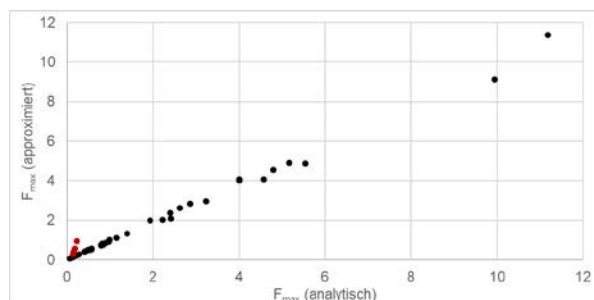


Abbildung 9.4: Vergleich der analytisch bestimmten maximalen Kraft F_{max} und der Approximation mittels Bemessungsdiagramm für die betrachteten Parameterkonfigurationen der Wand

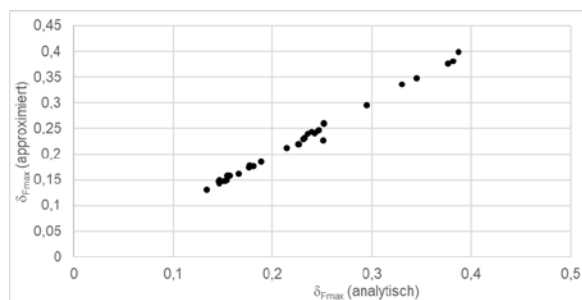


Abbildung 9.5: Vergleich der analytisch bestimmten Position δ_{Fmax} von F_{max} und der Approximation mittels Bemessungsdiagramm für die betrachteten Parameterkonfigurationen der Wand

Der Vergleich der analytisch bestimmten maximalen Kraft F_{max} und der Approximation mittels Bemessungsdiagramm für die betrachteten Parameterkonfigurationen der Wand liefert eine gute Übereinstimmung (**Abbildung 9.4**). Zusätzlich wurden vier Wände mit einer Steifigkeit von 1000 kN/m/m betrachtet. Bei diesen wird die maximale Kraft unterschätzt da die vertikale Steifigkeit wegen $K_O < 2000 \frac{kN}{m} / m$ vernachlässigt wird.

Für die Position der maximalen Kraft δ_{Fmax} ergibt sich ebenfalls ein nichtlinearer Zusammenhang in Abhängigkeit der Schlankheit der Wand. Die Approximation des aus den Simulationsergebnissen erhaltenen Zusammenhangs durch eine Funktion führt für Wände ohne vertikale Steifigkeit am Wandkopf zu

$$\delta_{F_{max},oF} = \frac{\left(\frac{h}{t}\right)^{0,7}}{50} . \tag{9.4}$$

Ist zusätzlich eine Steifigkeit am Wandkopf vorhanden wird die Position von F_{max} durch

$$\delta_{F_{max}} = \frac{\left(\frac{h}{t}\right)^{0,7}}{50} + \frac{\chi_K}{F_{max}} \left(0,4 - \frac{\left(\frac{h}{t}\right)^{0,7}}{50}\right) \tag{9.5}$$

approximiert. Auch hier liefert der Vergleich der analytisch bestimmten Position und der Approximation dieser eine gute Übereinstimmung (**Abbildung 9.5**).

Mit den entwickelten Bemessungsdiagrammen und Approximationen zur Bestimmung von F_{max} und $\delta_{F_{max}}$ kann die maßgebende Eigenperiode berechnet werden:

$$T_i = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{1,5F_{max}}{(\delta_{F_{max}} + 0,08(1 - \delta_{F_{max}}))tM}}} . \tag{9.6}$$

Wobei t die Wanddicke und M die Masse der Wand ist.

Die in Kapitel 8.2.3 durchgeführten Untersuchungen zur Zuverlässigkeit der verschiedenen Parameter wird für jede einzelne Wand wiederholt, um die Periode zu ermitteln bei der die Zuverlässigkeit am höchsten ist. Dies stellt die maßgebende Eigenperiode dar. In **Abbildung 9.6** ist der Vergleich dieser Periode mit der nach Gleichung (9.6) berechneten Periode dargestellt. Da in den Korrelationsanalysen nur Eigenperioden in einer bestimmten Schrittweite untersucht wurden, ergeben sich Häufungen bei bestimmten Perioden. Insgesamt wird, unter Berücksichtigung der starken Vereinfachung des Vorgehens, die maßgebende Eigenperiode gut abgeschätzt.

Mit der bestimmten Eigenperiode T_i kann die einwirkenden Spektralbeschleunigung $Sa_E(T_i)$ aus dem anzusetzenden Antwortspektrum abgelesen werden.

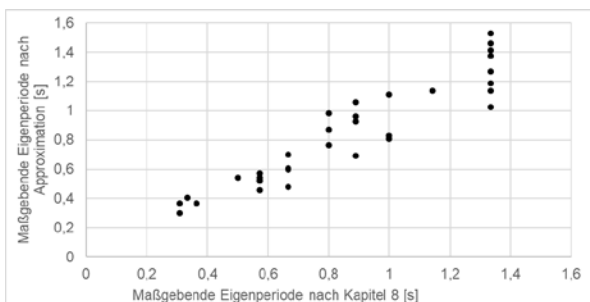


Abbildung 9.6: Vergleich der maßgebenden Eigenperioden nach Kapitel 8 und nach Approximation für die betrachteten Parameterkonfigurationen der Wand

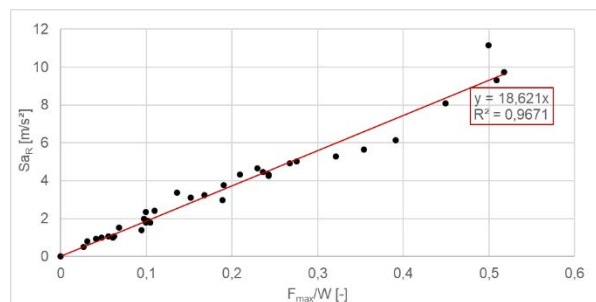


Abbildung 9.7: Darstellung der aufnehmbaren Spektralbeschleunigung über das Verhältnis $\frac{F_{max}}{W}$ für die betrachteten Parameterkonfigurationen der Wand

Zur Bestimmung des Widerstands wird für jede Parameterkonfiguration der Wand der 5%-Quantilwert bestimmt. Dieser stellt die aufnehmbare Spektralbeschleunigung Sa_R dar. Da auch

der Widerstand für die Bemessung aus bekannten Größen berechnet werden muss, wird ein Zusammenhang zwischen diesen ermittelt. Es zeigt sich dabei ein sehr guter linearer Zusammenhang zwischen der aufnehmbaren Spektralbeschleunigung und dem Verhältnis der maximalen Kraft F_{max} und der Wichte der Wand W (**Abbildung 9.7**).

Die Gerade zur Approximation von Sa_R lässt sich durch

$$Sa_R = 18,62 \cdot \frac{F_{max}}{W} \quad [m/s^2] \quad (9.7)$$

beschreiben.

Somit lässt sich der Nachweis der out-of-plane Tragfähigkeit auf Grundlage der Abmessungen der Wand, der Auflast, der Dichte sowie der Steifigkeit der Kopflagerung führen. In **Abbildung 9.8** ist das Vorgehen zur Bemessung als Ablaufdiagramm dargestellt.

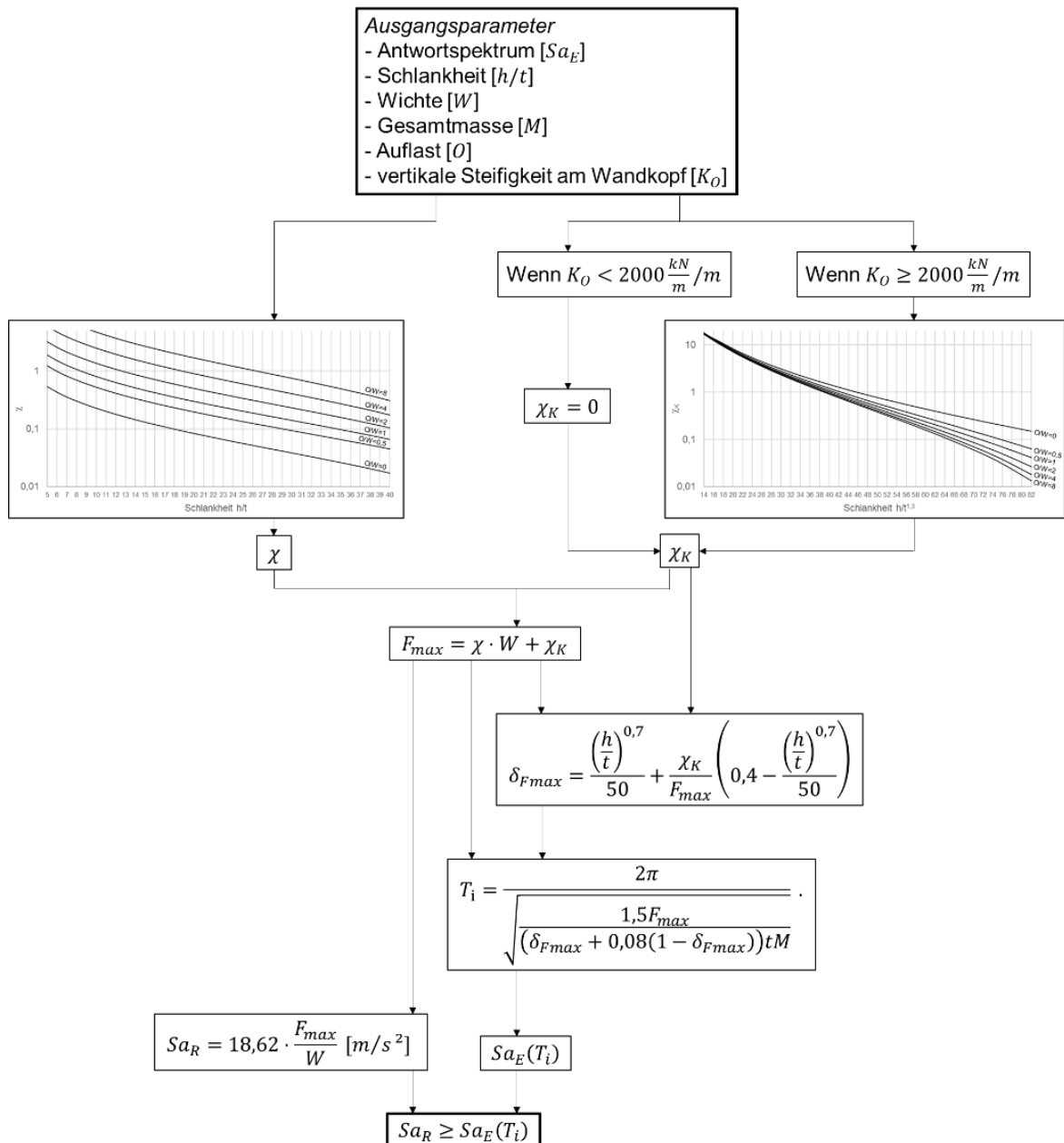


Abbildung 9.8: Ablaufdiagramm des vereinfachten Bemessungskonzepts

9.2 Anwendung des Bemessungsmodells

Ein Beispiel zur Anwendung des Bemessungsmodells wird im Folgenden mit der in Kapitel 4.5 untersuchten Porenbetonsteinwand ohne und mit vertikaler Steifigkeit durchgeführt. In den Rütteltischversuchen wurde die Wand mit dem Erdbebenzeitverlauf des El Centro Erdbebens belastet und durch Skalierung der Anregung der Faktor gefunden, bei dem die Wand versagt. Für die Bemessung werden die Schlankheit h/t , die Wichte W , die Gesamtmasse M , die Auflast O sowie die vertikale Steifigkeit am Wandkopf K_O benötigt. Weiterhin wird das in **Abbildung 9.10** dargestellte Antwortspektrum und die darin gekennzeichnete Beschleunigung sa_E benötigt.

Zunächst wird für die Wand ohne vertikale Steifigkeit das Bemessungsmodell angewendet. Hierzu muss zuerst die maximale Kraft F_{max} bestimmt werden. Hierzu werden die Parameter χ für den Anteil der Kraft aus der Wand selbst und χ_K für den Anteil aus vertikaler Steifigkeit aus dem entsprechenden Diagramm bestimmt (**Abbildung 9.9**). Der Faktor χ wird dabei zu 0,13 abgelesen. Der Anteil aus vertikaler Steifigkeit ergibt sich zu $\chi_K = 0$, da keine Steifigkeit vorhanden war. Die Gewichtskraft W beträgt 0,506 kN. Daraus folgt

$$F_{max} = 0,13 \cdot 0,0506 + 0 = 0,066 . \quad (9.8)$$

Im nächsten Schritt kann nach Gleichung (9.7) die Widerstandbeschleunigung sa_R bestimmt werden. Es ergibt sich daraus

$$sa_R = 18,62 \cdot \frac{0,066}{0,506} = 2,43 \text{ m/s}^2 . \quad (9.9)$$

Nach Gleichung (9.5) kann anschließend die Position von F_{max} zu

$$\delta_{Fmax} = \frac{15^{0,7}}{50} + 0 = 0,133 \quad (9.10)$$

berechnet werden. Die maßgebende Periode der Wand beträgt somit nach Gleichung (9.6)

$$T_1 = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{1,5 \cdot 0,066}{(0,133 + 0,08(1 - 0,133)) \cdot 0,1 \cdot 0,0515}}} = 0,65 \text{ s} . \quad (9.11)$$

Das Antwortspektrum in **Abbildung 9.10** liefert bei dieser Periode eine einwirkende Beschleunigung von $sa_E = 6,3 \text{ m/s}^2$.

Das Bemessungsmodell sagt somit kritisches Verhalten ab einem Faktor von

$$\frac{sa_R}{sa_E} = \frac{2,43}{6,3} = 0,39 \quad (9.12)$$

voraus. In den Versuchen wurde das Versagen der Wand bei Faktor 0,7 ermittelt.

Die Abweichung ist einerseits durch die Verwendung einer Vielzahl an Erdbebenzeitverläufen zur Erstellung des Bemessungsmodells zu erklären. Die Auswertung einer Vielzahl an Antwortspektren mit dem Bemessungsmodell würde somit im Mittel zum korrekten Ergebnis

führen. Andererseits wird durch die Verwendung des 5%-Quantilwertes bereits eine Sicherheit im Modell berücksichtigt. Weiterhin wird im Bemessungsmodell eine starke Schädigung der Wand zu Grunde gelegt, während die Wand im Versuch nur gering geschädigt war.



Abbildung 9.9: Bestimmung von Faktor χ

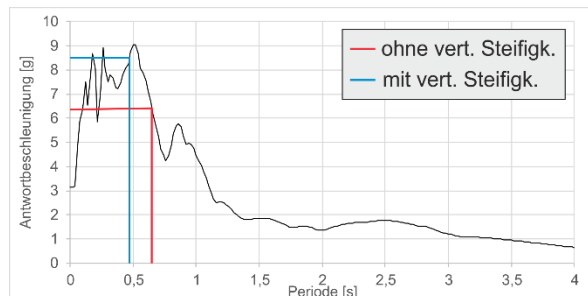


Abbildung 9.10: Ablesen der einwirkenden Beschleunigung aus dem 5% gedämpften Beschleunigungsantwortspektrum

Zum Vergleich wird das in [12] von Doherty et al. vorgeschlagene Bemessungsmodell angewendet. Auch hier wird eine starke Schädigung der Wand angenommen. Nach Gleichung (2.22) ergibt sich die effektive Masse M_e zu

$$M_e = \frac{3}{4} M = \frac{3}{4} \cdot 0,0515 = 0,039. \quad (9.13)$$

Die Kraft F_0 ergibt sich nach (2.26) zu

$$F_0 = 4M_e \frac{gt}{h} = 4 \cdot 0,039 \cdot \frac{9,81 \cdot 0,1}{1,5} = 0,102. \quad (9.14)$$

Die Steifigkeit K_0 ergibt sich nach (2.27) zu

$$K_0 = \frac{F_0}{\Delta_f} = \frac{0,102}{\frac{2}{3} \cdot 0,1} = 1,505. \quad (9.15)$$

Nach **Tabelle 2.1** und Gleichung (2.30) entspricht $K_{s,eff} = K_0$. Die maßgebende Eigenfrequenz ergibt sich nach [12] zu

$$f_{s,eff} = \frac{\sqrt{\frac{K_{s,eff}}{M_e}}}{2\pi} = \frac{\sqrt{\frac{1,505}{0,039}}}{2\pi} = 0,99. \quad (9.16)$$

Im Verfahren nach Doherty et al. wird mit dieser Frequenz der Verschiebebedarf aus dem Verschiebungsantwortspektrum abgelesen. Aus **Abbildung 9.11** ergibt sich damit eine einwirkende Verschiebung von $Sd_E = 0,113 \text{ m}$. Die Widerstandverschiebung ergibt sich nach [12] bei $2/3 t$, wobei zusätzlich ein Sicherheitsfaktor von 1,5 empfohlen wird, um die Streuung des Modells abzudecken.

Es ergibt sich somit ein Faktor ab dem Versagen Eintritt von

$$\frac{Sd_R}{Sd_E} = \frac{0,066}{1,5 \cdot 0,113} = 0,39 \quad (9.17)$$

und liefert damit exakt den Wert, den auch das neu entwickelte Modell abschätzt. Beide Modelle liefern für die Wand ohne vertikale Steifigkeit am Wandkopf in diesem Beispiel die gleiche out-of-plane Tragfähigkeit.

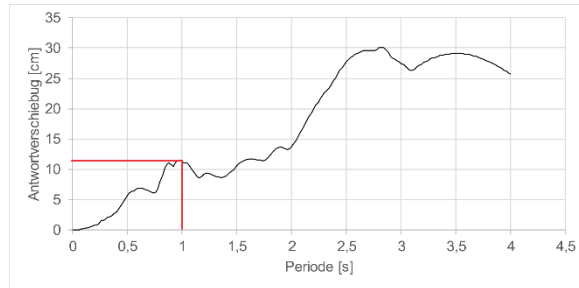


Abbildung 9.11: Ablesen der einwirkenden Verschiebung aus dem 5% gedämpften Verschiebungsantwortspektrum

Es wird nun die Wand mit vertikaler Steifigkeit am Wandkopf betrachtet. Der Wert χ bleibt unverändert und beträgt daher 0,13. In den Versuchen wurde eine vertikale Steifigkeit am Wandkopf von 450 kN/m realisiert. Da diese unter der im Bemessungsmodell als Minimum vorgeschlagenen Steifigkeit von 2000 kN/m liegt, würde für diese Wand die Tragfähigkeit analog zum gezeigten Beispiel ohne Steifigkeit bestimmt werden. Zusätzlich wird im Bemessungsmodell davon ausgegangen, dass die vertikale Steifigkeit an der Kante der Wand ansetzt, da dort der darüber liegende Rahmen in Kontakt steht. Im Versuch waren die Federelemente jedoch in Wandmitte angebracht, sodass diese einen wesentlich geringeren Einfluss auf die Tragfähigkeit der Wand haben. Im Folgenden mit der nach analytischem Modell bestimmten maximalen Kraft F_{max} weitergerechnet, um hier den Effekt einer vertikalen Steifigkeit im Bemessungsmodell dennoch zeigen zu können. Es ergibt sich somit eine maximale Kraft von $F_{max} = 0,43$.

