

## Diplomarbeit

# Einfluss unterschiedlicher Deckenkonstruktionen auf die Erdbbensicherheit von Gründerzeithäusern

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines

## Diplom-Ingenieurs

eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

**Stefan Stokic, BSc**

Matrikelnummer.: 01028667

unter der Anleitung von

Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Andreas Kolbitsch**

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

Institut für Hochbau und Technologie  
Forschungsbereich: Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung  
Technische Universität Wien  
Karlsplatz 13/206-04, 1040 Wien, Österreich

Wien, 19.04.2020

\_\_\_\_\_  
(Unterschrift Verfasser)

\_\_\_\_\_  
(Unterschrift Betreuer)

## Danksagung

Ich möchte mich in erster Linie bei meiner Familie für ihre Unterstützung während meines Studiums bedanken. Besonderer Dank gilt meinen Eltern, welche mir in stressigen Zeiten immer mit Verständnis und Begeisterung entgegengekommen sind.

An nächster Stelle möchte ich mich beim Dipl.-Ing. Stjepan Meler, Dipl.-Ing. Robert Hnik und Dipl.-Ing. Peter Mutschlechner für die Unterstützung und Förderung meiner Person hinsichtlich der Praxis während meines Studiums bedanken.

Besonderer Dank gebührt Herrn Dipl.-Ing. Peter Mutschlechner für die Prüfung und Korrektur dieser Arbeit.

Bei Herrn Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr. Andreas Kolbitsch bedanke ich mich für die Betreuung dieser Diplomarbeit.

Weiter bedanke ich mich auch bei dem Herrn Dipl.-Ing. Amel Karic für seine Unterstützung im Zuge dieser Arbeit.

## Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit untersucht den zur Zeit noch nicht ausreichend berücksichtigten Einfluss der unterschiedlichen Deckenkonstruktionen eines typischen Wiener Gründerzeithauses bei der Ableitung von Horizontallasten aus dem Erdbebenlastfall und vergleicht die Auswirkungen verschiedener Arten der Ertüchtigung bestehender Deckenkonstruktionen auf die Gesamtsteifigkeit des Gebäudes.

Im ersten Teil der Arbeit werden die theoretischen Grundlagen aus der Literatur und die aktuell gültigen Vorschriften zum Erdbebeningenieurwesen erläutert. Ergänzend dazu sind die historischen Bauweisen und Eigenschaften des Altbestands insbesondere des Wiener Gründerzeithauses angeführt und abschließend wird die aktuell gültige Nachweisführung der Erdbebensicherheit mit besonderem Augenmerk auf dem Push-Over-Verfahren behandelt.

Der zweite Teil der Arbeit enthält die Erdbebenberechnung eines typischen Wiener Gründerzeithauses unter Berücksichtigung der Reserven bestehender Deckenkonstruktionen und anschließend die Untersuchung des Einflusses unterschiedlicher Ertüchtigungsvarianten der Deckenkonstruktionen auf die Gebäudesteifigkeit. Zu diesem Zweck wurden mehrere Vergleichsberechnungen eines typischen Gründerzeithauses mit unterschiedlich verstärkten Deckenkonstruktionen mit dem Push-Over Programm 3-muri durchgeführt und die Berechnungsergebnisse ausgewertet und interpretiert.

## Abstract

The current thesis examines the influence of different wooden ceiling constructions on the earthquake resistance of a typical Wiener Gründerzeithaus (Viennese Wilhelminian Style House between 1840 and 1918) which seems to be considered insufficient until now and tries to compare the effects of different types of reinforcement of these ceiling constructions on the earthquake resistance.

Part one of this thesis not only includes the theoretical basics from literature and currently valid standards on earthquake engineering, but also refers to special characteristics of historical old buildings particularly the Viennese Wilhelminian Style House and the current computational validation of earthquake resistance under special consideration of the push-over method.

The second part of this thesis includes the computational calculation of a typical Viennese Wilhelminian Style House regarding the hidden potentials on earthquake resistance of the existing wooden ceiling constructions followed by scientific investigation of the influence of different reinforced ceiling constructions on the structural stiffness of the building. For this subject several comparative calculations with different types of reinforcement of the ceiling constructions of the Viennese Wilhelminian Style House were carried out with the 3-muri push-over program and the results were summarized and compared to show their influence on the earthquake resistance.

# Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung .....	9
1.1	Motivation.....	9
1.2	Zielsetzung.....	10
1.3	Gliederung .....	10
2	Erdbeben .....	11
2.1	Grundlagen und Theorie .....	11
2.1.1	Allgemeines .....	11
2.1.2	Entstehung .....	11
2.2	Erdbeben in Österreich .....	12
2.3	Erdbeben im Wiener Becken.....	13
3	Gründerzeitbauten in Wien .....	15
3.1	Geschichtliches .....	15
3.2	Das Wiener Gründerzeithaus .....	15
3.3	Deckensysteme.....	15
3.3.1	Holzdeckensysteme.....	16
3.3.2	Massivdecken.....	18
3.4	Fundamente .....	19
3.5	Wände – Mauerwerk .....	20
3.5.1	Ziegel.....	21
3.5.2	Mörtel .....	22
3.5.3	Mauerwerk.....	23
4	Mauerwerk unter Erdbeben .....	27
4.1	Materialmodelle und Versagenskriterien.....	27
4.2	Randbedingungen von aussteifenden Mauerscheiben .....	29
4.3	Überblick der möglichen Versagensformen von Mauerwerkswänden .....	30
4.4	Versagen in der Ebene (globales Versagen) .....	31
4.4.1	Schubversagensformen .....	31
4.4.2	Biegeversagensformen .....	32
4.4.3	Kombinierte Versagensformen.....	32
4.5	Versagen aus der Ebene (lokales Versagen) .....	33
5	Gründerzeithäuser im Erdbebenfall .....	34
5.1	Einfluss der Baugrundbeschaffenheit .....	34
5.2	Verhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebenbeanspruchung .....	35
5.2.1	Grundrissformen-Horizontale Regelmäßigkeit .....	35

5.2.2	Vertikale Regelmäßigkeit .....	35
5.2.3	Torsion (Massenmittelpunkt/Schubmittelpunkt).....	36
5.2.4	Einfluss der Fundierung .....	36
5.3	Ableitung der induzierten horizontalen Trägheitskräfte .....	37
5.4	Typische Erdbebenschäden .....	38
6	Grundlagen der angewandten Nachbemessung.....	39
6.1	Grundbegriffe .....	40
6.1.1	Schadensfolgeklasse .....	40
6.1.2	Festlegung der Bedeutungskategorie .....	41
6.1.3	Versagensfolgeklassen.....	41
6.1.4	Bedeutungskategorie .....	42
6.1.5	Erdbebenzonen .....	42
6.1.6	Bedeutungsbeiwert .....	43
6.1.7	Baugrundbeschaffenheit und Baugrundklassen .....	43
6.1.8	Elastische Antwortspektren.....	44
6.1.9	Bemessungsspektrum .....	46
6.2	Erdbebenerfüllungsfaktor .....	47
6.3	Berechnungsverfahren .....	47
6.3.1	Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren .....	48
6.3.2	Multimodales Antwortspektrumverfahren .....	49
6.3.3	Pushover-Verfahren.....	50
6.3.4	Nichtlineare Zeitverlaufsberechnung.....	50
6.4	Vergleich der Berechnungsverfahren .....	51
7	Das Pushover-Verfahren .....	52
7.1	Allgemeines.....	52
7.2	Die Pushover-Kurve .....	52
7.3	Das Prinzip.....	53
7.3.1	Transformation der Kapazitätskurve .....	54
7.3.2	Abminderung des Antwortspektrums .....	54
7.3.3	Ermittlung des Performance-Points.....	55
7.4	Kapazitätsspektrum Methode .....	55
7.5	N2-Methode .....	58
7.6	Vergleich der beiden Methoden.....	61
7.7	Verteilung der Erdbebenlasten .....	61
7.8	Grenzzustände.....	62
7.9	Berücksichtigung der Torsionseinwirkung .....	63