Die Widerstandbeschleunigung ergibt sich somit zu

$$Sa_R = 18,62 \cdot \frac{0,43}{0,88} = 9,1 \frac{m}{s^2}, \quad (9.18)$$

wobei das Wandgewicht auf einen Meter skaliert werden muss, da die Federsteifigkeit sich auf ein einen Meter breites Wandstück bezieht.

Die Position von F_{max} ergibt ebenfalls nach analytischem Modell zu $\delta_{Fmax} = 0,34$. Die maßgebende Periode der Wand beträgt somit

$$T_i = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{1,5 \cdot 0,43}{(0,34 + 0,08(1 - 0,34)) \cdot 0,1 \cdot 0,09}}} = 0,47 \text{ s}. \quad (9.19)$$

Aus **Abbildung 9.10** ergibt sich einwirkende Beschleunigung zu $Sa_E = 8,5 \text{ m/s}^2$. Es ergibt sich

nach dem Bemessungsmodell somit kritisches Verhalten ab einem Faktor von

$$\frac{Sa_R}{Sa_E} = \frac{9,1}{8,5} = 1,07 \quad (9.20)$$

voraus. Dies entspricht etwa der 2,8-fachen Tragfähigkeit gegenüber der der Wand ohne Berücksichtigung der vertikalen Steifigkeit. Dies deckt sich sehr gut mit den experimentellen Untersuchungen, in denen der Faktor ca. 3 betrug.

9.3 Zusammenfassung

Das beschriebene Bemessungskonzept basiert auf dem entwickelten und verifizierten Ingenieurmodell, mit welchem eine Vielzahl an Wänden mit unterschiedlichen Parametern ausgewertet wurden. Die hieraus abgeleiteten Bemessungsdiagramme und Formeln können zur Bestimmung der out-of-plane Tragfähigkeit der untersuchten Porenbetonsteinwand verwendet werden. Zur Bestimmung eines allgemeingültigen Bemessungskonzepts sind weitere Untersuchungen zur out-of-plane Tragfähigkeit von anderen Stein-Mörtel-Kombinationen, Abmessungen, Schlankheiten, Auflasten etc. notwendig. Das beschriebene Bemessungskonzept beschreibt daher lediglich den möglichen Aufbau einer Bemessung und kann als Grundlage für weitere Entwicklungen angesehen werden.

In der Anwendung des Modells wird für den Fall ohne vertikaler Steifigkeit die gute Übereinstimmung mit dem Modell nach Doherty et al. deutlich, das in der Auswertung der Versuche in Kapitel 4.5.3 als sehr gutes Verfahren identifiziert wurde und durch Untersuchungen aus der Literatur bestätigt wird.

Im entwickelten Modell kann nun auch die vertikale Steifigkeit am Wandkopf berücksichtigt werden, welche in den vorhandenen Modellen vernachlässigt wird. Hierdurch kann die out-of-plane Tragfähigkeit realitätsnäher und wirtschaftlicher abgeschätzt werden.

10 Zusammenfassung

In dieser Arbeit wurde das durch die starke Nichtlinearität sehr komplexe out-of-plane Verhalten von unbewehrten Mauerwerkswänden untersucht. Dieses ist bisher, insbesondere für in Deutschland übliche Stein-Mörtel-Kombinationen, nur unzureichend erforscht. Auch die aktuelle Normung in Deutschland basiert auf konservativen, unwirtschaftlichen Bemessungsmodellen die nicht spezifisch für das out-of-plane Verhalten entwickelt wurden.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden daher zunächst Bemessungsmodelle aus deutschen und internationalen Normen und Richtlinien sowie aus der Literatur und Forschung vorgestellt. Zur Untersuchung der Brauchbarkeit wurden die wesentlichen Verfahren an Beispielwänden analysiert und mit Ergebnissen aus nichtlinearen numerischen Zeitverlaufsberechnungen verglichen. Dabei konnte eine große Spannweite der Vorhersagen der unterschiedlichen Verfahren beobachtet werden. Des Weiteren zeigte sich in den numerischen Modellen eine deutlich höhere out-of-plane Tragfähigkeit als in den analytischen Verfahren.

Zur Verifikation dieser Erkenntnisse wurden anschließend experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Hierzu wurde ein Versuchsstand konzipiert mit welchem Mauerwerkswände echten Erdbebenbeschleunigungszeitverläufen ausgesetzt werden können. Für die Experimente wurden Versuchskörper aus wärmedämmenden Hochlochziegeln sowie Porenbetonsteinen verwendet. In den Versuchen konnte eine deutlich erhöhte out-of-plane Tragfähigkeit festgestellt werden, sobald eine vertikale Steifigkeit am Wandkopf berücksichtigt wird. Diese ist in der Praxis häufig durch über der Wand liegende Decken oder Unterzüge vorhanden. Zudem konnte in der Auswertung der Versuche gezeigt werden, dass bei bekannter Kraftverformungslinie der Wand der Verformungsverlauf gut durch einen nichtlinearen Einmassenschwinger approximiert werden kann.

Da bisher keine analytischen Modelle existieren, welche die vertikale Steifigkeit am Wandkopf berücksichtigen, wurde ein Modell zur Ermittlung der Kraftverformungslinie von unbewehrten Mauerwerkswänden unter Berücksichtigung aller wesentlichen Einflussfaktoren entwickelt. Hierbei wurden neben der vertikalen Steifigkeit am Wandkopf weitere Einflussgrößen wie die Knickhöhe, die Drehpunkte der Scheiben, die Auflast und weitere, berücksichtigt. Zur Verifikation des Modells wurden Pushover-Versuche mit Porenbetonsteinwänden durchgeführt. Hierbei zeigte sich eine sehr gute Übereinstimmung des Modells mit den Versuchen. Deutlich wurde in den Versuchen zudem der starke Einfluss des Schädigungsgrads der Fuge auf das Verhalten der Wand. Im entwickelten Modell kann der Schädigungsgrad über die eingeführte Kontaktsteifigkeit berücksichtigt werden.

In anschließenden Ausschwingversuchen mit der Porenbetonsteinwand wurde die Dämpfung der Wand in den unterschiedlichen Schädigungszuständen ermittelt. Dabei zeigte sich eine komplexe, nichtlineare Dämpfung die ebenfalls vom Schädigungsgrad abhängt. Zudem wurde die Umsetzung der Dämpfung in Simulationen mit einem nichtlinearen Einmassenschwinger durch unterschiedliche Dämpfungsmodelle untersucht. Dabei konnte festgestellt werden, dass eine steifigkeitsproportionale Dämpfung gut geeignet ist, um das Ausschwingverhalten von Mauerwerkswänden korrekt abzubilden. In zusätzlich durchgeführten Schwingversuchen wurde die Anwendung des entwickelten Modells zur Bestimmung der Kraftverformungslinie sowie die ermittelten Dämpfungen verifiziert. Es zeigte sich eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Modell und Versuchen. Dabei konnten sowohl kleine Verformungen als auch das Versagen der Wand gut approximiert werden.

In Sensitivitätsanalysen wurde zudem der Einfluss von Dämpfung und Kontaktsteifigkeit auf die Verformung des nichtlinearen EMS untersucht. Es zeigt sich dabei, dass die out-of-plane

Tragfähigkeit überschätzt wird, wenn die Dämpfung bzw. die Kontaktsteifigkeit überschätzt werden. Es zeigt sich insgesamt eine hohe Sensibilität der Vorhersage der Verformungen bei großen Verformungen. Der positive Effekt der Berücksichtigung einer vertikalen Steifigkeit am Wandkopf konnte in den Sensitivitätsstudien ebenfalls bestätigt werden. Auch der Einfluss der Verwendung künstlich generierter Zeitverläufe wurde untersucht. Dabei zeigte sich eine gute Übereinstimmung bei kleinen Verformungen sowie bei der Versagensvorhersage. Die Vorhersage von Verschiebungen im mittleren Bereich sind, wie in vorigen Berechnungen festgestellt, schwer vorherzusagen. Es empfiehlt sich daher die Verwendung einer großen Anzahl an generierten Verläufen.

Mit dem entwickelten Modell kann somit bei bekannter Dämpfung und Kontaktsteifigkeit das nichtlineare out-of-plane Verhalten von unbewehrten Mauerwerkswänden und somit die Tragfähigkeit bestimmt werden.

In Korrelationsuntersuchungen konnte weiterhin gezeigt werden, dass die Spektralbeschleunigung in der maßgebenden Eigenperiode der Wand gut mit dem Versagen korreliert. Auf Basis dieser Ergebnisse wurde abschließend ein vereinfachtes Bemessungsmodell vorgestellt, das als Grundlage für die Entwicklung eines Bemessungskonzepts zur Anwendung in der Praxis dienen kann.

11 Ausblick

Das in dieser Arbeit entwickelte analytische Modell kann zur Beurteilung des out-of-plane Tragverhaltens von unbewehrten Mauerwerkswänden verwendet werden. Hierzu muss allerdings die Kontaktsteifigkeit und Dämpfung der Stein-Mörtel-Kombination bekannt sein. Für ein allgemeingültiges Bemessungskonzept sind daher Versuche mit unterschiedlichsten Mauerwerkstypen notwendig. Hierbei sollten Pushover-Versuche zur Bestimmung der Kraftverformungsbeziehung und Ausschwingversuche zur Bestimmung der Dämpfung bei unterschiedlichen Schädigungsgraden durchgeführt werden.

Auch der Einfluss unterschiedlicher Schlankheiten auf die Kontaktsteifigkeit und insbesondere die Dämpfung müssen weiter untersucht werden. Bei geringen Schlankheiten nimmt der Anteil der Dämpfung durch das Aufeinanderschlagen der Wandscheiben stark zu.

Weiterhin ist das Verhalten von Hochlochziegeln bei großen Verformungen noch unzureichend erforscht. In den durchgeführten Versuchen konnten nur geringe Verformungen erreicht werden. Jedoch stellte sich bereits hier ein Druckversagen der Steine ein.

Ein weiterer wichtiger Bereich stellt die Untersuchung von Mauerwerk im ungerissenen Zustand dar. In dieser Arbeit wurde stets von einer vordefinierten Rissfuge ausgegangen, um ein sauberes Ingenieurmodell entwickeln zu können. In Realität stellt sich in Mauerwerkstypen bei denen der Stein schwächer als der Mörtel ist, der Riss eventuell im Stein ein und führt zu einer sehr unsauberen Fuge. Dies kann zu einer starken Veränderung des out-of-plane Plane Verhaltens führen und die Vorhersagbarkeit weiter erschweren. Hierzu existieren bisher keine experimentellen Untersuchungen, da diese Stein-Mörtel-Kombinationen in den wenigsten Ländern üblich sind, in Deutschland jedoch weit verbreitet sind.

Neben dem in dieser Arbeit betrachteten out-of-plane Verhalten von einachsig spannenden Mauerwerkswänden, muss das Verhalten bei drei und vierseitiger Lagerung ebenfalls weiter untersucht werden. Auch der Einfluss der in-plane Schädigung auf das out-of-plane Verhalten, bzw. die Interaktion der beiden Mechanismen stellt einen bisher unzureichend erforschten Bereich dar.

Zur Berücksichtigung unterschiedlicher Stein-Mörtel-Kombinationen und der daraus resultierenden Variation der Dämpfung und Kontaktsteifigkeit stellt die Verwendung von probabilistischen Ansätzen ebenfalls eine aussichtsreiche Alternative dar. Durch Streuung der mit Unsicherheiten behafteten Parameter in einem verifizierten Modell könnte die Versagenswahrscheinlichkeiten für unterschiedliche Mauerwerkstypen mit verschiedenen Randbedingungen bestimmt werden. Dies könnte in der Entwicklung eines wirtschaftlichen und allgemeingültigen Bemessungskonzepts Berücksichtigung finden.

Weiterhin wurde in dieser Arbeit von einer Anregung durch natürliche oder künstliche Erdbebenzeitverläufe ausgegangen. Zusätzlich sollten auch Effekte durch die Verstärkung der Anregung durch die Gebäudestruktur betrachtet werden, indem Untersuchungen mit Etagenantwortspektren, welche aus Simulationen mit der gesamten Struktur gewonnen wurden, durchgeführt werden.

A Anhang

A.1 Vergleich der Kraftverformungslinie mit entwickeltem Modell und den Versuchen von Derakhshan et al.

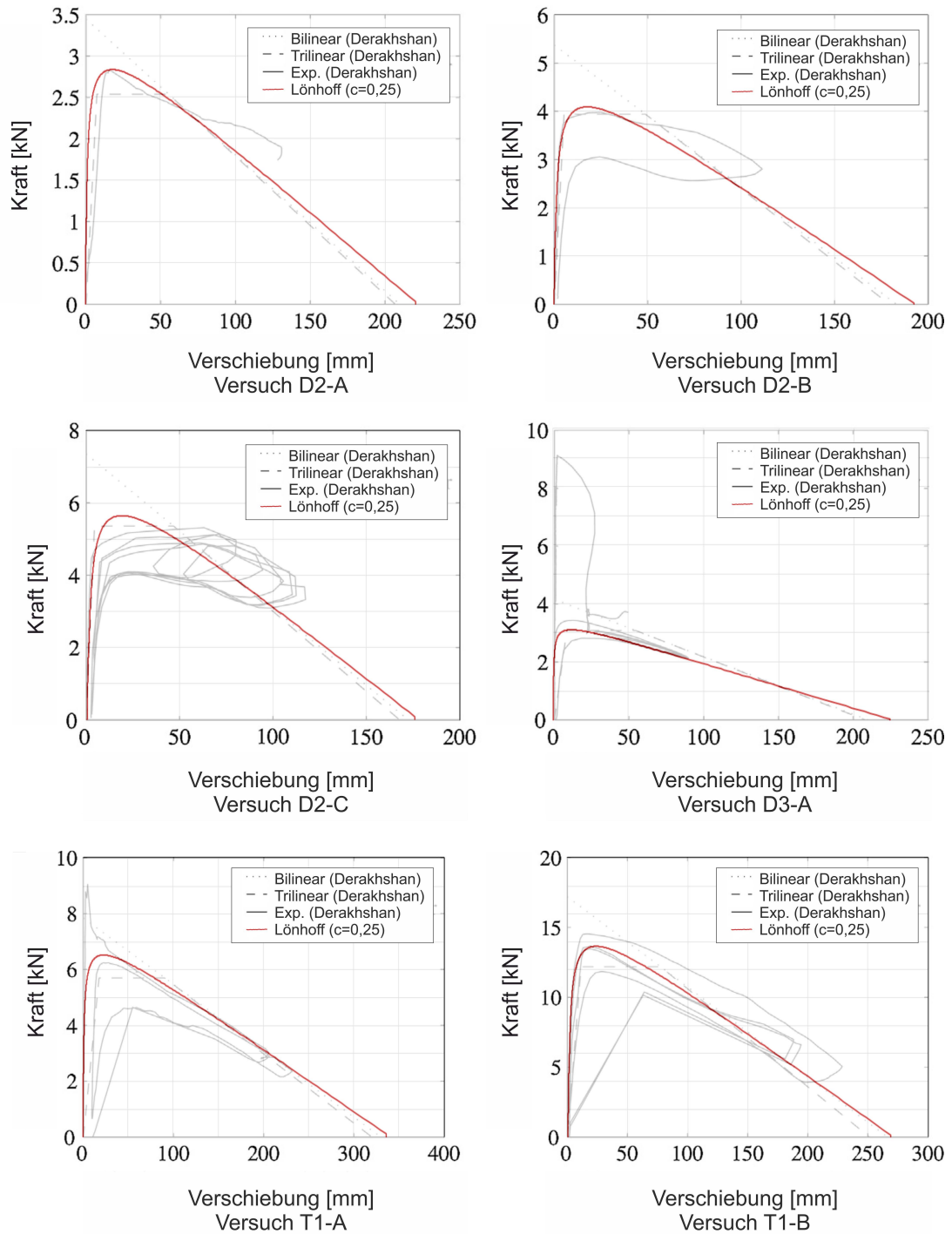


Abbildung A.1: Vergleich der Kraftverformungskurven nach neu entwickelter Methode für die Versuche D2-A, -B und -C sowie T1-A und -B von Derakhshan et al. [37]

A.2 Beschleunigungszeitverläufe der Schwingversuche ohne vertikale Steifigkeit

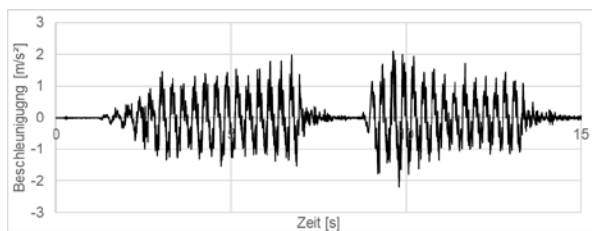


Abbildung A.2: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_oF_K1

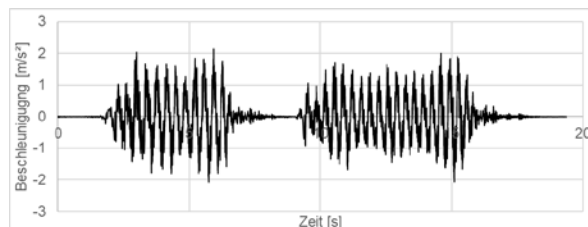


Abbildung A.3: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_oF_K2

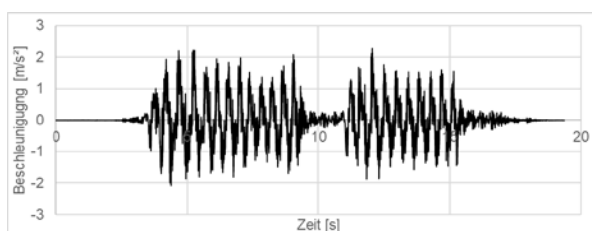


Abbildung A.4: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_oF_K3

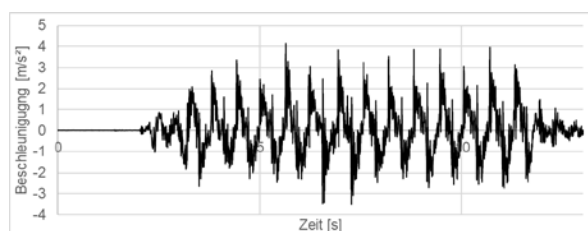


Abbildung A.5: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_oF_K4

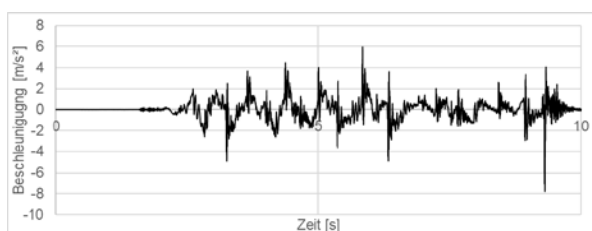


Abbildung A.6: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_oF_K5

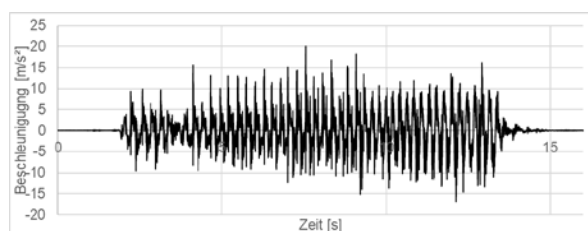


Abbildung A.7: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_oF_K6

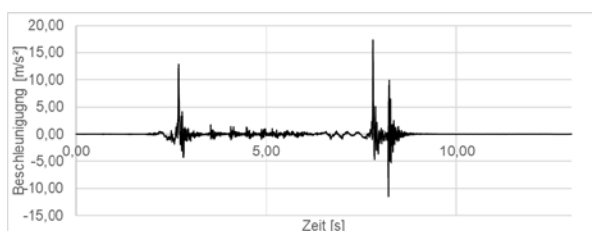


Abbildung A.8: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_oF_I1

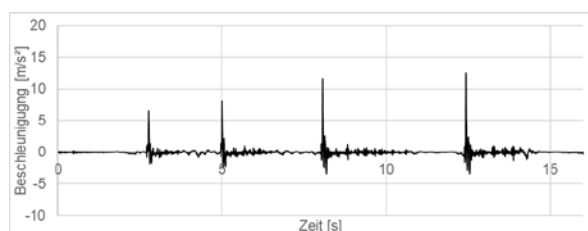


Abbildung A.9: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_oF_I2

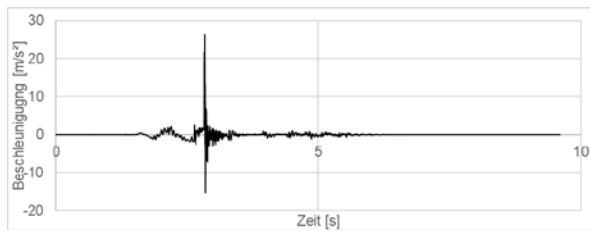


Abbildung A.10: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_of_I3

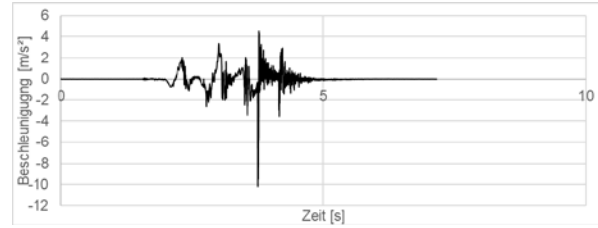


Abbildung A.11: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_of_K8

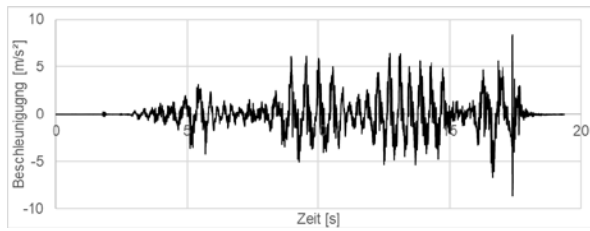


Abbildung A.12: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_of_K9

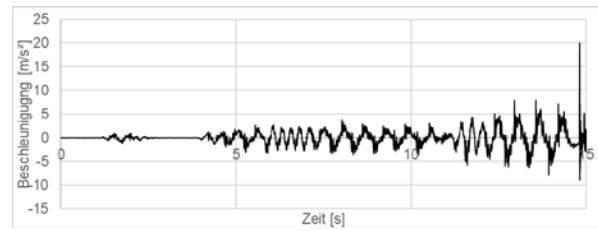


Abbildung A.13: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_of_K10

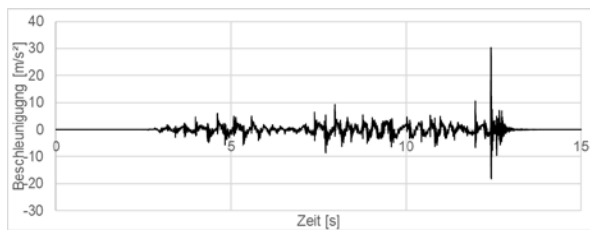


Abbildung A.14: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_of_K11

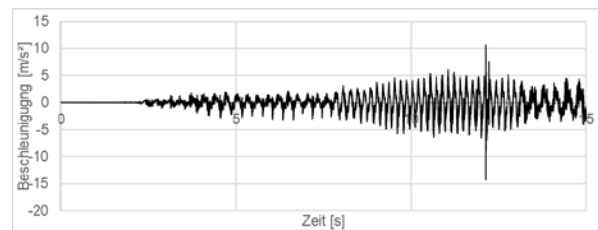


Abbildung A.15: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_of_K12

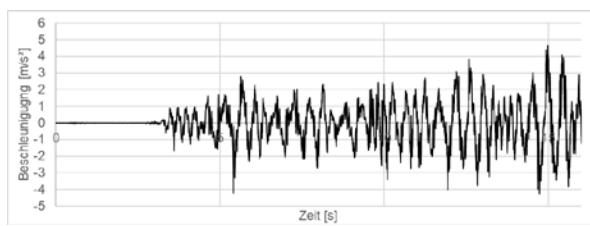


Abbildung A.16: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_of_K13

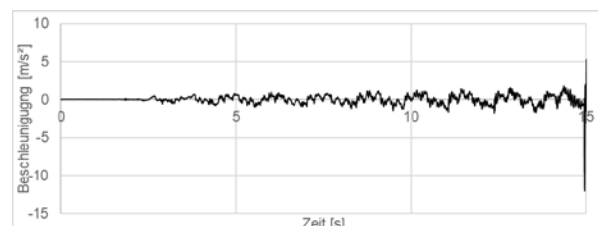


Abbildung A.17: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_of_K14

A.3 Vergleich der Verformungsantworten aus EMS und Versuch

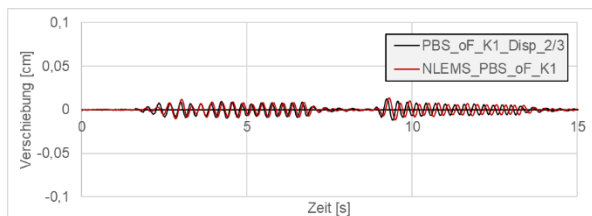


Abbildung A.18: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K1

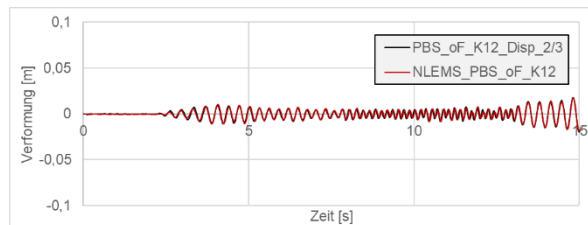


Abbildung A.19: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K12

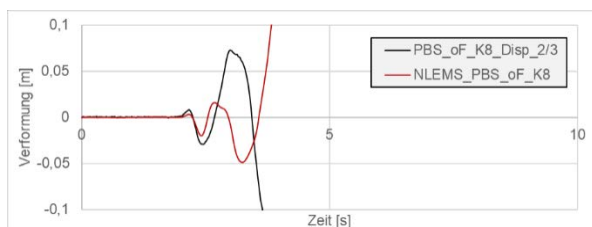


Abbildung A.20: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K8

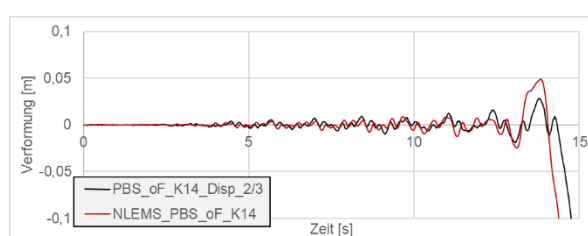


Abbildung A.21: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K14

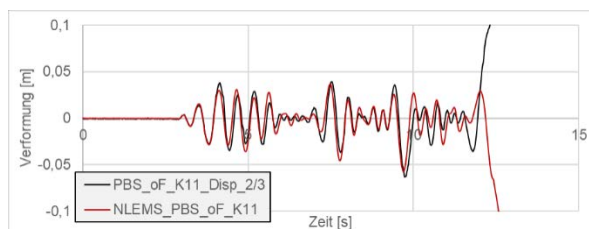


Abbildung A.22: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K11

A.4 Antwort für unterschiedliche Kontaktsteifigkeiten und Dämpfungen

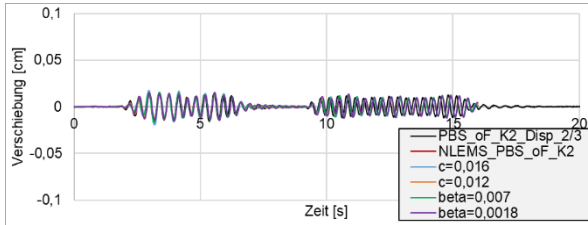


Abbildung A.23: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS mit unterschiedlichen Steifigkeiten im Vergleich mit Schwingversuch PBS_of_K2

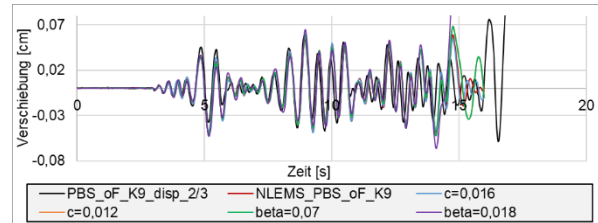


Abbildung A.24: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS mit unterschiedlichen Steifigkeiten im Vergleich mit Schwingversuch PBS_of_K9

A.5 Beschleunigungszeitverläufe der Schwingversuche mit vertikaler Steifigkeit

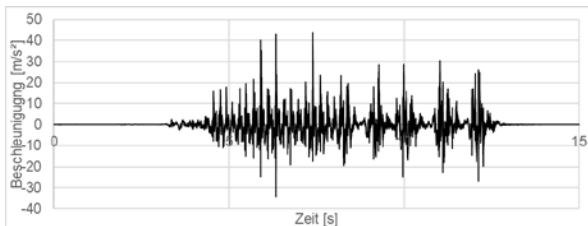


Abbildung A.25: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_mF_K1

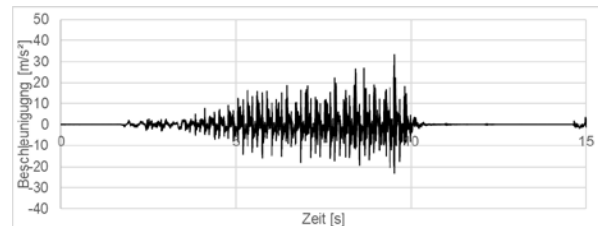


Abbildung A.26: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_mF_K2

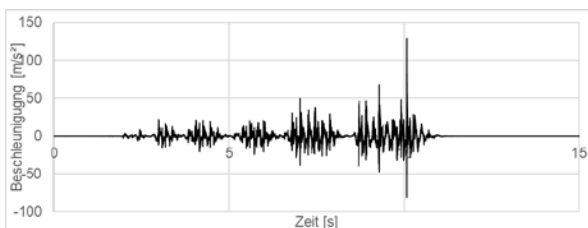


Abbildung A.27: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_mF_K3

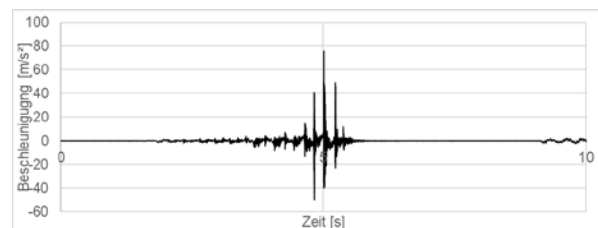


Abbildung A.28: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_mF_K4

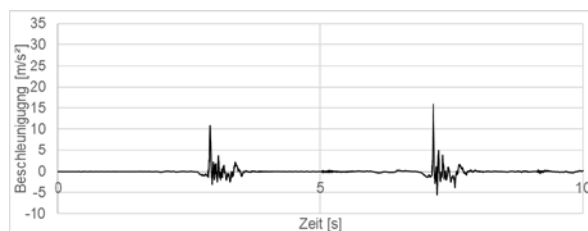


Abbildung A.29: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_mF_I1

A.6 Zeitverläufe und Spektren der künstlichen Erdbebenzeitverläufe

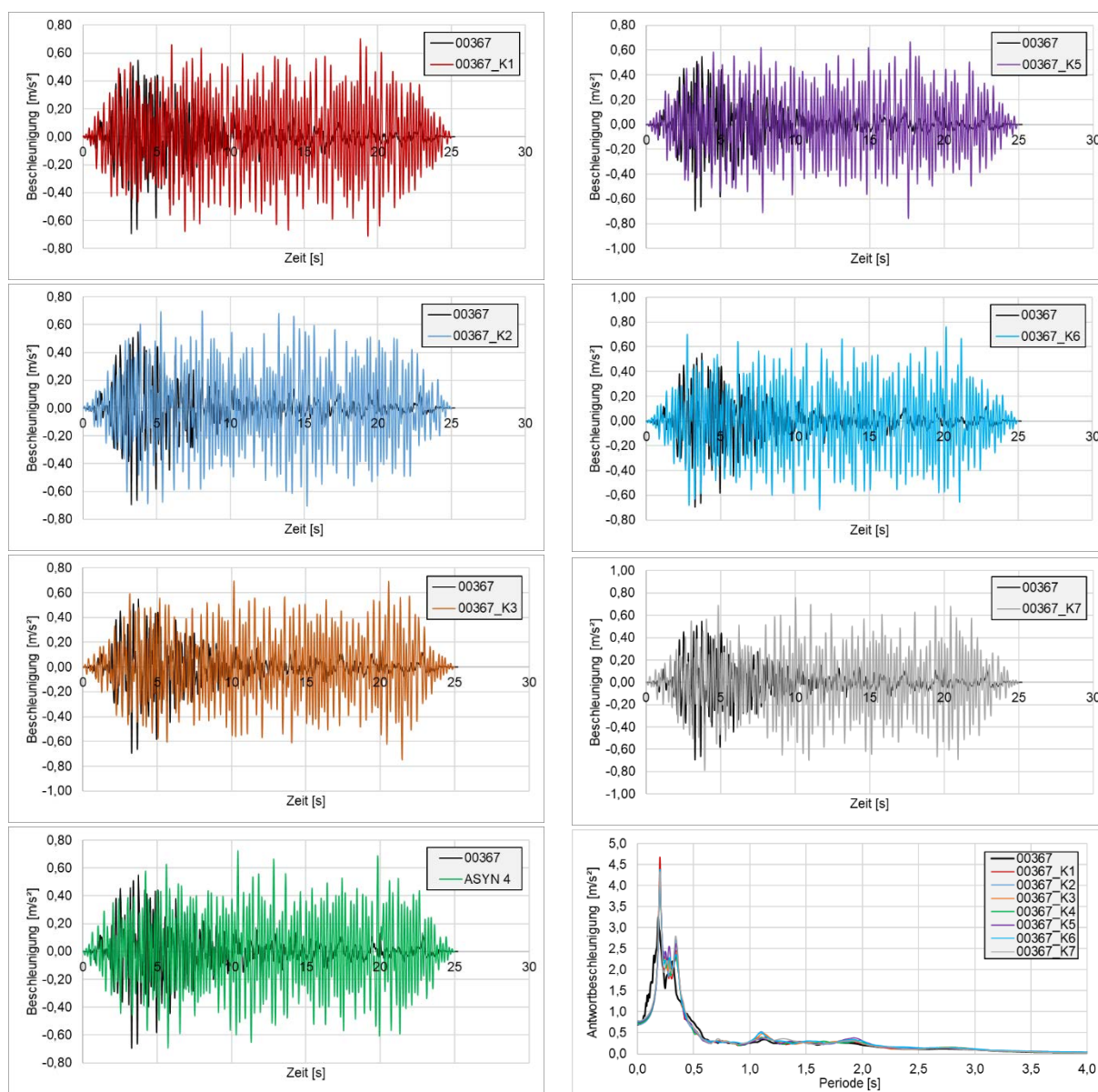


Abbildung A.30: Zeitverläufe und Spektren der künstlichen Erdbebenzeitverläufe zu Erdbeben 00367

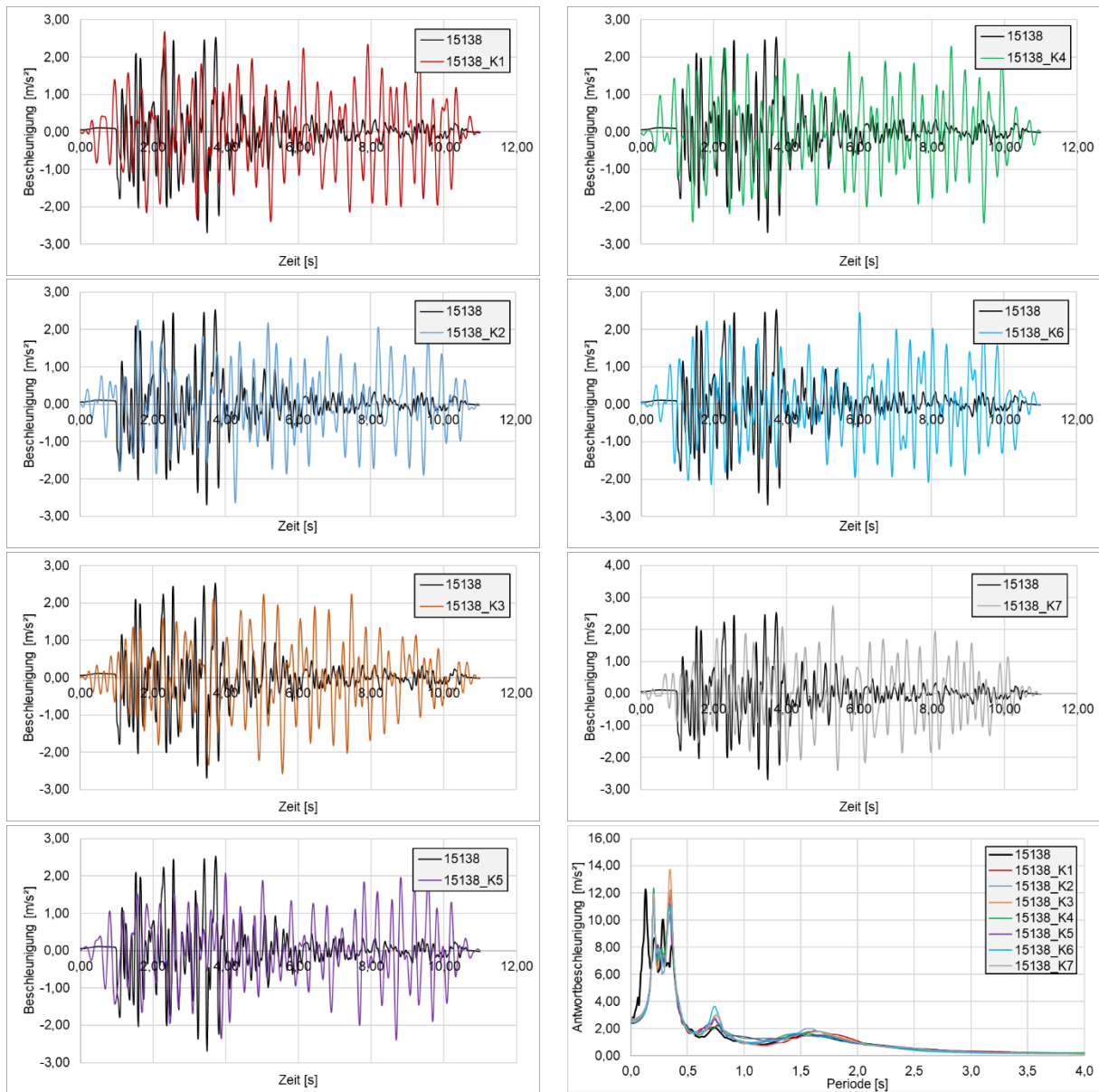


Abbildung A.31: Zeitverläufe und Spektren der künstlichen Erdbebenzeitverläufe zu Erdbeben 15138