7.9.1	Planmäßige Torsion.....	63
7.9.2	Zufällige Torsion .....	63
8	Berechnungsmodelle für Mauerwerksbauten.....	65
8.1	Ersatzstab .....	65
8.2	Ebenes Rahmenmodell .....	66
8.3	Pseudo 3D-Modelle.....	67
9	Wiener Gründerzeitbauten .....	68
9.1	Seismischer Bauwerkswiderstand .....	68
9.1.1	Schubsteife Deckensysteme.....	68
9.1.2	Schubweiche Deckensysteme .....	69
9.2	Einfluss der Holztramdecken.....	70
9.3	Verschleißung des Gründerzeithauses.....	70
9.4	Funktion der Schließen .....	71
9.4.1	Auswirkungen in Querrichtung des Gebäudes .....	72
9.4.2	Auswirkungen in Längsrichtung des Gebäudes .....	73
9.5	Verstärkungsmaßnahmen von Holzdecken .....	73
9.5.1	Holz-Holz-Verbunddecke (Rippendecke) .....	73
9.5.2	Holz-Beton-Verbunddecke.....	73
10	Systemberachtung – Fallbeispiele .....	75
10.1	Gebäudebeschreibung .....	75
10.1.1	Allgemeines .....	75
10.1.2	Gebäudeabmessungen und Überblick .....	75
10.1.3	Materialkennwerte .....	77
10.1.4	Lastenaufstellung.....	77
10.2	Anmerkungen zur Berechnung mit 3-muri .....	79
10.2.1	Allgemeines .....	79
10.2.2	Auswertung mit 3-muri:.....	80
10.3	Fallauflistung .....	81
10.4	Fallbeschreibung .....	82
10.4.1	Fall – A: Altbestand.....	82
10.4.2	Fall – B: Altbestand ohne Berücksichtigung von Geschoßdecken.....	83
10.4.3	Fall – C: Altbestand mit ertüchtigter Dachgeschoßdecke .....	84
10.4.4	Fall – D: Altbestand mit Ertüchtigung aller Geschoßdecken.....	84
10.4.5	Fall – E: Altbestand mit Ertüchtigung aller Geschoßdecken mit doppelter Beplankung.....	85
10.5	Simulationsergebnisse .....	85
10.5.1	Allgemeines zur Auswertung.....	85

10.5.2	Fall – A: Altbestand.....	86
10.5.3	Altbestand ohne Berücksichtigung von Geschoßdecken.....	88
10.5.4	Fall C: Altbestand mit ertüchtigter Dachgeschoßdecke .....	90
10.5.5	Fall – D: Altbestand mit Ertüchtigung aller Geschoßdecken.....	91
10.5.6	Fall – E: Altbestand mit Ertüchtigung aller Geschoßdecken mit doppelter Beplankung.....	93
11	Interpretation der Ergebnisse.....	95
11.1	Fall – A: Altbestand .....	95
11.2	Fall – B: Altbestand ohne Berücksichtigung von Geschoßdecken .....	95
11.3	Fall – C: Altbestand mit ertüchtigter Dachgeschoßdecke .....	96
11.4	Fall – D: Altbestand mit Ertüchtigung aller Geschoßdecken .....	96
11.5	Fall – E: Altbestand mit Ertüchtigung aller Geschoßdecken mit doppelter Beplankung.....	96
12	Vergleich der Fälle.....	97
12.1.1	Vergleich der Fälle A und B .....	97
12.1.2	Vergleich der Fälle A und C .....	97
12.1.3	Vergleich der Fälle A und D .....	98
12.1.4	Vergleich der Fälle C und D.....	99
12.1.5	Vergleich der Fälle A und D.....	100
13	Zusammenfassung .....	101
14	Schlussfolgerung und Ausblick .....	102
15	Literaturverzeichnis.....	103

# 1 Einleitung

Die Stadt Wien wächst in den letzten Jahren sehr stark. Zur Schaffung des notwendigen Wohnraums werden neben den Neubauten auch vermehrt die gründerzeitlichen Altbauten herangezogen. Dabei wird der Altbestand durch zahlreiche Umbauten und Aufstockungen zum Teil massiv geändert.

## 1.1 Motivation

Wien befindet sich in einer seismisch nicht besonders aktiven, geographischen Zone. Das hatte auch einen Einfluss auf die Bauart der Gründerzeithäuser. Die Gebäude wurden damals nach vorgegebenen Konstruktionsregeln ohne Erdbebenberücksichtigung errichtet.