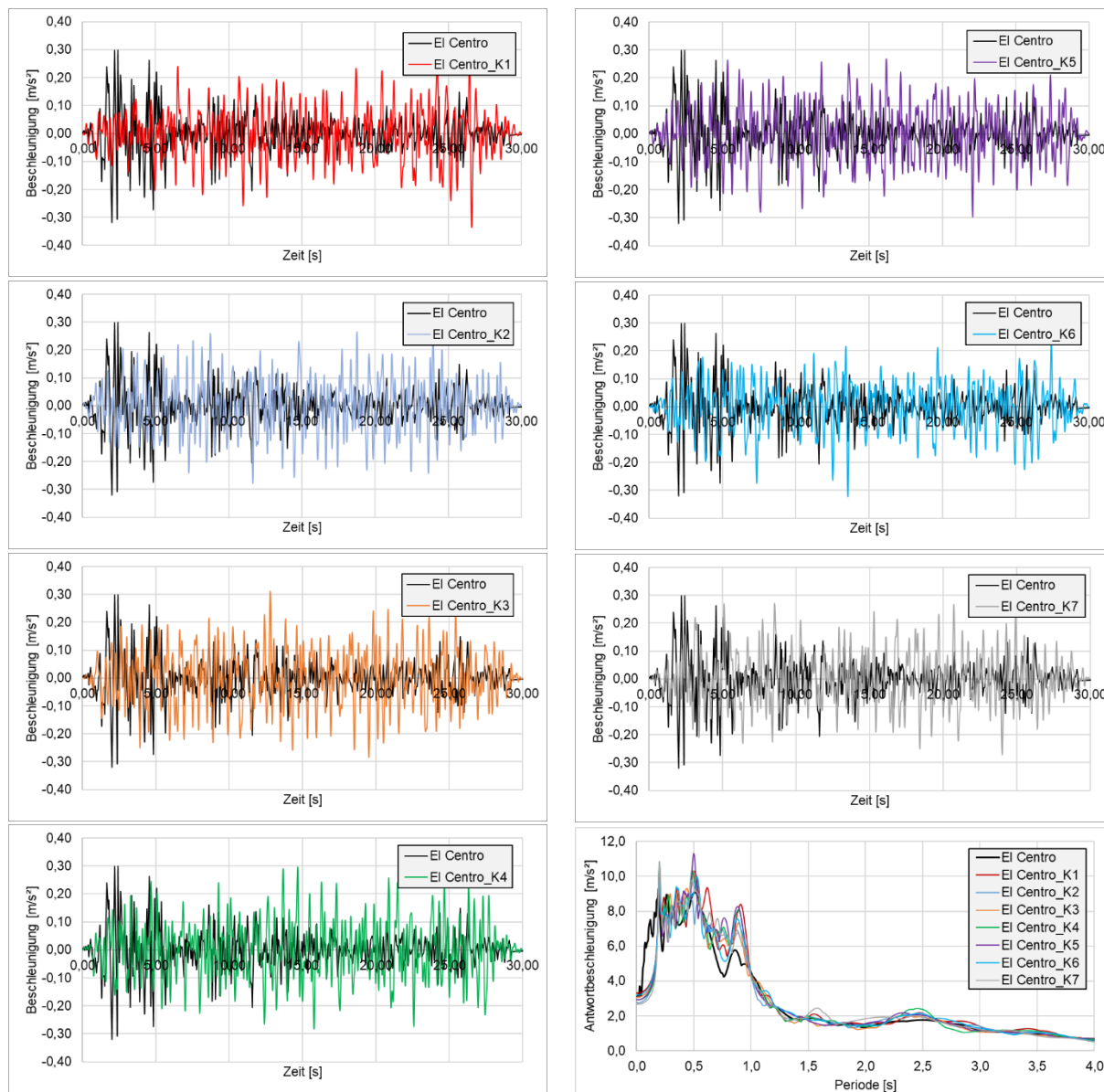


Abbildung A.32: Zeitverläufe und Spektren der künstlichen Erdbebenzeitverläufe zu Erdbeben El Centro

A.7 Korrelationskoeffizienten

	VAR00002	PeakGroundAcceleration	SquaredAcceleration	EarthquakePowerIndexAcceleration	RootMeanSquareAcceleration	AriasIntensity	RootSquareAcceleration	CharacteristicIntensity	AccelerationIntensity	PeakGroundVelocity	SquaredVelocity	EarthquakePowerIndexVelocity	RootMeanSquareVelocity	RootSquareVelocity	VelocityIntensity	CumulativeAbsoluteVelocity	PeakGroundDisplacement
VAR00002	1,000	,939"	,948"	,946"	,946"	,954"	,948"	,955"	,940"	,947"	,909"	,925"	,925"	,909"	,918"	,920"	,875"
PeakGroundAcceleration	,939"	1,000	,966"	,977"	,977"	,966"	,966"	,974"	,987"	,927"	,856"	,884"	,884"	,856"	,879"	,892"	,807"
SquaredAcceleration	,948"	,966"	1,000	,981"	,981"	,992"	1,000"	,993"	,970"	,965"	,941"	,946"	,946"	,941"	,933"	,959"	,880"
EarthquakePowerIndexAcceleration	,946"	,977"	,981"	1,000	1,000"	,979"	,981"	,990"	,960"	,946"	,899"	,933"	,933"	,899"	,889"	,920"	,847"
RootMeanSquareAcceleration	,946"	,977"	,981"	1,000"	1,000	,979"	,981"	,990"	,960"	,946"	,899"	,933"	,933"	,899"	,889"	,920"	,847"
AriasIntensity	,954"	,966"	,992"	,979"	,979"	1,000	,992"	,998"	,977"	,977"	,946"	,957"	,957"	,946"	,953"	,975"	,901"
RootSquareAcceleration	,948"	,966"	1,000"	,981"	,981"	,992"	1,000	,993"	,970"	,965"	,941"	,946"	,946"	,941"	,933"	,959"	,880"
CharacteristicIntensity	,955"	,974"	,993"	,990"	,990"	,998"	,993"	1,000	,976"	,971"	,934"	,953"	,953"	,934"	,935"	,961"	,886"
AccelerationIntensity	,940"	,987"	,970"	,960"	,960"	,977"	,970"	,976"	1,000	,944"	,884"	,896"	,896"	,884"	,919"	,928"	,839"
PeakGroundVelocity	,947"	,927"	,965"	,946"	,946"	,977"	,965"	,971"	,944"	1,000	,975"	,983"	,983"	,975"	,985"	,969"	,952"
SquaredVelocity	,909"	,856"	,941"	,899"	,899"	,946"	,941"	,934"	,884"	,975"	1,000	,988"	,988"	1,000"	,976"	,973"	,975"
EarthquakePowerIndexVelocity	,925"	,884"	,946"	,933"	,933"	,957"	,946"	,953"	,896"	,983"	,988"	1,000	1,000"	,988"	,962"	,963"	,969"
RootMeanSquareVelocity	,925"	,884"	,946"	,933"	,933"	,957"	,946"	,953"	,896"	,983"	,988"	1,000"	1,000	,988"	,962"	,963"	,969"
RootSquareVelocity	,909"	,856"	,941"	,899"	,899"	,946"	,941"	,934"	,884"	,975"	1,000"	,988"	,988"	1,000	,976"	,973"	,975"
VelocityIntensity	,918"	,879"	,933"	,889"	,889"	,953"	,933"	,935"	,919"	,985"	,976"	,962"	,962"	,976"	1,000	,975"	,962"
CumulativeAbsoluteVelocity	,920"	,892"	,959"	,920"	,920"	,975"	,959"	,961"	,928"	,969"	,973"	,963"	,963"	,973"	,975"	1,000	,939"
PeakGroundDisplacement	,875"	,807"	,880"	,847"	,847"	,901"	,880"	,886"	,839"	,952"	,975"	,969"	,969"	,975"	,962"	,939"	1,000
SquaredDisplacement	,837"	,754"	,850"	,805"	,805"	,865"	,850"	,848"	,791"	,917"	,966"	,948"	,948"	,966"	,936"	,921"	,989"
EarthquakePowerIndexDisplacement	,854"	,779"	,861"	,835"	,835"	,880"	,861"	,868"	,805"	,930"	,966"	,965"	,965"	,966"	,934"	,922"	,991"
RootMeanSquareDisplacement	,854"	,779"	,861"	,835"	,835"	,880"	,861"	,868"	,805"	,930"	,966"	,965"	,965"	,966"	,934"	,922"	,991"
DisplacementIntensity	,845"	,764"	,852"	,802"	,802"	,872"	,852"	,852"	,808"	,927"	,961"	,940"	,940"	,961"	,954"	,929"	,981"
HousnerIntensity	,925"	,863"	,931"	,899"	,899"	,946"	,931"	,934"	,891"	,981"	,990"	,985"	,985"	,990"	,981"	,969"	,978"
SpecificEnergyDensity	,905"	,845"	,923"	,887"	,887"	,941"	,923"	,926"	,878"	,975"	,995"	,987"	,987"	,995"	,983"	,976"	,984"
PeakVelocityAndAccelerationRatio	,472"	,264"	,416"	,352"	,352"	,442"	,416"	,413"	,326"	,574"	,666"	,625"	,625"	,666"	,637"	,570"	,719"
Pseudo Spectral Acceleration At 0,2	,962"	,970"	,947"	,958"	,958"	,946"	,947"	,954"	,958"	,913"	,852"	,878"	,878"	,852"	,868"	,881"	,806"
Pseudo Spectral Acceleration At 0,25	,983"	,961"	,952"	,958"	,958"	,955"	,952"	,960"	,956"	,935"	,883"	,905"	,905"	,883"	,897"	,904"	,842"
Pseudo Spectral Acceleration At 0,26666666	,988"	,957"	,953"	,956"	,956"	,957"	,953"	,961"	,954"	,941"	,892"	,912"	,912"	,892"	,905"	,911"	,853"
Pseudo Spectral Acceleration At 0,285714	,991"	,953"	,954"	,955"	,955"	,959"	,954"	,962"	,951"	,946"	,901"	,919"	,919"	,901"	,913"	,917"	,863"
Pseudo Spectral Acceleration At 0,307692	,991"	,946"	,954"	,952"	,952"	,960"	,954"	,961"	,948"	,951"	,910"	,927"	,927"	,910"	,921"	,923"	,874"
Pseudo Spectral Acceleration At 0,333333	,990"	,938"	,953"	,948"	,948"	,960"	,953"	,960"	,943"	,956"	,920"	,934"	,934"	,920"	,929"	,930"	,885"
Pseudo Spectral Acceleration At 0,36363636	,987"	,930"	,951"	,942"	,942"	,959"	,951"	,958"	,938"	,961"	,929"	,941"	,941"	,929"	,937"	,936"	,897"
Pseudo Spectral Acceleration At 0,4	,980"	,920"	,948"	,936"	,936"	,958"	,948"	,955"	,931"	,964"	,937"	,947"	,947"	,937"	,944"	,941"	,907"
Pseudo Spectral Acceleration At 0,444444	,971"	,909"	,944"	,929"	,929"	,954"	,944"	,950"	,922"	,966"	,945"	,953"	,953"	,945"	,949"	,944"	,917"
Pseudo Spectral Acceleration At 0,5	,961"	,897"	,940"	,921"	,921"	,951"	,940"	,945"	,913"	,967"	,954"	,959"	,959"	,954"	,955"	,948"	,929"
Pseudo Spectral Acceleration At 0,57142	,950"	,883"	,934"	,912"	,912"	,946"	,934"	,939"	,903"	,968"	,962"	,964"	,964"	,962"	,959"	,951"	,940"
Pseudo Spectral Acceleration At 0,66666666	,936"	,867"	,926"	,899"	,899"	,939"	,926"	,930"	,890"	,967"	,968"	,967"	,967"	,968"	,962"	,953"	,950"
Pseudo Spectral Acceleration At 0,8	,921"	,848"	,916"	,885"	,885"	,930"	,916"	,919"	,874"	,963"	,973"	,969"	,969"	,973"	,964"	,952"	,960"
Pseudo Spectral Acceleration At 1	,904"	,828"	,905"	,870"	,870"	,919"	,905"	,907"	,858"	,958"	,977"	,969"	,969"	,977"	,963"	,951"	,969"
Pseudo Spectral Acceleration At 1,3333333	,883"	,805"	,888"	,849"	,849"	,904"	,888"	,889"	,838"	,950"	,976"	,965"	,965"	,976"	,961"	,945"	,977"
Pseudo Spectral Acceleration At 2	,867"	,790"	,875"	,834"	,834"	,893"	,875"	,877"	,826"	,943"	,974"	,961"	,961"	,974"	,957"	,939"	,984"
Absolute Energy At 0,333333	,983"	,922"	,953"	,941"	,941"	,961"	,953"	,958"	,933"	,954"	,932"	,941"	,941"	,932"	,933"	,945"	,895"
Relative Energy At 0,333333	,984"	,923"	,954"	,941"	,941"	,961"	,954"	,959"	,933"	,954"	,932"	,941"	,941"	,932"	,934"	,946"	,896"
Relative Energy At 0,4	,971"	,903"	,947"	,928"	,928"	,958"	,947"	,952"	,920"	,961"	,949"	,953"	,953"	,949"	,948"	,955"	,917"
Pseudo Spectral Velocity At 0,333333	,990"	,938"	,953"	,948"	,948"	,960"	,953"	,960"	,943"	,956"	,920"	,934"	,934"	,920"	,929"	,930"	,885"

** Die Korrelation ist auf dem 0,01 Niveau signifikant (zweiseitig).

	SquaredDisplacement	EarthquakePowerIndexDisplacement	RootMeanSquareDisplacement	DisplacementIntensity	HousnerIntensity	SpecificEnergyDensity	PeakVelocityAndAccelerationRatio	Pseudo Spectral Acceleration At 0.2	Pseudo Spectral Acceleration At 0.25	Pseudo Spectral Acceleration At 0.26666666	Pseudo Spectral Acceleration At 0.285714	Pseudo Spectral Acceleration At 0.307692	Pseudo Spectral Acceleration At 0.333333	Pseudo Spectral Acceleration At 0.363636	Pseudo Spectral Acceleration At 0.4	Pseudo Spectral Acceleration At 0.444444	Pseudo Spectral Acceleration At 0.5
VAR00002	,837**	,854**	,854**	,845**	,925**	,905**	,472**	,962**	,983**	,988**	,991**	,991**	,990**	,987**	,980**	,971**	,961**
PeakGroundAcceleration	,754**	,779**	,779**	,764**	,863**	,845**	,264**	,970**	,961**	,957**	,953**	,946**	,938**	,930**	,920**	,909**	,897**
SquaredAcceleration	,850**	,861**	,861**	,852**	,931**	,923**	,416**	,947**	,952**	,953**	,954**	,954**	,953**	,951**	,948**	,944**	,940**
EarthquakePowerIndexAcceleration	,805**	,835**	,835**	,802**	,899**	,887**	,352**	,958**	,958**	,956**	,955**	,952**	,948**	,942**	,936**	,929**	,921**
RootMeanSquareAcceleration	,805**	,835**	,835**	,802**	,899**	,887**	,352**	,958**	,958**	,956**	,955**	,952**	,948**	,942**	,936**	,929**	,921**
AriasIntensity	,865**	,880**	,880**	,872**	,946**	,941**	,442**	,946**	,955**	,957**	,959**	,960**	,960**	,959**	,958**	,954**	,951**
RootSquareAcceleration	,850**	,861**	,861**	,852**	,931**	,923**	,416**	,947**	,952**	,953**	,954**	,954**	,953**	,951**	,948**	,944**	,940**
CharacteristicIntensity	,848**	,868**	,868**	,852**	,934**	,926**	,413**	,954**	,960**	,961**	,962**	,961**	,960**	,958**	,955**	,950**	,945**
AccelerationIntensity	,791**	,805**	,805**	,808**	,891**	,878**	,326**	,958**	,956**	,954**	,951**	,948**	,943**	,938**	,931**	,922**	,913**
PeakGroundVelocity	,917**	,930**	,930**	,927**	,981**	,975**	,574**	,913**	,935**	,941**	,946**	,951**	,956**	,961**	,964**	,966**	,967**
SquaredVelocity	,966**	,966**	,966**	,961**	,990**	,995**	,666**	,852**	,883**	,892**	,901**	,910**	,920**	,929**	,937**	,945**	,954**
EarthquakePowerIndexVelocity	,948**	,965**	,965**	,940**	,985**	,987**	,625**	,878**	,905**	,912**	,919**	,927**	,934**	,941**	,947**	,953**	,959**
RootMeanSquareVelocity	,948**	,965**	,965**	,940**	,985**	,987**	,625**	,878**	,905**	,912**	,919**	,927**	,934**	,941**	,947**	,953**	,959**
RootSquareVelocity	,966**	,966**	,966**	,961**	,990**	,995**	,666**	,852**	,883**	,892**	,901**	,910**	,920**	,929**	,937**	,945**	,954**
VelocityIntensity	,936**	,934**	,934**	,954**	,981**	,983**	,637**	,868**	,897**	,905**	,913**	,921**	,929**	,937**	,944**	,949**	,955**
CumulativeAbsoluteVelocity	,921**	,922**	,922**	,929**	,969**	,976**	,570**	,881**	,904**	,911**	,917**	,923**	,930**	,936**	,941**	,944**	,948**
PeakGroundDisplacement	,989**	,991**	,991**	,981**	,978**	,984**	,719**	,806**	,842**	,853**	,863**	,874**	,885**	,897**	,907**	,917**	,929**
SquaredDisplacement	1,000	,994**	,994**	,978**	,959**	,971**	,752**	,759**	,799**	,810**	,821**	,834**	,847**	,860**	,873**	,886**	,900**
EarthquakePowerIndexDisplacement	,994**	1,000	1,000**	,971**	,965**	,974**	,728**	,783**	,819**	,830**	,840**	,852**	,864**	,876**	,887**	,898**	,911**
RootMeanSquareDisplacement	,994**	1,000	1,000**	,971**	,965**	,974**	,728**	,783**	,819**	,830**	,840**	,852**	,864**	,876**	,887**	,898**	,911**
DisplacementIntensity	,978**	,971**	,971**	1,000	,965**	,971**	,752**	,766**	,807**	,819**	,830**	,843**	,857**	,871**	,884**	,896**	,910**
HousnerIntensity	,959**	,965**	,965**	,965**	1,000	,993**	,675**	,863**	,897**	,907**	,916**	,926**	,937**	,947**	,955**	,963**	,972**
HousnerIntensity	,971**	,974**	,974**	,971**	,993**	1,000	,687**	,842**	,876**	,886**	,896**	,906**	,916**	,927**	,936**	,945**	,954**
SpecificEnergyDensity	,752**	,728**	,728**	,752**	,675**	,687**	1,000	,317**	,392**	,414**	,436**	,462**	,489**	,517**	,544**	,571**	,599**
PeakVelocityAndAccelerationRatio	,759**	,783**	,783**	,766**	,863**	,842**	,317**	1,000	,985**	,979**	,973**	,965**	,956**	,946**	,935**	,922**	,907**
Pseudo Spectral Acceleration At 0.2	,799**	,819**	,819**	,807**	,897**	,876**	,392**	,985**	1,000	,997**	,992**	,986**	,978**	,970**	,961**	,950**	,938**
Pseudo Spectral Acceleration At 0.25	,810**	,830**	,830**	,819**	,907**	,886**	,414**	,979**	,997**	1,000	,997**	,992**	,985**	,977**	,968**	,958**	,946**
Pseudo Spectral Acceleration At 0.26666666	,821**	,840**	,840**	,830**	,916**	,896**	,436**	,973**	,992**	,997**	1,000	,997**	,990**	,983**	,975**	,965**	,954**
Pseudo Spectral Acceleration At 0.285714	,834**	,852**	,852**	,843**	,926**	,906**	,462**	,965**	,986**	,992**	,997**	1,000	,996**	,990**	,982**	,973**	,962**
Pseudo Spectral Acceleration At 0.307692	,847**	,864**	,864**	,857**	,937**	,916**	,489**	,956**	,978**	,985**	,990**	,996**	1,000	,996**	,989**	,981**	,971**
Pseudo Spectral Acceleration At 0.333333	,860**	,876**	,876**	,871**	,947**	,927**	,517**	,946**	,970**	,977**	,983**	,990**	,996**	1,000	,996**	,988**	,980**
Pseudo Spectral Acceleration At 0.363636	,873**	,887**	,887**	,884**	,955**	,936**	,544**	,935**	,961**	,968**	,975**	,982**	,989**	,996**	1,000	,995**	,987**
Pseudo Spectral Acceleration At 0.4	,886**	,898**	,898**	,896**	,963**	,945**	,571**	,922**	,950**	,958**	,965**	,973**	,981**	,988**	,995**	1,000	,995**
Pseudo Spectral Acceleration At 0.444444	,900**	,911**	,911**	,910**	,972**	,954**	,599**	,907**	,938**	,946**	,954**	,962**	,971**	,980**	,987**	,995**	1,000
Pseudo Spectral Acceleration At 0.5	,915**	,924**	,924**	,924**	,979**	,963**	,627**	,892**	,925**	,934**	,942**	,952**	,961**	,970**	,979**	,987**	,994**
Pseudo Spectral Acceleration At 0.66666666	,929**	,936**	,936**	,937**	,985**	,970**	,654**	,874**	,909**	,918**	,927**	,938**	,948**	,958**	,968**	,976**	,985**
Pseudo Spectral Acceleration At 0.8	,943**	,948**	,948**	,949**	,989**	,976**	,681**	,854**	,891**	,901**	,911**	,922**	,933**	,945**	,955**	,964**	,974**
Pseudo Spectral Acceleration At 1	,957**	,959**	,960**	,960**	,991**	,981**	,706**	,833**	,871**	,882**	,892**	,904**	,916**	,929**	,940**	,950**	,962**
Pseudo Spectral Acceleration At 1.333333	,970**	,970**	,970**	,972**	,989**	,982**	,730**	,807**	,847**	,858**	,869**	,882**	,895**	,908**	,920**	,931**	,944**
Pseudo Spectral Acceleration At 2	,979**	,978**	,978**	,978**	,984**	,981**	,739**	,792**	,831**	,843**	,854**	,866**	,879**	,892**	,904**	,916**	,930**
Absolute Energy At 0.333333	,865**	,878**	,878**	,872**	,944**	,929**	,516**	,944**	,969**	,975**	,982**	,988**	,992**	,991**	,986**	,979**	,972**
Relative Energy At 0.333333	,866**	,879**	,879**	,872**	,945**	,930**	,517**	,944**	,969**	,975**	,982**	,988**	,992**	,991**	,986**	,980**	,972**
Relative Energy At 0.4	,891**	,901**	,901**	,898**	,962**	,948**	,570**	,920**	,949**	,957**	,965**	,973**	,981**	,989**	,993**	,991**	,986**
Pseudo Spectral Velocity At 0.333333	,847**	,864**	,864**	,857**	,937**	,916**	,489**	,956**	,978**	,985**	,990**	,996**	1,000	,996**	,989**	,981**	,971**

	Pseudo Spectral Acceleration At 0,57142	Pseudo Spectral Acceleration At 0,6666666	Pseudo Spectral Acceleration At 0,8	Pseudo Spectral Acceleration At 1	Pseudo Spectral Acceleration At 1,3333333	Pseudo Spectral Acceleration At 2	Absolute Energy At 0,3333333	Relative Energy At 0,3333333	Relative Energy At 0,4	Pseudo Spectral Velocity At 0,3333333
VAR00002	,950"	,936"	,921"	,904"	,883"	,867"	,983"	,984"	,971"	,990"
PeakGroundAcceleration	,883"	,867"	,848"	,828"	,805"	,790"	,922"	,923"	,903"	,938"
SquaredAcceleration	,934"	,926"	,916"	,905"	,888"	,875"	,953"	,954"	,947"	,953"
EarthquakePowerIndexAcceleration	,912"	,899"	,885"	,870"	,849"	,834"	,941"	,941"	,928"	,948"
RootMeanSquareAcceleration	,912"	,899"	,885"	,870"	,849"	,834"	,941"	,941"	,928"	,948"
AriasIntensity	,946"	,939"	,930"	,919"	,904"	,893"	,961"	,961"	,958"	,960"
RootSquareAcceleration	,934"	,926"	,916"	,905"	,888"	,875"	,953"	,954"	,947"	,953"
CharacteristicIntensity	,939"	,930"	,919"	,907"	,889"	,877"	,958"	,959"	,952"	,960"
AccelerationIntensity	,903"	,890"	,874"	,858"	,838"	,826"	,933"	,933"	,920"	,943"
PeakGroundVelocity	,968"	,967"	,963"	,958"	,950"	,943"	,954"	,954"	,961"	,956"
SquaredVelocity	,962"	,968"	,973"	,977"	,976"	,974"	,932"	,932"	,949"	,920"
EarthquakePowerIndexVelocity	,964"	,967"	,969"	,969"	,965"	,961"	,941"	,941"	,953"	,934"
RootMeanSquareVelocity	,964"	,967"	,969"	,969"	,965"	,961"	,941"	,941"	,953"	,934"
RootSquareVelocity	,962"	,968"	,973"	,977"	,976"	,974"	,932"	,932"	,949"	,920"
VelocityIntensity	,959"	,962"	,964"	,963"	,961"	,957"	,933"	,934"	,948"	,929"
CumulativeAbsoluteVelocity	,951"	,953"	,952"	,951"	,945"	,939"	,945"	,946"	,955"	,930"
PeakGroundDisplacement	,940"	,950"	,960"	,969"	,977"	,984"	,895"	,896"	,917"	,885"
SquaredDisplacement	,915"	,929"	,943"	,957"	,970"	,979"	,865"	,866"	,891"	,847"
EarthquakePowerIndexDisplacement	,924"	,936"	,948"	,959"	,970"	,978"	,878"	,879"	,901"	,864"
RootMeanSquareDisplacement	,924"	,936"	,948"	,960"	,970"	,978"	,878"	,879"	,901"	,864"
DisplacementIntensity	,924"	,937"	,949"	,960"	,972"	,978"	,872"	,872"	,898"	,857"
HousnerIntensity	,979"	,985"	,989"	,991"	,989"	,984"	,944"	,945"	,962"	,937"
SpecificEnergyDensity	,963"	,970"	,976"	,981"	,982"	,981"	,929"	,930"	,948"	,916"
PeakVelocityAndAccelerationRatio	,627"	,654"	,681"	,706"	,730"	,739"	,516"	,517"	,570"	,489"
Pseudo Spectral Acceleration At 0,2	,892"	,874"	,854"	,833"	,807"	,792"	,944"	,944"	,920"	,956"
Pseudo Spectral Acceleration At 0,25	,925"	,909"	,891"	,871"	,847"	,831"	,969"	,969"	,949"	,978"
Pseudo Spectral Acceleration At 0,26666666	,934"	,918"	,901"	,882"	,858"	,843"	,975"	,975"	,957"	,985"
Pseudo Spectral Acceleration At 0,285714	,942"	,927"	,911"	,892"	,869"	,854"	,982"	,982"	,965"	,990"
Pseudo Spectral Acceleration At 0,307692	,952"	,938"	,922"	,904"	,882"	,866"	,988"	,988"	,973"	,996"
Pseudo Spectral Acceleration At 0,3333333	,961"	,948"	,933"	,916"	,895"	,879"	,992"	,992"	,981"	1,000"
Pseudo Spectral Acceleration At 0,36363636	,970"	,958"	,945"	,929"	,908"	,892"	,991"	,991"	,989"	,996"
Pseudo Spectral Acceleration At 0,4	,979"	,968"	,955"	,940"	,920"	,904"	,986"	,986"	,993"	,989"
Pseudo Spectral Acceleration At 0,444444	,987"	,976"	,964"	,950"	,931"	,916"	,979"	,980"	,991"	,981"
Pseudo Spectral Acceleration At 0,5	,994"	,985"	,974"	,962"	,944"	,930"	,972"	,972"	,986"	,971"
Pseudo Spectral Acceleration At 0,57142	1,000	,993"	,984"	,972"	,957"	,943"	,964"	,965"	,980"	,961"
Pseudo Spectral Acceleration At 0,6666666	,993"	1,000	,993"	,983"	,969"	,955"	,953"	,954"	,971"	,948"
Pseudo Spectral Acceleration At 0,8	,984"	,993"	1,000	,992"	,980"	,967"	,941"	,942"	,961"	,933"
Pseudo Spectral Acceleration At 1	,972"	,983"	,992"	1,000	,990"	,979"	,927"	,928"	,949"	,916"
Pseudo Spectral Acceleration At 1,3333333	,957"	,969"	,980"	,990"	1,000	,990"	,907"	,908"	,932"	,895"
Pseudo Spectral Acceleration At 2	,943"	,955"	,967"	,979"	,990"	1,000	,893"	,893"	,917"	,879"
Absolute Energy At 0,3333333	,964"	,953"	,941"	,927"	,907"	,893"	1,000	1,000"	,988"	,992"
Relative Energy At 0,3333333	,965"	,954"	,942"	,928"	,908"	,893"	1,000"	1,000	,989"	,992"
Relative Energy At 0,4	,980"	,971"	,961"	,949"	,932"	,917"	,988"	,989"	1,000	,981"
Pseudo Spectral Velocity At 0,3333333	,961"	,948"	,933"	,916"	,895"	,879"	,992"	,992"	,981"	1,000

A.8 Vorhersagegenauigkeit und Verteilung für Erdbeben die zu Verformungen >5 mm führen

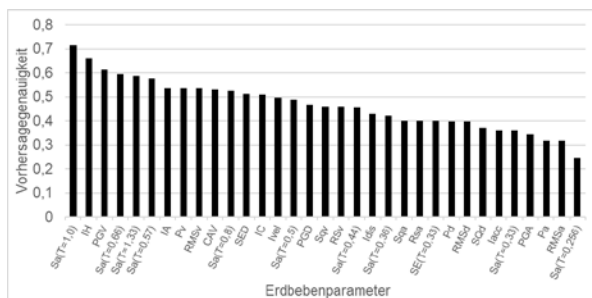


Abbildung A.33: Vorhersagegenauigkeit mittels 5%-Quantil der unterschiedlichen Erdbebenparameter unter Verwendung nur der Erdbeben die zu Verformungen >5 mm führen

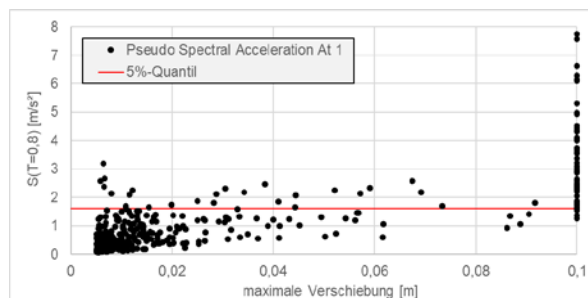


Abbildung A.34: Verteilung von $S_a(T=1,0)$ über die maximale Verschiebung unter Verwendung nur der Erdbeben die zu Verformungen >5 mm führen

A.9 Wandkonfigurationen

	t [m]	h [m]	O/W	Steifigkeit [kN/m/m]
Wand 1	0,115	2,75	0,0	0
Wand 2	0,115	2,00	0,0	0
Wand 3	0,115	2,20	0,5	0
Wand 4	0,115	2,00	0,5	0
Wand 5	0,115	2,00	0,5	0
Wand 6	0,115	2,60	1,2	0
Wand 7	0,115	2,00	0,8	0
Wand 8	0,115	2,00	1,5	0
Wand 9	0,115	2,00	2,5	0
Wand 10	0,240	5,40	0,0	0
Wand 11	0,240	4,25	0,0	0
Wand 12	0,240	3,50	0,0	0
Wand 13	0,240	4,25	0,5	0
Wand 14	0,240	4,75	2,0	0
Wand 15	0,365	8,00	0,0	0
Wand 16	0,365	6,00	0,0	0
Wand 17	0,365	7,00	0,5	0
Wand 18	0,365	7,00	1,0	0
Wand 19	0,115	4,00	0,0	0
Wand 20	0,115	4,50	0,5	0
Wand 21	0,115	4,00	1,0	0
Wand 22	0,115	3,75	2,0	0
Wand 23	0,115	3,50	4,0	0
Wand 24	0,115	2,50	3,0	2000
Wand 25	0,240	7,00	0,0	0
Wand 26	0,240	8,50	1,0	0
Wand 27	0,240	8,50	2,0	0
Wand 28	0,240	6,00	1,0	2000
Wand 29	0,240	5,00	2,0	2000
Wand 30	0,365	12,00	0,0	0
Wand 31	0,365	12,00	0,5	2000
Wand 32	0,365	12,00	2,0	2000
Wand 33	0,115	4,00	0,0	2000
Wand 34	0,115	3,40	0,0	2000
Wand 35	0,115	3,00	0,0	2000
Wand 36	0,115	2,60	0,0	2000
Wand 37	0,115	2,20	0,0	2000
Wand 38	0,115	4,00	0,1	1000
Wand 39	0,115	3,40	0,1	1000
Wand 40	0,115	3,00	0,1	1000
Wand 41	0,115	2,40	0,1	1000

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1: In-plane und out-of-plane Versagensformen	2
Abbildung 1.2: Erdbebenzonen nach a) altem [16] und b) neuem [17] nationalen Anhang der DIN EN 1998-1	3
Abbildung 1.3: Versagensmechanismen nach Rondelet [21].....	3
Abbildung 2.1: a) Versagen von Ausfachungsmauerwerk aufgrund mangelhafter Anschlüsse b) Versagen von Ausfachungsmauerwerk (L'Aquila-Erdbeben 2009, Italien) [56].....	9
Abbildung 2.2: a) Kontinuierliche Rissverteilung / b) Kinematisches System aus zwei nahezu starren Scheiben durch einen einzelnen Riss	10
Abbildung 2.3: Rissbild bei out-of-plane Versagen von 2-achsig spannenden Wänden	10
Abbildung 2.4: Modell nach Paulay und Priestley (vgl. [14])	12
Abbildung 2.5: Spannungsverteilung am gerissenen Querschnitt nach Paulay und Priestley (vgl. [14])	13
Abbildung 2.6: Bestimmung der elastischen Antwortbeschleunigung nach Paulay und Priestley (vgl. [14]).....	14
Abbildung 2.7: Modell nach Doherty und Griffith (vgl. [12]).....	16
Abbildung 2.8: Kraftverformungsbeziehung für starre Scheiben nach Doherty und Griffith (vgl. [12])	18
Abbildung 2.9: Trilineare Kraftverformungsbeziehung nach Doherty und Griffith (vgl. [12])	19
Abbildung 2.10: Mikro-, Meso- und Makromodellierung von Mauerwerk (vgl. [70])	24
Abbildung 2.11: Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen	27
Abbildung 2.12: Bruchebene parallel zu den Lagerfugen	27
Abbildung 2.13: Bemessungsmodell nach KTA 2201.3 (vgl. [10, 86])	29
Abbildung 2.14: Modell der Wand nach [92]	32
Abbildung 3.1: Trilineare Kraftverformungsbeziehung nach Doherty und Griffith (vgl. [12])	39
Abbildung 3.2: Maximal aufnehmbare Beschleunigungen der 3,50 m hohen Beispielwand	42
Abbildung 3.3: Modell mit vollständigem Verbund unter Ansatz von Zug- und Druckfestigkeit	43
Abbildung 3.4: Verformungsfigur und Spannungsverlauf des Modells mit vollständigem Verbund unter Ansatz von Zug- und Druckfestigkeit.....	43
Abbildung 3.5: Modell mit Kontaktelementen ohne Ansatz der Zugfestigkeit	43
Abbildung 3.6: Verformungsfigur und Spannungsverlauf des Modells mit Kontaktelementen ohne Ansatz der Zugfestigkeit.....	43
Abbildung 3.7: Vergleich statische numerische Simulation/analytische Modelle	44
Abbildung 3.8: Modellierung der Mauerwerkswand	44
Abbildung 3.9: Verwendeter Beschleunigungsverlauf (Pescopagano 16.01.1981 [104])	45
Abbildung 3.10: a) Verformungsfigur / b) Verformtes numerisches Modell.....	46
Abbildung 3.11: Vergleich der aufnehmbaren Beschleunigungen aus analytischen und numerischen Berechnungen	47
Abbildung 4.1: Ansicht des Prüfstandes.....	51
Abbildung 4.2: Schematische Ansicht des Prüfstandes [107]	51
Abbildung 4.3: Leistungskurve des Rütteltisches – Verschiebung in Abhängigkeit der Frequenz [110]	52
Abbildung 4.4: Leistungskurve des Rütteltisches – Beschleunigung in Abhängigkeit der Frequenz [110].....	52
Abbildung 4.5: Mögliche Varianten des Versuchsstandes	52