Jedoch ereigneten sich im Laufe der Lebensdauer dieser Gründerzeithäuser, trotz der gering eingestuften Erdbebengefährdung, einige Erdbeben. Im Jahr 1972 wurde der Raum Wien durch das bis heute stärkste, dokumentierte Erdbeben, das Seebeben erschüttert.

Bis 2002 wurde die Erdbebengefahr für Wien als gering eingeschätzt und bis 2010 hat man die Gefährdung der Gebäude durch Erdbeben und die Kosten für Verstärkungsmaßnahmen in der Planung nicht berücksichtigt. Diese Betrachtungsweise hat sich im Licht der neuesten Erkenntnisse geändert; die Änderung der Gefährdung wurde nach dem Auswerten historischer Daten um das Zweieinhalbfache erhöht und führte unter anderem zur Einführung des Eurocodes 8 im Jahre 2009 [5].

Nach Einführung des Eurocodes 8 im Jahre 2009 stellten sich die Erdbebennachweise bestehender Gründerzeithäuser als schwierig dar, ebenso wie die Beurteilung des realen Verhaltens eines Gründerzeithauses unter Erdbebeneinwirkung [5].

Mit der Referenzbeschleunigung des Seebebens von 1972 wäre ein Erdbebennachweis für viele - heute noch bewohnte - Gründerzeithäuser mit den heute gültigen Nachweisverfahren nicht mehr möglich. Damals wurden jedoch nur wenige Häuser beschädigt und selbst bei den betroffenen Häusern waren diese Schäden überschaubar klein. Es fanden keine Rissbildungen in den primär tragenden Systemen sondern nur in den nichttragenden Bauteilen, wie den Kaminen oder den Gesimsen statt. Daher ist es erforderlich die Modelle anzupassen.

Daraus kann geschlossen werden, in den Häusern im Zuge der horizontalen Lastableitung versteckte Reserven aktiviert werden. Manche Bauteile der Gründerzeithäuser werden heutzutage in den Rechenmodellen noch immer vernachlässigt obwohl sie zur Aussteifung beitragen. Das sind die hölzernen Deckenkonstruktionen dieser Gründerzeitbauten.

## 1.2 Zielsetzung

Ziel dieser Arbeit ist es die versteckten Reserven der verschiedenen Deckenkonstruktionen auf den Erdbebennachweis von Gründerzeithäusern, insbesondere der Einfluss der Holztramdecken darzustellen. Dazu wurden für mehrere Varianten eines typischen Wiener Gründerzeithauses die Horizontalverformung und die Erdbebenerfüllungsfaktoren berechnet, verglichen und interpretiert.

Weiteres wird auf die unterschiedlichen Ertüchtigungsmaßnahmen der bestehenden Holzdeckenkonstruktionen eingegangen und deren Einfluss auf den Erdbebennachweis des Gebäudes untersucht.

Dabei werden verschiedene Verstärkungsmaßnahmen verglichen und die Vor- und Nachteile der einzelnen Maßnahmen erläutert. Diese sind in der folgenden Tabelle kurz zusammengefasst.

**Tab. 1:** Varianten des Mustergebäudes

Variante	Musterhausspezifikation	Deckenkonstruktion	Dachkonstruktion
<b>A</b>	Altbestand	Doppelbaumdecke im Dachboden Tramdecken Platzdecken im Stiegenhaus	Altbestand
<b>B</b>	Altbestand ohne Berücksichtigung von Geschoßdecken	keine Decken (nur Wände)	Altbestand
<b>C</b>	Altbestand mit ertüchtigter Dachgeschoßdecke	Verbunddecke im Dachboden Tramdecken Platzdecken im Stiegenhaus	Dachausbau (Leichtbauweise)
<b>D</b>	Altbestand mit Ertüchtigung aller Geschoßdecken	Verbunddecken in jedem Geschoß Platzdecken im Stiegenhaus	Dachausbau (Leichtbauweise)
<b>E</b>	Altbestand mit Ertüchtigung aller Geschoßdecken mit doppelter Beplankung	Doppelbaumdecke im Dachboden neue Tramdecken mit doppelter Beplankung Platzdecken im Stiegenhaus	Altbestand

## 1.3 Gliederung

Die Arbeit ist gegliedert wie folgt:

- Im ersten Teil der Arbeit werden die theoretischen Grundlagen aus der Literatur und den aktuell gültigen Normen zu den Themen Erdbeben und Berechnungsverfahren für den Erdbebennachweis sowie Gründerzeithäuser behandelt.
- Der zweite Teil der Arbeit behandelt die Push-Over Simulationen und Auswertungen der verschiedenen Versionen des Mustergebäudes; diese werden im Anschluss zusammengefasst und interpretiert. Dabei wird der Einfluss unterschiedlicher Ertüchtigungsmaßnahmen auf die Erdbebensicherheit aufgezeigt und bewertet.
- Am Ende der Arbeit stehen die Schlussfolgerung und ein Ausblick auf zukünftige Entwicklungen.

## 2 Erdbeben

### 2.1 Grundlagen und Theorie

#### 2.1.1 Allgemeines

Erdbeben werden durch Erschütterungen der Erdkruste hervorgerufen. Erschütterungen können jedoch unterschiedliche Ursachen haben. Um Gegenmaßnahmen setzen zu können hat die Bestimmung der Ursache oberste Priorität. Diese werden durch Aufzeichnungen (Seismogramme) und seismische Messgeräten (Seismometer) bestimmt.

Die oberflächlichen Erschütterungen lassen sich grundsätzlich in zwei Arten von Erdbeben einordnen:

- natürliche Erdbeben
- induzierte Erdbeben

Zu den natürlichen Erdbeben gehören tektonische, vulkanische und Einsturzbeben (Einsturz von Hohlräumen im Gestein z.B. Dolinen oder Karst). Die natürlichen Erdbeben sind die am häufigsten im Bauwesen anzutreffenden Erdbeben. Sie werden durch unterirdische Massenverlagerungen oder durch schlagartige Bruchvorgänge in der Erdkruste hervorgerufen.

Unter induzierten Erdbeben versteht man seismische Aktivitäten, die von menschlichen Eingriffen, in die Natur entstanden sind. Darunter zählen z.B. die Rohstoffgewinnung, Ölförderung, Errichtung von Staudämmen und sämtliche Sprengungen [1].

#### 2.1.2 Entstehung

Eine Ursache für Erschütterungen ist die Überschreitung des Reibungswiderstandes an der Grenze zweier, aneinander reibender Kontinentalplatten. Wird dieser Reibungswiderstand überschritten, kommt es zur abrupten Bewegung der Platten, die sich in weiter Folge als Erschütterung der Erdoberfläche äußert. Die freigesetzte Energie wird größtenteils in Reibungswärme umgesetzt, nur ein kleiner Teil wandelt sich in seismische Energie, in Form von seismischen Wellen um. Die Wellen können nach Ausbreitung in folgenden Typen unterschieden werden [1]:

**Tab. 2:** Einteilung der Erdbebenwellen nach [2]

Haupttypen	Wellenarten
Raumwellen	Primärwellen (P-Wellen) Sekundärwellen (S-Wellen)
Oberflächenwellen	Lovewellen (L-Wellen) Rayleighwellen (R-Wellen)

Die folgende Abbildung stellt die Wellenarten dar:

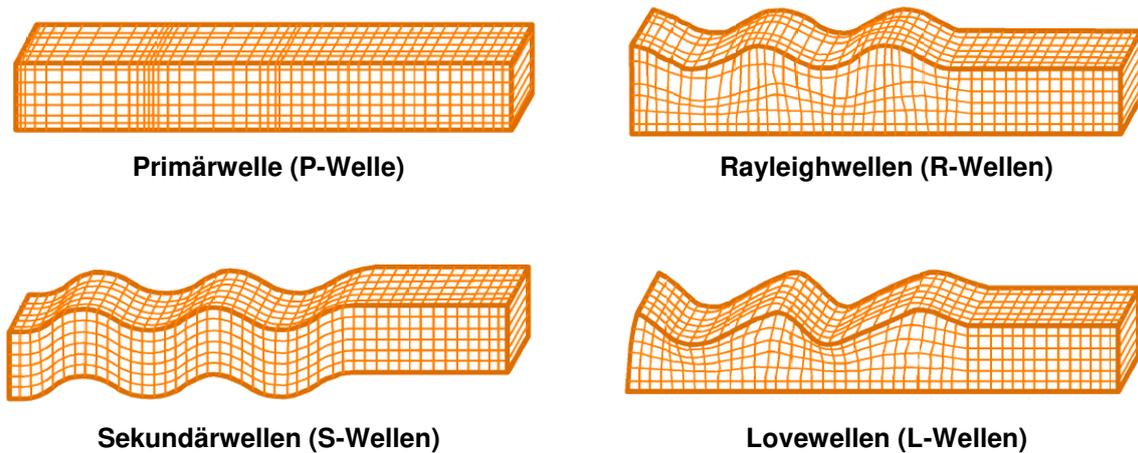


Abb. 1: Wellenarten nach [2]