Abbildung 4.6: Detailansicht des Anschlusses Spanndiagonale-Prüfstand	53
Abbildung 4.7: Detailansicht Prüfstand – Kopf	53
Abbildung 4.8: Detailansicht des Anschlusses Stütze-Prüfstand	54
Abbildung 4.9: Ansicht, Draufsicht und Visualisierung Prüfstand.....	54
Abbildung 4.10: Federelemente	56
Abbildung 4.11: Beschleunigungszeitverlauf El Centro Erdbeben	56
Abbildung 4.12: Fourier Spektrum des El Centro Erdbebens	57
Abbildung 4.13: Perioden-Antwortspektrum (5% Dämpfung) des El Centro Erdbebens, Albstadt, Roermond Erdbebens und Bemessungsspektrum nach EC 8.....	57
Abbildung 4.14: Verschiebungsverlauf des 3-fachen El Centro Erdbebens (gefiltert 0,5-20 Hz)	57
Abbildung 4.15: Beschleunigungsverläufe des 3-fachen El Centro Erdbebens (ungefiltert und gefiltert 0,5-20 Hz).....	57
Abbildung 4.16: Skizze der Lage von Laser- und Beschleunigungssensoren	58
Abbildung 4.17: Beschleunigungsaufnehmer und Laser-Distanzsensor in Wandmitte	59
Abbildung 4.18: Foto und Darstellung Planziegel ThermoPlan® MZ70	60
Abbildung 4.19: Versuchskörper Ziegelmauerwerkswand	61
Abbildung 4.20: Versuchsaufbau MZ70v1, Detail Keile und oberes Auflager.....	62
Abbildung 4.21: Gemessene Fußpunktanregung in MZ70v1_sf3.0_It4	63
Abbildung 4.22: Versuchsablauf Sinusanregung	64
Abbildung 4.23: Stark geschädigte Fuge am Wandfuß.....	64
Abbildung 4.24: Verschiebungszeitverlauf in MZ70v1_sf3.0_It2.....	65
Abbildung 4.25: Verformungen der Wand zum Zeitpunkt =1,7 s.....	65
Abbildung 4.26: Skizze zur Definition der Fugenöffnung	65
Abbildung 4.27: Kleine Ausbrüche der Kanten in der 7. Fuge	66
Abbildung 4.28: Ausbrüche der Ziegelsteine in MZ70v1	66
Abbildung 4.29: Übertragungsfunktion Fuß- und Kopfpunkt infolge Sinusanregung	67
Abbildung 4.30: Analytische Auswertung MZ70v1	68
Abbildung 4.31: Anpassungen am Versuchsstand für Versuchsreihe 2	69
Abbildung 4.32: Versuchsaufbau MZ70v2	69
Abbildung 4.33: Frequenzspektrum ambiente Messung MZ70v2_amb	71
Abbildung 4.34: Frequenzspektrum Impulshammer-Messung MZ70v2_imp	71
Abbildung 4.35: Frequenzspektrum white-noise MZ70v2_wn.....	71
Abbildung 4.36: Gerissene Fuge nach MZ70v2_sf3.0_It3	71
Abbildung 4.37: Beschleunigungen am Fußpunkt der Messungen MZ70v2_sf3.0_It2 – It4	72
Abbildung 4.38: Verschiebung im $\frac{3}{4}$ -Punkt der Messungen MZ70v2_sf3.0_It3.....	72
Abbildung 4.39: Verschieben des oberen Wandteils in MZ70v2_sf3.0_It4	72
Abbildung 4.40: Abplatzungen der Steine in MZ70v2	73
Abbildung 4.41: Verschiebungen im $\frac{3}{4}$ -Punkt von MZ70v2_sf1.0_It6-2 und It6-3	73
Abbildung 4.42: Verschiebungen im $\frac{3}{4}$ -Punkt von MZ70v2_sf2.0_It6-2 und It6-3	73
Abbildung 4.43: Analytische Auswertung MZ70v2	74
Abbildung 4.44: Fourier-Spektrum für die Beschleunigung auf halber Wandhöhe in MZ70v2_sf3.0_It3.....	74
Abbildung 4.45: Kraft-Verformungs-Linien	74
Abbildung 4.46: Vergleich der Verformungen des EMS für unterschiedliche Federkennlinien und des Versuchs MZ70v2_sf3.0_It3.....	75
Abbildung 4.47: Verformungsverlauf für den EMS und Versuch MZ70v2_sf1.0_It6-2.....	76
Abbildung 4.48: Verformungsverlauf für den EMS und Versuch MZ70v2_sf2.0_It6-2.....	76

Abbildung 4.49: Skizze Versuchsaufbau	78
Abbildung 4.50: Versuchstand mit Porenbetonsteinwand	78
Abbildung 4.51: Verschiebungsverläufe der Versuche mit 0,5-, 0,7- und 0,95-facher Anregung	80
Abbildung 4.52: Beschleunigungszeitverläufe der Versuche mit 0,5-, 0,7- und 0,95-facher Anregung	80
Abbildung 4.53: Versagte Wand in PBoFv1_sf0.95_1	80
Abbildung 4.54: Verschiebungsverläufe der Versuche mit 0,95- und 2-facher Anregung	81
Abbildung 4.55: Analytische Auswertung PBoFv1	82
Abbildung 4.56: Kraft-Verformungs-Linie nach Doherty und Griffith mit $\Delta 1 = 6\%$ und $\Delta 2 = 28\%$	82
Abbildung 4.57: Verformungsverlauf für den EMS und Versuch PBoFv1_sf0.7	82
Abbildung 4.58: Verformungsverlauf für den EMS und Versuch PBoFv1_sf0.95_1	83
Abbildung 4.59: Verschiebungsverläufe der Versuche mit 1,0- und 2,0-facher Anregung	84
Abbildung 4.60: Verschiebungsverläufe der Versuche mit 2,0-, 2,5- und 2,8-facher Anregung	84
Abbildung 4.61: Beschleunigungszeitverläufe der Versuche mit Impulsanregung	85
Abbildung 4.62: Fourier-Spektrum der Beschleunigung von Versuch PBmFv2_imp1	85
Abbildung 4.63: Fourier-Spektrum der Beschleunigung von Versuch PBmFv2_imp2	85
Abbildung 4.64: Analytische Auswertung PBmFv2	86
Abbildung 4.65: Verformungsverlauf für den EMS und Versuch PBmFv2_sf1.0_It6	86
Abbildung 4.66: Morse-Wavelet mit $\gamma = 3$ und $P2 = 60$	87
Abbildung 4.67: Continuous Wavelet Transformation des Impulsversuchs PBmFv2_imp2 und händisch ermittelte Frequenz	87
Abbildung 4.68: Eigenfrequenzen der Impulsversuche PBmFv2_imp2 und PBmFv2_imp3	88
Abbildung 4.69: Dämpfungsrate ξ des Impulsversuchs PBmFv2_imp2	88
Abbildung 4.70: Kraftverformungslinie nach Doherty und Griffith und aus Versuchen	90
Abbildung 4.71: Verformungsverlauf für die EMS mit unterschiedlichen f-D-Linien und Versuch PBoFv1_sf0.7	90
Abbildung 4.72: Vergleich Verformungsverlauf EMS und Versuch PBmFv2_sf1.0_It6	91
Abbildung 4.73: Verformungsverlauf für den EMS und Versuch PBmFv2_sf3.0_It3	91
Abbildung 4.74: Kraftverformungslinie nach Doherty und Griffith und aus Versuchen PBoF sowie PBmF	91
Abbildung 4.75: Verformungsverlauf für die EMS linear und nichtlinear sowie Versuch PBmFv2_sf3.0_It4	91
Abbildung 5.1: Prinzipskizzen des Ingenieurmodells: a) Kragarm / b) oben gelenkig / c) oben eingespannt	95
Abbildung 5.2: a) Statisches Ausgangssystem der Wand zur Berechnung der Knickhöhe / b) Statisches System der Wand nach dem Riss am Wandfuß / c) nach dem Riss in Knickhöhe	97
Abbildung 5.3: Idealisierung des Kontaktbereichs durch jeweils zwei Federelemente	98
Abbildung 5.4: Kraftverformungslinie des idealisierten Systems	98
Abbildung 5.5: Berechnung des Drehpunktes am Fußpunkt	99
Abbildung 5.6: Berechnung des Drehpunktes am Fußpunkt mit klaffender Fuge	100
Abbildung 5.7: Ausgelenktes System und zugehörige Bezeichnungen	104
Abbildung 5.8: Massenverteilung und räumlicher Verlauf der Verschiebung in x- und y-Richtung infolge infinitesimal kleiner Verschiebung	109
Abbildung 5.9: Massen- und Verformungsverteilung bei großen Verformungen	111

Abbildung 5.10: Die Verformung in einzelnen Bewegungsanteilen.....	112
Abbildung 5.11: P^* -Verlauf für unterschiedliche Konfigurationen.....	114
Abbildung 5.12: Versuchsstand für Pushover-Versuche.....	115
Abbildung 5.13: Federelemente zur Berücksichtigung der vertikalen Steifigkeit.....	116
Abbildung 5.14: Keine (a), mittlere (b) und starke (c) Schädigung der Fuge im Knick.....	117
Abbildung 5.15: In Pushover-Versuchen bestimmte Kraftverformungslinien	118
Abbildung 5.16: In Pushover-Versuchen bestimmte Kraftverformungslinie mit vertikaler Federsteifigkeit.....	118
Abbildung 5.17: Vergleich der analytisch und experimentell bestimmten Kraftverformungslinien	118
Abbildung 5.18: Vergleich der experimentell bestimmten Kraftverformungslinie mit DG-Modell	118
Abbildung 5.19: Vergleich der analytisch und experimentell bestimmten Kraftverformungslinie mit vertikaler Federsteifigkeit.....	119
Abbildung 5.20: Vergleich der analytisch und experimentell bestimmten Kraftverformungslinie mit vertikaler Federsteifigkeit mit angepassten Eigenschaften der Federelemente	119
Abbildung 5.21: Vergleich der Kraftverformungskurven nach neu entwickelter Methode für die Versuche D1-A und D1-B von Derakhshan et al. [37].....	120
Abbildung 5.22: Vergleich der Kraftverformungskurve nach neu entwickelter Methode mit unterschiedlichen Kontaktsteifigkeiten c und den Methoden nach Doherty/Griffith und Derakhshan/Rao	121
Abbildung 5.23: Vergleich der Kraftverformungskurve für unterschiedliche Knickhöhen...	121
Abbildung 5.24: Vergleich der Kraftverformungskurve für unterschiedliche Auflasten.....	122
Abbildung 5.25: Vergleich der Kraftverformungskurve für unterschiedliche Exzentrizitäten der Auflast	122
Abbildung 5.26: Vergleich der Kraftverformungskurve für unterschiedliche Steifigkeiten am Kopflager.....	123
Abbildung 5.27: Vergleich der Kraftverformungskurve für unterschiedliche Steifigkeiten am Kopflager mit Auflast	123
Abbildung 5.28: Vergleich der Kraftverformungskurve für unterschiedliche Abstände zur vertikalen Feder am Kopflager	124
Abbildung 5.29: Vergleich der Kraftverformungskurve für höhere Steifigkeiten am Kopflager	124
Abbildung 6.1: Verformungsverläufe bei 1/3 und 2/3 der Wandhöhe sowie in vertikaler Richtung am Wandkopf für Ausschwingversuch PBA-1_oF_I_01.....	128
Abbildung 6.2: Verformungsverläufe der Ausschwingversuche PBA-1_oF_I_01, _05 und _10	128
Abbildung 6.3: Skizze der Schädigungsgrade der Fuge	129
Abbildung 6.4: Verformungsverläufe der Ausschwingversuchs PBA-1_oF_I_01, und _10 sowie PBA-2_oF_r_01, und _10	129
Abbildung 6.5: Verformungsverläufe der Ausschwingversuchs PBA-1_oF_I_01, PBA-2_oF_r_01, und PBA-3_mF_I_02 (ohne und mit vertikaler Steifigkeit + 2mm Gap)	129
Abbildung 6.6: Verformungsverläufe der Ausschwingversuchs PBA-1_oF_I_10 und PBA-7_oF_I_01 (ungeschädigte und geschädigte Fuge)	130
Abbildung 6.7: Verformungsverläufe der Ausschwingversuchs PBA-3_mF_I_01 und PBA-9_mF_I_01 (ungeschädigte und geschädigte Fuge mit Federn).....	130
Abbildung 6.8: Vergleich der Dämpfung der Ausschwingversuche PBA-1+2_oF und PBA-7+8_oF (ungeschädigte und geschädigte Fuge).....	131

Abbildung 6.9: Vergleich der Frequenz der Ausschwingversuche PBA-1+2_oF und PBA-7+8_oF (ungeschädigte und geschädigte Fuge) und Frequenzen aus analytischem Modell mit $c = 0,09$ und $c = 0,02$	131
Abbildung 6.10: Vergleich der Dämpfung der Ausschwingversuche PBA-3_mF, PBA-9_mF und PBA-5_mF-g2mm.....	131
Abbildung 6.11: Vergleich der Frequenz der Ausschwingversuche PBA-3_mF, PBA-9_mF und PBA-5_mF-g2mm sowie Frequenzen aus analytischem Modell.....	131
Abbildung 6.12: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS mit viskoser Dämpfung im Vergleich mit Ausschwingversuch PBA-1_oF_I_01	135
Abbildung 6.13: Experimentell ermittelte Dämpfung der Versuchsreihe PBA-1+2_oF und Rayleigh Dämpfung.....	136
Abbildung 6.14: Sekantensteifigkeit bei unterschiedlich großen Verformungen	136
Abbildung 6.15: Simulation des Ausschwingversuchs PBA-1_oF_I_01 mit Rayleigh Dämpfung.....	136
Abbildung 6.16: Dämpfung über die Zeit für Rayleigh Dämpfung	136
Abbildung 6.17: Simulation des Ausschwingversuchs PBA-1_oF_I_01 mit $\beta = 0,0035$...	137
Abbildung 6.18: Dämpfung über die Zeit für $\beta = 0,0035$	137
Abbildung 6.19: Simulation des Ausschwingversuchs PBA-1_oF_I_01 nichtlinearem Dämpfungsmodell	137
Abbildung 6.20: Angepasstes nichtlineares Dämpfungsmodell	137
Abbildung 6.21: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS mit steifigkeitsproportionaler Dämpfung mit $\beta = 0,0035$ im Vergleich mit Ausschwingversuch PBA-3_mF_I_01.....	138
Abbildung 6.22: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS mit massenproportionaler Dämpfung im Vergleich mit Ausschwingversuch PBA-3_mF_I_01	138
Abbildung 7.1: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_oF_K3	140
Abbildung 7.2: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K3 mit $c = 0,014$	141
Abbildung 7.3: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS mit unterschiedlichen Dämpfungsvarianten im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K3.....	141
Abbildung 7.4: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K2.....	142
Abbildung 7.5: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K6.....	142
Abbildung 7.6: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K4.....	142
Abbildung 7.7: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K9.....	142
Abbildung 7.8: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K5.....	143
Abbildung 7.9: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K10.....	143
Abbildung 7.10: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K13.....	143
Abbildung 7.11: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_I1	144
Abbildung 7.12: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_I2.....	144
Abbildung 7.13: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch	

PBS_oF_I3.....	144
Abbildung 7.14: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS mit unterschiedlichen Steifigkeiten im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K3	144
Abbildung 7.15: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS mit unterschiedlichen Steifigkeiten im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K10	144
Abbildung 7.16: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS mit unterschiedlichen Steifigkeiten im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K13	145
Abbildung 7.17: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_mF_K1.....	146
Abbildung 7.18: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_mF_K2.....	146
Abbildung 7.19: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_mF_K3.....	146
Abbildung 7.20: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_mF_K4.....	146
Abbildung 7.21: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_mF_I1	146
Abbildung 7.22: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS mit $C = 0,055$ im Vergleich mit Rütteltischversuchen PBoFv1_sf0.5, 0,7 und 0,95_1	147
Abbildung 7.23: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Rütteltischversuchen PBmFv2_sf1.0_It6 und sf3.0_It2-4	148
Abbildung 8.1: Relative Häufigkeitsverteilung des PGA der in der Sensitivitätsanalyse verwendeten Erdbebenzeitverläufe	149
Abbildung 8.2: Relative Häufigkeit der versagten Wände für unterschiedliche Kontaktsteifigkeiten c	150
Abbildung 8.3: Relative Häufigkeit der versagten Wände für unterschiedliche Kontaktsteifigkeiten c	150
Abbildung 8.4: Relative Häufigkeit der versagten Wände mit und ohne vertikale Steifigkeit am Wandkopf	151
Abbildung 8.5: Relative Häufigkeit der versagten Wände für unterschiedliche Dämpfungen β	152
Abbildung 8.6: Relative Häufigkeit der maximal aufgetretenen Verschiebung für unterschiedliche Dämpfungen β	152
Abbildung 8.7: Relative Häufigkeit der versagten Wände für unterschiedliche Dämpfungen β	152
Abbildung 8.8: Maximale Verformungen künstlicher Verläufe.....	153
Abbildung 8.9: Relative Häufigkeitsverteilung des PGA der in der Korrelationsanalyse verwendeten Erdbebenzeitverläufe.....	154
Abbildung 8.10: Relative Häufigkeitsverteilung der maximalen Verformung der in der Korrelationsanalyse verwendeten Erdbebenzeitverläufe	154
Abbildung 8.11: Steifigkeit in der Kraftverformungskurve bei unterschiedlichen Perioden	156
Abbildung 8.12: Korrelationskoeffizienten für die betrachteten Bodenerschütterungsparameter.....	157
Abbildung 8.13: Korrelationskoeffizienten für die betrachteten Bodenerschütterungsparameter unter Verwendung nur der Erdbeben die zu Verformungen >5 mm führen	157
Abbildung 8.14: Verteilung des PGA über die maximale Verschiebung	158
Abbildung 8.15: Untere Grenzen des Zusammenhangs zwischen PGA und der maximal	

aufgetretenen Verformung	158
Abbildung 8.16: Vorhersagegenauigkeit mittels 5%-Quantil der unterschiedlichen Erdbebenparameter	159
Abbildung 8.17: Verteilung von $S_a(T=1,0)$ über die maximale Verschiebung	159
Abbildung 9.1: Lage von F_{max} und δF_{max}	160
Abbildung 9.2: Bemessungsdiagramm für den Faktor χ	161
Abbildung 9.3: Bemessungsdiagramm für den Faktor χK	162
Abbildung 9.4: Vergleich der analytisch bestimmten maximalen Kraft F_{max} und der Approximation mittels Bemessungsdiagramm für die betrachteten Parameterkonfigurationen der Wand	162
Abbildung 9.5: Vergleich der analytisch bestimmten Position δF_{max} von F_{max} und der Approximation mittels Bemessungsdiagramm für die betrachteten Parameterkonfigurationen der Wand	162
Abbildung 9.6: Vergleich der maßgebenden Eigenperioden nach Kapitel 8 und nach Approximation für die betrachteten Parameterkonfigurationen der Wand	163
Abbildung 9.7: Darstellung der aufnehmbaren Spektralbeschleunigung über das Verhältnis $F_{max}W$ für die betrachteten Parameterkonfigurationen der Wand	163
Abbildung 9.8: Ablaufdiagramm des vereinfachten Bemessungskonzepts	164
Abbildung 9.9: Bestimmung von Faktor χ	166
Abbildung 9.10: Ablesen der einwirkenden Beschleunigung aus dem 5% gedämpften Beschleunigungsantwortspektrum	166
Abbildung 9.11: Ablesen der einwirkenden Verschiebung aus dem 5% gedämpften Verschiebungsantwortspektrum	167
Abbildung A.1: Vergleich der Kraftverformungskurven nach neu entwickelter Methode für die Versuche D2-A, -B und -C sowie T1-A und -B von Derakhshan et al. [37]	172
Abbildung A.2: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_oF_K1	173
Abbildung A.3: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_oF_K2	173
Abbildung A.4: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_oF_K3	173
Abbildung A.5: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_oF_K4	173
Abbildung A.6: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_oF_K5	173
Abbildung A.7: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_oF_K6	173
Abbildung A.8: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_oF_I1	173
Abbildung A.9: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_oF_I2	173
Abbildung A.10: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_oF_I3	174
Abbildung A.11: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_oF_K8	174
Abbildung A.12: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_oF_K9	174
Abbildung A.13: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_oF_K10	174
Abbildung A.14: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_oF_K11	174
Abbildung A.15: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_oF_K12	174
Abbildung A.16: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_oF_K13	174
Abbildung A.17: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_oF_K14	174
Abbildung A.18: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K1	175
Abbildung A.19: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K12	175
Abbildung A.20: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K8	175
Abbildung A.21: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit	