Die freigesetzte Energie in Form von seismischen Wellen kann erheblichen Schaden anrichten. Die Magnitude ist das logarithmische Maß, der am Herd des Erdbebens freigesetzten Schwingungsenergie. 1935 wurde sie von Charles Francis Richter eingeführt, daher auch der Name Richterskala (siehe Tabelle 2). Die Magnitude ist nach oben hin begrenzt, was bedeutet, dass Magnituden über 9 nicht möglich sind oder so betrachtet werden. Trotzdem wird die Richterskala als „nach oben hin unbegrenzte“ Skala betrachtet, obwohl die Erdkruste, die Energie einer höheren Magnitude als 9 nicht speichern kann und sich vor dem Erreichen, dieser Stärke entladen würde [1].

Die Intensität eines Erdbebens lässt sich mit der Herdtiefe und der Magnitude bestimmen. Das bedeutet das zwei Erdbeben mit derselben Energie (Magnitude) aber unterschiedlichen Herdtiefen, unterschiedliche Intensitäten haben. Neben der Richterskala gibt es auch Intensitätsskalen, welche das Wahrnehmen eines Erdbebens durch Menschen oder die Veränderung und Zerstörung der Natur oder Gebäuden beschreiben. In den europäischen Ländern wird die 12-stufige Europäische Makroseismische Skala, auch bekannt als EMS-Skala, verwendet [1].

## 2.2 Erdbeben in Österreich

Bis zur Jahrhundertwende (1900) wurde dem Phänom „Erdbeben“ nicht besonders viel Aufmerksamkeit geschenkt. Die Erdbeben in Österreich sind im Vergleich zu anderen stärker betroffenen Ländern nicht so intensiv – eher moderat. Trotzdem wurden seit der Jahrhundertwende ca. 1500 Erdbeben wahrgenommen, davon auch einige mit Schäden an Gebäuden. Nach der Jahrhundertwende und mit der Einführung der Erdbebenmessung von Hochbauten wurde die Thematik „Erdbebensicherheit“ auch in Raum Wien wichtiger. In Österreich werden im Durchschnitt 16 spürbare Erdbeben jährlich erfasst [1].

Österreichs Erdbeben sind meistens eine Folge der Relativbewegung zwischen der „Afrikanischen“ und der „Eurasischen Platte“. „Erstere drückt nach Norden und bewirkt unter anderem die Erdbeben in Friaul (z.B. Gemona 1976). Dieser Druck wird zum Teil auf den Alpenkörper übertragen. Wenn die Festigkeit dieses Alpenkörpers überschritten wird, so bricht er, bzw. gibt entlang von bereits vorhandenen Brüchen nach. Das Nachgeben äußert sich in

*Verschiebungen entlang von Bruch- bzw. Störungszonen innerhalb der Alpen- und verursacht in der Folge die Erdbeben [1].“ (Lenhardt, 1997:93)*

Glücklicherweise vergehen die meisten Erdbeben im Raum Wien ohne große Schäden und Folgeschäden zu hinterlassen. Tabelle 4 zeigt beispielsweise die Intervalle der unterschiedlich starken Erdbeben und deren Schäden zusammen.