Schwingversuch PBS_oF_K14	175
Abbildung A.22: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K11	175
Abbildung A.23: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS mit unterschiedlichen Steifigkeiten im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K3	176
Abbildung A.24: Verformungsverlauf des nichtlinearen EMS mit unterschiedlichen Steifigkeiten im Vergleich mit Schwingversuch PBS_oF_K9	176
Abbildung A.25: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_mF_K1	176
Abbildung A.26: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_mF_K2	176
Abbildung A.27: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_mF_K3	176
Abbildung A.28: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_mF_K4	176
Abbildung A.29: Beschleunigungszeitverlauf für Schwingversuch PBS_mF_I1	176
Abbildung A.30: Zeitverläufe und Spektren der künstlichen Erdbebenzeitverläufe zu Erdbeben 00367	177
Abbildung A.31: Zeitverläufe und Spektren der künstlichen Erdbebenzeitverläufe zu Erdbeben 15138	178
Abbildung A.32: Zeitverläufe und Spektren der künstlichen Erdbebenzeitverläufe zu Erdbeben El Centro	179
Abbildung A.33: Vorhersagegenauigkeit mittels 5%-Quantil der unterschiedlichen Erdbebenparameter unter Verwendung nur der Erdbeben die zu Verformungen >5 mm führen	183
Abbildung A.34: Verteilung von $S_a(T=1,0)$ über die maximale Verschiebung unter Verwendung nur der Erdbeben die zu Verformungen >5 mm führen	183

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1: Empirisch ermittelte Verschiebungen nach Doherty und Griffith [12]	19
Tabelle 2.2: Empirisch ermittelte Verschiebungen nach Derakhshan et al. [36]	20
Tabelle 2.3: Zugelassene Schlankheitsgrade nach [24].....	30
Tabelle 2.4: Werte für λ_2 nach [24]	31
Tabelle 2.5: Faktoren für Wände mit unveränderlichen Querschnitten für unterschiedliche Randbedingungen nach [92]	33
Tabelle 2.6: Tabelle Beiwerte zur Berücksichtigung der Auflagerbedingungen (nach [96]) ..	34
Tabelle 3.1: Eigenschaften der Beispielwand nach [3].....	40
Tabelle 3.2: Maximal aufnehmbare Beschleunigungen der betrachteten Beispielwände	41
Tabelle 3.3: Faktor zwischen numerischer Simulation und analytischem DG-Modell	47
Tabelle 4.1: Kenndaten Planziegel MZ70 [122].....	61
Tabelle 4.2: Versuchsprotokoll MZ70v1	63
Tabelle 4.3: Maximale Verschiebungen in Wandmitte unter Sinusanregung	66
Tabelle 4.4: Versuchsprotokoll MZ70v2	70
Tabelle 4.5: Versuchsprotokoll PBoFv1	79
Tabelle 4.6: Versuchsprotokoll PBmFv2	84
Tabelle 5.1: Versuchsprotokoll PBPo	117
Tabelle 5.2: Eigenschaften der Beispielwand.....	120
Tabelle 5.3: Einfluss der Zugfestigkeit und der Auflast auf die Knickhöhe.....	122
Tabelle 6.1: Ausschwingversuche Porenbetonsteinwand	127
Tabelle 6.2: Experimentell und analytisch ermittelte geometrische Versagensverschiebung	128
Tabelle 7.1: Schwingversuche Porenbetonsteinwand.....	140
Tabelle 8.1: Verwendete Erdbebenparameter (vgl. [165]).....	155

Literaturverzeichnis

- [1] Statistisches Bundesamt: Baugenehmigungen von Wohn- und Nichtwohngebäuden nach überwiegend verwendetem Baustoff - Lange Reihen ab 1980 - 2017 (2017).
- [2] Villaverde, R.: Seismic Design of Secondary Structures: State of the Art. *In: Journal of Structural Engineering* (1997), Heft 123, S. 1011-1019.
- [3] Dafnis, A.; Kolsch, H.; Reimerdes, H.-G.: Arching in Masonry Walls Subjected to Earthquake Motions. *In: Journal of Structural Engineering* (2002).
- [4] Dawe, J.L.; Seah, C.K.: Out-of-plane resistance of concrete masonry infilled panels. *In: Canadian Journal of Civil Engineer* 16 (1989), Heft 6, S. 854-864.
- [5] Dazio, A.: The effect of the boundary conditions on the out-of-plane behaviour of unreinforced masonry walls. *In: The 14th World Conference on Earthquake Engineering* (2008).
- [6] FEMA 356: FEMA 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Ausgabe 2000.
- [7] DIN 4149: Bauten in deutschen Erdbebengebieten- Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten. Ausgabe 2005.
- [8] DIN EN 1998-1: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben- Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten. Ausgabe 2010.
- [9] DIN EN 1996-1-1: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; Deutsche Fassung EN 1996-1-1:2005+A1:2012. Ausgabe 2013.
- [10] Sicherheitstechnische Regel des KTA – KTA 2201.3 Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen (2013).
- [11] DIN EN 1998-1/NA: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter-Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten. Ausgabe 2011.
- [12] Doherty, K.; Griffith, M.C.; Lam, N. et al.: Displacement-based seismic analysis for out-of-plane bending of unreinforced masonry walls. *In: Earthquake Engineering & Structural Dynamics* (2002), S. 833-850.
- [13] Kariotis, J.C.; Ewing, R.D.; Johnson, A.W.: Predictions of stability for unreinforced brick masonry walls shaken by earthquakes. *In: Proceedings of the 7th International Brick Masonry Conference* (1985).
- [14] Paulay, T.; Priestley, M.J.N.: Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. Wiley InterScience (Online service). Wiley, New York, 1992.
- [15] Abrams, D.: Effects of Scale and Loading Rate with Tests of Concrete and Masonry Structures. *In: Earthquake Spectra* (1996), Vol. 12, No. 1.
- [16] DIN EN 1996-1-1-NA: Nationaler Anhang-National festgelegte Parameter- Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. Ausgabe 2012.
- [17] DIN EN 1998-1/NA: Nationaler Anhang- National festgelegte Parameter - Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbau. Ausgabe 2018.
- [18] Kaplan, H.; Bilgin, H.; Yilmaz, S. et al.: Structural damages of L'Aquila (Italy) earthquake. *In: Natural Hazards and Earth Sytsem Sciences* (2010), Vol. 10, S. 499-507.

- [19] Oyarzo-Vera, C.; Griffith, M.C.: The Mw 6.3 Abruzzo (Italy) earthquake of April 6th, 2009: On site Observations. *In: Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* (2009), Vol. 42 No. 4, S. 302-307.
- [20] Wilkinson, S.; Grant, D.; Williams, E. et al.: Observations and implications of damage from the magnitude Mw 6.3 Christchurch, New Zealand earthquake of 22 February 2011. *In: Bulletin of Earthquake Engineering* 11 (2013), Heft 1, S. 107-140.
- [21] Rondelet, J.: *Traité Théorique et Partique L'Art de Batir*, 1817.
- [22] Yokel, F.Y.; Mathey, R.G.; Dikkers, R.D.: Strength of masonry walls under compressive and transverse loads – Building Research Division Institute for Applied Technology National Bureau of Standards, Washington, D.C. (1971).
- [23] Penner, O.; Elwood, K.: Out-of-plane dynamic stability of unreinforced masonry walls in one-way bending: shake table testing. *In: Earthquake Spectra* (2016), Vol. 32, No. 3, S. 1675-1697.
- [24] ASCE 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 2014.
- [25] Angel, R.; Abrams, D.: Behavior of reinforced concrete frames with masonry infills. *In: Civil Engineering Studies* (1994), Structural Research Series No. 589.
- [26] Flanagan, R.D.; Bennett, R.M.; ASCE members: Arching of masonry infilled frames: comparison of analytical methods. *In: Practice Periodical on Structural and Construction*, August 1999 (1999).
- [27] Doherty, K.T.: An investigation of the weak link in the seismic load path of unreinforced masonry buildings, Dissertation, 2000.
- [28] Doherty, K.T.; Rodolico, B.; Lam, N. et al.: The modelling of earthquake induced collapse of unreinforced masonry walls combining force and displacement principals. *In: 12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, 2000 (2000).
- [29] Lam, N.T.K.; Griffith, M.; Wilson, J. et al.: Time–history analysis of URM walls in out-of-plane flexure. *In: Engineering Structures* 25 (2003), Heft 6, S. 743-754.
- [30] Griffith, M.C.; Lam, N.T.K.; Wilson, J.L. et al.: Experimental Investigation of Unreinforced Brick Masonry Walls in Flexure. *In: Journal of Structural Engineering* 130 (2004), Heft 3, S. 423-432.
- [31] Sinsir; Can; Aschheim et al.: Out-Of-Plane Dynamic Response of Unreinforced Masonry Bearing Walls Attached to Flexible Diaphragms. *In: 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada (2004), Paper No. 2045.
- [32] Meisl, C.; Mattman, D.; Elwood, K. et al.: Out-of-plane seismic performance of unreinforced clay brick masonry walls. *In: 10th Canadian Masonry Symposium*, Banff, Alberta, Juni 2005 (2005).
- [33] Tondelli, M.; Beyer, K.; DeJong, M.: Influence of boundary conditions on the out-of-plane response of brick masonry walls in buildings with RC slabs. *In: Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 45 (2016), Heft 8, S. 1337-1356.
- [34] Beyer, K.; Tondelli, M.; Vanin, F. et al.: Seismic behaviour of unreinforced masonry buildings with reinforced concrete slabs: Assessnebt of in-plane and out-of-plane response. *In: Earthquake Engng Struct Dyn (Earthquake Engineering & Structural Dynamics)*; (2015).
- [35] Derakhshan, H.; Ingham, J.M.: Out-of-plane testing of an unreinforced masonry wall subjected to one-way bending. *In: Australian Earthquake Engineering Conference*, Ballarat, Victroia, Australia (2008).
- [36] Derakhshan, H.; Ingham, J.M.; Griffith, M.C.: Tri-linear force-displacement models

- representative of out-of-plane unreinforced masonry wall behaviour. *In: 11th Canadian Masonry Symposium, Toronto, Ontario, May 31-June, 2009 (2009).*
- [37] *Derakhshan, H.; Griffith, M.C.; Ingham, J.M.:* Airbag testing of multi-leaf unreinforced masonry walls subjected to one-way bending. *In: Engineering Structures 57 (2013), S. 512-522.*
- [38] *Derakhshan, H.; Dizhur, D.; Griffith, M.C. et al.:* In Situ Out-of-Plane Testing of As-Built and Retrofitted Unreinforced Masonry Walls. *In: Journal of Structural Engineering 140 (2014), Heft 6, S. 4014022.*
- [39] *Derakhshan, H.; Lucas, W.D.; Griffith, M.C.:* In-situ seismic verification of non-structural components of unreinforced masonry buildings. *In: Australian Journal of Structural Engineering 19 (2018), Heft 1, S. 44-58.*
- [40] *Penner, O.; Elwood, K.:* Out-of-plane Dynamic Stability of unreinforced masonry walls in One-way Bending: Parametric Study and Assessment Guidelines. *In: Earthquake Spectra (2016), Vol. 32, No. 3, S. 1699-1723.*
- [41] *Derakhshan, H.; Griffith, M.C.; Ingham, J.M.:* Out-of-Plane Behavior of One-Way Spanning Unreinforced Masonry Walls. *In: Journal of Engineering Mechanics 139 (2013), Heft 4, S. 409-417.*
- [42] *Godio, M.; Beyer, K.:* Analytical model for the out-of-plane response of vertically spanning unreinforced masonry walls. *In: Earthquake Engineering & Structural Dynamics 46 (2017), Heft 15, S. 2757-2776.*
- [43] *Hak, S.; Morandi, P.; Magenes, G.:* Out-of-plane experimental response of strong masonry infills. *In: Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, August 2014 (2014).*
- [44] *Ricci, P.; DiDomenico, M.; Verdame, G.M.:* Out-of-plane effective stiffness and behaviour factor of unreinforced masonry infills accounting for the in-plane/Out-of-plane interaction. *In: 16th European conference on Earthquake Engineering, Thassaloniki, 18-21 Juni 2018 (2018).*
- [45] *Komaraneni, S.; Rai, D.C.; Singhal, V.:* Seismic Behavior of Framed Masonry Panels with Prior Damage When Subjected to Out-of-Plane Loading. *In: Earthquake Spectra (2011), Vol. 27, No. 4, S. 1077-1103.*
- [46] *Pereira, P.; Pereira, N.; Ferreira, D. et al.:* Behavior of masonry infill panels in rc frames subjected to in plane and out of plane loads. *In: 7th Analytical Models and New Concepts in Concrete and Masonry Structures 2011 (2011).*
- [47] *Furtado, A.; Rodrigues, H.; Arêde, A. et al.:* Influence of the in Plane and Out-of-Plane Masonry Infill Walls' Interaction in the Structural Response of RC Buildings. *In: Procedia Engineering 114 (2015), S. 722-729.*
- [48] *da Porto, F.; Guidi, G.; Verlato, N. et al.:* Effectiveness of plasters and textile reinforced mortars for strengthening clay masonry infill walls subjected to combined in-plane/out-of-plane actions / Wirksamkeit von Putz und textilbewehrtem Mörtel bei der Verstärkung von Ausfachungswänden aus Ziegelmauerwerk, die kombinierter Scheiben- und Plattenbeanspruchung ausgesetzt sind. *In: Mauerwerk 19 (2015), Heft 5, S. 334-354.*
- [49] *Akhoundi, F.; Vasconcelos, P.; Lourenco, P. et al.:* Out-of-plane response of masonry infilled RC frames: Effect of workmanship and opening – Proceedings of the 16th International Brick and Block Masonry Conference, Padova, Italy, 26-30 June 2016. CRC Press, Boca Raton, 2016.
- [50] *Derakhshan, H.; Griffith, M.C.; Ingham, J.M.:* Out-of-plane seismic response of vertically spanning URM walls connected to flexible diaphragms. *In: Earthquake Engineering & Structural Dynamics 45 (2016), Heft 4, S. 563-580.*

- [51] *Furtado, A.; Rodrigues, H.; Arêde, A. et al.*: Out-of-plane cyclic performance of full-scale infill masonry walls subjected to out-of-plane loadings using airbags. *In: 16th European conference on Earthquake Engineering, Thessaloniki, 18-21 June 2018 (2018).*
- [52] *Vaculik, J.; Griffith, M.C.*: Out-of-plane shaketable testing of unreinforced masonry walls in two-way bending. *In: Bulletin of Earthquake Engineering 16 (2018), Heft 7, S. 2839-2876.*
- [53] *Guerrini, G.; Graziotti, F.; Penna, A. et al.*: Dynamic Shake-Table Tests on Two Full-Scale, Unreinforced Masonry Buildings Subjected to Induced Seismicity. *In: Conte, J.P.; Astroza, R.; Benzoni, G. et al. (Hrsg.): Experimental Vibration Analysis for Civil Structures, Lecture Notes in Civil Engineering. Springer International Publishing, Cham, 2018, S. 376-387.*
- [54] *Romani, M.*: Mauerwerk unter Druckstoßbelastung Tragverhalten und Berechnung mit Verstärkung durch Kohlefaserlamellen, Dissertation, 2008.
- [55] *Gagnet, E.M.; Hoemann, J.M.; Davidson, J.S.*: Assessment of resistance definitions used for blast analysis of unreinforced masonry walls. *In: International Journal of Protective Structures (2017), Vol. 8, S. 125-151.*
- [56] *Pasca, M.; Liberatore, L.; Masiani, R.*: Reliability of analytical models for the prediction of out-of-plane capacity of masonry infills. *In: Structural Engineering and Mechanics Vol. 64 (2017), No. 6, S. 765-781.*
- [57] *Di Domenico, M.; Ricci, P.; Verderame, G.M.*: Experimental Assessment of the Influence of Boundary Conditions on the Out-of-Plane Response of Unreinforced Masonry Infill Walls. *In: Journal of Earthquake Engineering 55 (2018), Heft 1, S. 1-39.*
- [58] *Blaikie, E.L.; Sprurr, D.D.*: Earthquake Vulnerability of Existing unreinforced Masonry Buildings. *In: EQC funded report (1991), 91/97.*
- [59] *Blaikie, E.L.; Davey, R.A.*: Methodology for the assessment of face loaded unreinforced masonry walls under seismic loading. *In: EQC funded project (1999), 99/422.*
- [60] *Blaikie, E.L.; Davey, R.A.*: Methodology for assessing the seismic performance of unreinforced masonry single storey walls, parapets and free standing wall. *In: EQC funded project 99/422 (2002).*
- [61] *Griffith, M.C.; Magenes, G.; MELIS, G. et al.*: Evaluation of out-of-plane stability of unreinforced masonry walls subjected to seismic excitation. *In: Journal of Earthquake Engineering 7 (2003), S. 141-169.*
- [62] *Lestuzzi, P.; D'Urso, F.; Mittaz, X. et al.*: Nachweismethoden für das out-of-plane-Versagen von Mauerwerk bei Erdbeben. *In: 14. D-A-CH Tagung 2015, Erdbeben und bestehende Bauten, 131-138 (2015), S. 131-138.*
- [63] *Petersen, C.; Werkle, H.*: Dynamik der Baukonstruktionen. Springer Fachmedien Wiesbaden, Wiesbaden, 2017.
- [64] *Vaculik, J.*: Unreinforced masonry walls subjected to out-of-plane seismic actions, Dissertation, 2012.
- [65] *Vaculik, J.; Griffith, M.C.*: Out-of-plane load–displacement model for two-way spanning masonry walls. *In: Engineering Structures 141 (2017), S. 328-343.*
- [66] *Rao, P.K.V.; Singh, Y.; Das, S.*: Displacement Based Modelling of Out-of-Plane Behaviour of Vertically Spanning Unreinforced Masonry Walls. *In: 13th Canadian Masonry Symposium, Halifax, Canada, 2017 (2017).*
- [67] *Tomassetti, U.; Graziotti, F.; Penna, A. et al.*: Modelling one-way out-of-plane response of single-leaf and cavity walls. *In: Engineering Structures 167 (2018), S. 241-255.*
- [68] *Tomassetti, U.; Graziotti, F.; Penna, A. et al.*: ENERGY DISSIPATION INVOLVED IN THE OUT-OF-PLANE RESPONSE OF UNREINFORCED MASONRY WALLS. *In:*

- Papadrakakis, M.; Fragiadakis, M.* (Hrsg.): Proceedings of the 6th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN 2015). Institute of Structural Analysis and Antiseismic Research School of Civil Engineering National Technical University of Athens (NTUA) Greece, Rhodes Island, Greece, 2017 - 2017, S. 2996-3010.
- [69] *Page, A.*: Finite Element Model for Masonry. *In: Journal of the Structural Division* (1978), S. 1267-1285.
- [70] *Lourenço, P.B.*: Anisotropic Softening Model for Masonry Plates and Shells. *In: Journal of Structural Engineering* 126 (2000), Heft 9, S. 1008-1016.
- [71] *Theodossopoulos, D.; Sinha, B.*: A review of analytical methods in the current design processes and assessment of performance of masonry structures. *In: Construction and Building Materials* 41 (2013), S. 990-1001.
- [72] *Macorini, L.; Izzuddin, B.A.*: A non-linear interface element for 3D mesoscale analysis of brick-masonry structures. *In: International Journal for Numerical Methods in Engineering* 85 (2011), Heft 12, S. 1584-1608.
- [73] *Milani, G.; Lourenço, P.; Tralli, A.*: Homogenization Approach for the Limit Analysis of Out-of-Plane Loaded Masonry Walls. *In: Journal of Structural Engineering* 132 (2006), Heft 10, S. 1650-1663.
- [74] *AlShawa, O.; Felice, G.; Mauro, A. et al.*: Out-of-plane seismic resistance of masonry walls. *In: Journal of Earthquake Engineering* 5 (2001), Heft 2, S. 253-271.
- [75] *Furtado, A.; Rodrigues, H.; Arêde, A. et al.*: Simplified macro-model for infill masonry walls considering the out-of-plane behaviour. *In: Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 45 (2016), Heft 4, S. 507-524.
- [76] *O'Donnell, A.P.; Kurama, Y.C.; Taflanidis, A.A.*: Analytical modeling framework for seismic risk assessment of unreinforced masonry structures. *In: 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering Frontiers of Earthquake Engineering* (2014).
- [77] *Kawai, T.*: New Discrete models and their application to seismic response analysis of structures. *In: Nuclear Engineering and Design* (1978), Heft 48, S. 207-229.
- [78] *Ferreira, T.M.*: Out-Of-Plane Seismic Performance Of Stone Masonry Walls: Experimental and Analytical Assessment. Portugal, Universidade de Aveiro, Dissertation, 2015.
- [79] *Roca, P.; Cervera, M.; Gariup, G. et al.*: Structural Analysis of Masonry Historical Constructions. Classical and Advanced Approaches. *In: Archives of Computational Methods in Engineering* 17 (2010), Heft 3, S. 299-325.
- [80] *Çaktı, E.; Saygılı, Ö.; Lemos, J.V. et al.*: Discrete element modeling of a scaled masonry structure and its validation. *In: Engineering Structures* 126 (2016), S. 224-236.
- [81] *Godio, M.; Beyer, K.*: Evaluation of force-based and displacement-based out-of-plane seismic assessment methods for unreinforced masonry walls through refined model simulations. *In: Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 48 (2019), Heft 4, S. 454-475.
- [82] *Costa, A.A.; Penna, A.; Arêde, A. et al.*: Simulation of masonry out-of-plane failure modes by multi-body dynamics. *In: Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 44 (2015), Heft 14, S. 2529-2549.
- [83] DIN EN 1996-1-1/NA/A1: Nationaler Anhang-National festgelegte Parameter - Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk, Änderung A1. Ausgabe 2014.
- [84] DIN EN 1996-3/NA: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten- Teil 3: Vereinfachte

- Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten. Ausgabe 2012.
- [85] DIN EN 1996-3: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten; Deutsche Fassung EN 1996-3 2006 + AC: 2009. Ausgabe 2010.
- [86] Sicherheitstechnische Regel des KTA – Dokumentationsunterlagen zur Regel KTA 2201.3 Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen (2013).
- [87] DIN EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010. Ausgabe 2010.
- [88] DIN EN 1990/NA: Nationaler Anhang - Nationale Parameter-Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Ausgabe 2010.
- [89] DIN EN 1990/NA/A1: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter-Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung: Änderung A1. Ausgabe 2012.
- [90] FEMA 273: FEMA 273 Nehrpf Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Ausgabe 1997.
- [91] *Sharif, I.; Meisl, C.S.; Elwood, K.*: Assessment of ASCE 41 height-to-thickness ratio limits for URM walls. *In: Earthquake Spectra* (2017), Vol. 23, No. 4, S. 893-908.
- [92] Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes. *In: New Zealand Society for Earthquake Engineering* (2006), No. 1,2&3.
- [93] *Zealand, S.A.o.N.*: Structural design actions – Part 5: Earthquake actions- New Zealand. Standards New Zealand, Wellington, 2016.
- [94] SIA 462: Beurteilung der Tragsicherheit bestehender Bauwerke. Ausgabe 1994.
- [95] SIA Merkblatt 2018: Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben. Ausgabe 2018.
- [96] SIA 269-8: Erhaltung von Tragwerken- Erdbeben. Ausgabe 2017.
- [97] *Steiger, R.*: Das SIA-Normenprojekt 269- Erhaltung von Tragwerken – Holzbautag Biel 2008 (2008).
- [98] SIA 261: Einwirkungen auf Tragwerke. Ausgabe 2003.
- [99] SIA 266: Mauerwerk. Ausgabe 2003.
- [100] NA 005-51-06 AA N 983: CEN/TC 250/SC 8 N 667 Final Draft EN 1998-3 NEN SC 8 PT3. Ausgabe 2017.
- [101] *Lönhoff, M.; Dobrowolski, C.; Sadegh-Azar, H.*: Analysis of the out-of-plane capacity of unreinforced masonry infill walls. *In: Procedia Engineering* 199 (2017), S. 693-698.
- [102] *Lönhoff, M.; Dobrowolski, C.; Sadegh-Azar, H.*: Analyse des out-of-plane-Verhaltens von unbewehrten Mauerwerkswänden. *In: D-A-CH-Tagung: Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik 2017*, 21.- 22. September, 2017 (2017).
- [103] *Lönhoff, M.; Dobrowolski, C.; Sadegh-Azar, H.*: Out-of-plane behavior of unreinforced masonry walls. *In: Proceedings of the 48th Annual Meeting on Nuclear Technology*, Berlin, Mai 2017 (2017).
- [104] *Akkar, S.; Sandıkkaya, M.A.; Şenyurt, M. et al.*: Reference database for seismic ground-motion in Europe (RESORCE). *In: Bulletin of Earthquake Engineering* 12 (2014), Heft 1, S. 311-339.
- [105] *Sorrentino, L.; D'Ayala, D.; Felice, G. de et al.*: Review of Out-of-Plane Seismic Assessment Techniques Applied To Existing Masonry Buildings. *In: International Journal of Architectural Heritage* 47 (2016), Heft 2, S. 1-20.
- [106] *Shawa, O.A.; Felice, G.; Mauro, A. et al.*: Out-of-plane seismic behaviour of rocking masonry walls. *In: Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 41 (2012), Heft 5, S. 949-968.
- [107] *Simons, A.*: Zeichnungssatz- Schwingungsprüfstand für Nutzfahrzeugkabinen.

- Kaiserslautern, TUK, Anhang zur Diplomarbeit, betreut durch: Martin Schwickert, 2010.
- [108] Component RPC Pro Software Manual Release 4.1A (2009).
- [109] MTS Series 793 Control Software. *In*: 2008.
- [110] *Simons, A.*: Konzeptionierung, Auslegung und Konstruktion des Prüfaufbaus eines modular aufgebauten, dreiaxialen Schwingungsprüfstandes für Nutzfahrzeugkabinen. Kaiserslautern, TUK, Diplomarbeit, betreut durch: Martin Schwickert, 2010.
- [111] Christian Dobrowolski: Voruntersuchung und Konzeption eines Versuchsaufbaus zur experimentellen Erfassung des Out-of-Plane-Verhaltens. Kaiserslautern, TU Kaiserslautern, Studienarbeit, betreut durch: Moritz Lönhoff, 2017.
- [112] DIN EN 1993-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten- Teil1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1993-1-1:2005 + AC:2009. Ausgabe 2010.
- [113] DIN EN 1993-1-1-NA: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter- Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten- Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Ausgabe 2017.
- [114] Druckfedern VD-3890 - Gutekunst Federn - Immer die passende Feder, 2017, <https://www.federnshop.com/de/produkte/druckfedern/vd3890> [Zugriff am: 17.04.2019].
- [115] Southern California Earthquake Data Center – Significant Earthquakes and Faults, <http://scedc.caltech.edu/significant/imperial1940.html> [Zugriff am: 10.05.2019].
- [116] CTC Sensors: Multi-Purpose Accelerometer, Top Exit Connector / Cable, 100 mV/g.
- [117] Hochempfindliche Beschleunigungsaufnehmer- High Sensitivity Accelerometers. KB12VD_KS48C Datenblatt.
- [118] National Instruments: NI 9234 Datasheet.
- [119] Firma Welotec: AWLS-Laser-Distanzsensoren Datenblatt – Industrieller Sensor.
- [120] *Lönhoff, M.; Sadegh-Azar, H.; Meyer, U.*: Investigation of the seismic out-of-plane behaviour of unreinforced masonry walls. *In*: Mauerwerk 21 (2017), Heft 6, S. 385-390.
- [121] *Lönhoff, M.; Sadegh-Azar, H.*: Numerical and experimental analysis of the out-of-plane capacity of unreinforced masonry walls. *In*: 16th European conference on Earthquake Engineering, Thessaloniki, 18-21 June 2018 (2018).
- [122] August Lücking GmbH: Lücking ThermoPlan MZ70 HLZ B 8-0,55. *In*: Produkthandbuch 2018.
- [123] *Graubohm, M.; Ruppik, M.*: AiF Schlussbericht 15998 N Biegezugfestigkeit von tragendem Ziegelmauerwerk – AiF-Forschungsvereinigung Ziegelindustrie, Institut für Bauforschung Aachen, RWTH Aachen (2012).
- [124] *Lönhoff, M.; Sadegh-Azar, H.*: Seismic out-of-plane behavior of unreinforced masonry walls. *In*: ce/papers 2 (2018), Heft 4, S. 291-299.
- [125] *Schneider, J.; Kiziltoprak, N.*: Forschungskolloquium 2018 Grasellenbach – Baustatik-Baupraxis e.V. Springer Fachmedien Wiesbaden, Wiesbaden, 2018.
- [126] *Lönhoff, M.; Azar, H.S.*: Seismic out-of-plane behaviour of unreinforced AAC walls. *In*: International Journal of Masonry Research and Innovation 5 (2020), Heft 2, S. 209-225.
- [127] Ytong-Planstein-PPW4. Die häufigsten Fragen zu Ytong.
- [128] *Höveling, H.; Steinborn, T.; Schöps, P.*: Schubtragfähigkeit von Mauerwerk aus Porenbeton-Plansteinen und Porenbeton-Planelementen (2009).
- [129] *Olhede, S.C.; Walden, A.T.*: Generalized Morse wavelets. *In*: IEEE Transactions on Signal Processing 50 (2002), Heft 11, S. 2661-2670.
- [130] *Lilly, J.M.; Olhede, S.C.*: On the Analytic Wavelet Transform. *In*: IEEE Transactions on Information Theory 56 (2010), Heft 8, S. 4135-4156.
- [131] *Lilly, J.M.; Olhede, S.C.*: Generalized Morse Wavelets as a Superfamily of Analytic

- Wavelets. *In: IEEE Transactions on Signal Processing* 60 (2012), Heft 11, S. 6036-6041.
- [132] *Lilly, J.M.*: Element analysis: a wavelet-based method for analysing time-localized events in noisy time series. *In: Proceedings. Mathematical, physical, and engineering sciences*, Vol. 473 (2017), Iss. 2200, p. 20160776.
- [133] Math Works – Continuous Wavelet Transform and Scale-Based Analysis, <https://de.mathworks.com/help/wavelet/gs/continuous-wavelet-transform-and-scale-based-analysis.html> [Zugriff am: 10.05.2019].
- [134] Weisang – Flex Pro Documentation: Kontinuierliche Wavelet Transformation (CWT), https://www.weisang.com/dokumentation/timefreqspectrumalgorithmcwt_de/ [Zugriff am: 10.05.2019].
- [135] MathWorks – Morse Wavelets, <https://de.mathworks.com/help/wavelet/ug/morse-wavelets.html> [Zugriff am: 10.05.2019].
- [136] MathWorks – cwt, <https://de.mathworks.com/help/wavelet/ref/cwt.html> [Zugriff am: 10.05.2019].
- [137] MathWorks – Interpreting Continuous Wavelet Coefficients, <https://de.mathworks.com/help/wavelet/gs/interpreting-continuous-wavelet-coefficients.html> [Zugriff am: 10.05.2019].
- [138] *Chopra, A.K.*: Dynamics of structures – Theory and applications to earthquake engineering. Pearson Education Limited, Boston, 2014.
- [139] *Lönhoff, M.; Helm, L.; Sadegh-Azar, H.*: Analytical Model for the Investigation of the Out-Of-Plane Behavior of Unreinforced Masonry Walls. *In: Proceedings of the 50th Annual Meeting on Nuclear Technology* (2019).
- [140] *Lönhoff, M.; Helm, L.; Sadegh-Azar, H.*: Analytical Model for the Investigation of the Out-Of-Plane Behavior of Unreinforced Masonry Walls. *In: atw – International Journal for Nuclear Power* 64 (2019), 8/9, S. 431-434.
- [141] Lukas Helm: Bemessung von Mauerwerk für das „Out-of-Plane“-Verhalten unter Erdbebenbelastung. Kaiserslautern, TU Kaiserslautern, Studienarbeit, betreut durch: Moritz Lönhoff, 2019.
- [142] DGfM Merkblatt – Nichtragende innere Trennwände aus Mauerwerk. *In: Deutsche Gesellschaft für Mauerwerks- und Wohnungsbau e.V.* (2017).
- [143] *Housner, G.W.*: The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes. *In: Bulletin of the Seismological Society of America* (1963), Vol. 53 No.2, S. 403-417.
- [144] *Aslam, M.; Godden, W.G.; Scalise, D.T.*: Rocking and Overturning Response of Rigid Bodies to Earthquake Motions, University of California.
- [145] *Costa, A.A.; Arêde, A.; Penna, A. et al.*: Experimental evaluation of the coefficient of restitution of rocking stone masonry facades. *In: 15th International Brick and Block Masonry Conference* (2012).
- [146] *Sorrentino, L.; AlShawa, O.; Decanini, L.D.*: The relevance of energy damping in unreinforced masonry rocking mechanisms. Experimental and analytic investigations. *In: Bulletin of Earthquake Engineering* 9 (2011), Heft 5, S. 1617-1642.
- [147] *Čeh, N.; Jelenić, G.; Bićanić, N.*: Analysis of restitution in rocking of single rigid blocks. *In: Acta Mechanica* 229 (2018), Heft 11, S. 4623-4642.
- [148] *Sorrentino, L.; Masiani, R.; Griffith, M.C.*: The vertical spanning strip wall as a coupled rocking rigid body assembly. *In: Structural Engineering and Mechanics* 29 (2008), Heft 4, S. 433-453.
- [149] Computers & Structures, Inc. Structural and Earthquake Engineering Software – CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge, 2017.

- [150] *McKenna, F.T.*: Object-Oriented Finite Element Programming: Frameworks for Analysis, Algorithms and Parallel Computing. Berkeley, University of California, Dissertation, 1997.
- [151] *Mazzoni, S.; McKenna, F.; Scott, M.H. et al.*: OpenSees Command Language Manual. In: Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees) (2006).
- [152] Charney; F: Unintended Consequences of Modeling Damping in Structures. In: Journal of Structural Engineering ASCE (2008), Vol. 134, No. 4, S. 581-592.
- [153] *Jehel, P.; Léger, P.; Ibrahimbegovic, A.*: Initial versus tangent stiffness-based Rayleigh damping in inelastic time history seismic analyses. In: Earthquake Engineering & Structural Dynamics 43 (2014), Heft 3, S. 467-484.
- [154] *Meskouris, K.*: Baudynamik – Modelle, Methoden, Praxisbeispiele, Bauingenieur-Praxis, Ernst, Berlin, 1999.
- [155] *Papadrakakis, M.; Fragiadakis, M. (Hrsg.)*: Proceedings of the 6th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN 2015). Institute of Structural Analysis and Antiseismic Research School of Civil Engineering National Technical University of Athens (NTUA) Greece, Athens, 2017 - 2017.
- [156] The Open System for Earthquake Engineering Simulation, <http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/home/about.php> [Zugriff am: 29.05.2019].
- [157] *Sadegh-Azar, H.*: Schnellbewertung der Erdbebengefährdung von Gebäuden (2002).
- [158] *Nanos, N.; Elenas, A.; Ponterosso, P.*: Correlation of Different Strong Motion Duration Parameters and Damage Indicators of Reinforced Concrete Structures. In: 14th World Conference on Earthquake Engineering (2008).
- [159] *Kadas, K.; Yakut, A.*: Correlation of Seismic Demands with Ground Motion Intensity Parameters Evaluated through different Ground Motion Record Sets. In: 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering Frontiers of Earthquake Engineering (2014).
- [160] *Safi, M.*: Investigation of Correlations between Seismic Parameters and Damage Indices for Earthquakes of Iran Region. In: International Journal of Engineering 27 (2014), 2 (B).
- [161] *Lönhoff, M.; Schneider, L.; Sadegh-Azar, H.*: Quantifizierung des Schädigungspotentials von seismischen Einwirkungen. In: Baustatik-Baupraxis 13 (2017).
- [162] *Lönhoff, M.; Schneider, L.; Sadegh-Azar, H.*: Parameter zur Beschreibung des Schädigungspotenzials bei Erdbeben. In: Bauingenieur (2017), Band 92, 7-14.
- [163] *Sadegh-Azar, H.; Lönhoff, M.*: Erdbebencharakteristika mit wesentlichem Einfluss auf die Schädigung von Stahlbetonstrukturen. In: *Pahn, M.; Thiele, C.; Glock, C.* (Hrsg.): Vielfalt im Massivbau – Festschrift zum 65. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell. Ernst & Sohn; Technische Universität Kaiserslautern, Berlin, 2018.
- [164] *Sorrentino, L.; Masiani, R.; Decanini, L.D.*: Overturning of rocking rigid bodies under transient ground motions. In: Structural Engineering and Mechanics 22 (2006), Heft 3, S. 293-310.
- [165] *Buratti, N.*: A comparison of the performances of various ground-motion intensity measures. In: 15th World Conference of Earthquake Engineering, Lisboa 2012 (2012).

Lebenslauf

Persönliche Daten

Name: Moritz Johannes Lönhoff
Staatsangehörigkeit: deutsch

Berufserfahrung

Seit 07/2019 Selbstständig - Ingenieurbüro Lönhoff
07/2013 – 06/2019 Wissenschaftlicher Mitarbeiter im Fachgebiet Statik und Dynamik der Tragwerke

Ausbildung

04/2008 - 06/2013 Bauingenieurwesen-Studium an der TU Kaiserslautern
Vertiefung: Baustatik, Bauinformatik, Massivbau
Abschluss: Diplom (Note: 1,9) – Preis für den drittbesten Abschluss

Thema der Diplomarbeit: FE-Simulation Dielektrischer Elastomere unter dynamischer Belastung – Theorie und Numerik

10/2005 - 03/2008 Informatik-Studium an der TU Kaiserslautern (ohne Abschluss)

04/2005 - 09/2005 Mathematik und Physik-Studium an der TU Kaiserslautern (ohne Abschluss)

08/1996 - 03/2005 Integrierte Gesamtschule Otterberg
Abschluss: Allgemeine Hochschulreife (Note: 2,3)

08/1992 - 07/1996 Grundschule in Kaiserslautern-Erlenbach