**Tab. 3:** Intervalle und Schäden der Erdbeben nach [1]

Intervall	Schäden
2-3 Jahre	leichte Gebäudeschäden, Risse im Putz
10 Jahre	mittlere Gebäudeschäden, herabfallende Schornsteine
70-80 Jahre	massive Gebäudeschäden, gesamte Ortschaft betroffen

Beim alleinigen Betrachten des stratigrafischen Bodenprofils (unter anderem der Tektonik) stößt man schnell auf Widersprüche beim Beschreiben, der Erdbebenzonenkarte in Österreich. Ein treffendes Beispiel ist das Wiener Becken. Obwohl der südliche, als auch der nördliche Teil dem gleichen geologischen Komplex angehören, sind die Erdbebenaktivitäten unterschiedlich. Im südlichen Teil der Stadt Wien (südlich der Donau) sind Erdbeben häufiger anzutreffen, als im nordöstlichen Stadtteil (nördlich der Donau), vgl. Tabelle 4 [5].

**Tab. 4:** Erdbebenzonen nach [5]

Ort	Zone	Bodenbeschleunigung [m/s <sup>2</sup> ]
Wien, südlich der Donau	3	0,80
Wien, nordöstlich der Donau	2	0,70

## 2.3 Erdbeben im Wiener Becken

Das Gebiet vom oberen Mürztal über den Semmering bis hin zum Wiener Becken gehört zu den seismisch aktivsten Regionen in Österreich. Die Ursachen für die Erdbebenaktivitäten im Wiener Becken sind auf die horizontalen Verschiebungen entlang der Mur-Mürztal-Störung zurückzuführen. Die Mur-Mürztal-Störungszone teilt sich im Bereich des Semmerings in zwei Äste. Ein Ast folgt in Richtung Osten und schleift den südlichen Rand des Wiener Beckens. Der zweite Ast verläuft entlang des westlichen Randes des Wiener Beckens. Beide Ränder bestimmen die tektonische Definition des Wiener Beckens. Die Erdbebensituation südlich des Semmerings ist ident. Großräumige Bewegungsvorgänge der Ostalpen prägen die seismischen Aktivitäten des Wiener Beckens und des Mur-Mürztals [1].

Obwohl über die Jahre größere Erdbeben mit Schadenswirkung im Raum Wien sowohl messtechnisch als auch historisch dokumentiert wurden, wurde das Thema der Erdbebensicherheit vor allem im Altbestand vernachlässigt. Nach intensiven Forschungen der letzten Jahre wurden zunächst Regionen mit Erdbebenkonzentrationen, die größere Gefahren durch Erdbebenschäden und Folgeschäden hervorrufen können, identifiziert und klassifiziert. Im Kapitel 6.1.5 wird die Zoneneinteilung der Erdbebengefährdung in Österreich, entsprechend ÖNORM B 1998-1:2018 näher beschrieben [1], [5].

Zum Einschätzen des Risikos von Erdbeben ausgesetzten Gebäuden, wurde die europäische Norm für den Lastfall Erdbeben, der Eurocode 8 (EC8) eingeführt auf welchen im Kapitel 6 genauer eingegangen wird [5].

Beispielsweise beschäftigte sich das Forschungsprojekt SEISMID [5] intensiv mit der Erdbebenproblematik der gründerzeitlichen Bebauung in Wien. Ziel des Forschungsprojektes war es, die versteckten Tragreserven eines Gründerzeithauses zu identifizieren und das Tragverhalten realitätsnäher beschreiben zu können [5].

Um das Verhalten eines Gründerzeithauses im Erdbebenfall zu beschreiben sowie nachweisen zu können, muss die konstruktive Integrität der gründerzeitlichen Bebauung erfasst und verstanden werden, sowie der Einfluss unterschiedlicher Tragsysteme auf die horizontale Lastableitung untersucht werden.

## 3 Gründerzeitbauten in Wien

### 3.1 Geschichtliches

Unter der Gründerzeit versteht man einen Zeitraum zwischen 1840 und 1918. Die Gründerzeit kann in 3 Epochen, nämlich der Früh-, Hoch-, und Spätgründerzeit gegliedert werden. Diese Zeit ist gekennzeichnet durch einen starken Bevölkerungszuwachs hervorgerufen durch Zuwanderung und einen Anstieg der Geburtsrate. Die Tabelle 5 fasst die Bevölkerungsentwicklung der Gründerzeit zusammen. Wegen der daraus resultierenden Wohnungsnot wurden viele Wohnbauten errichtet und es folgte eine Umstrukturierung der Stadt [6].

**Tab. 5:** Bevölkerungsentwicklung Wien nach [6]

Jahr	Entwicklungsphase	Einwohnerzahl
1840		440 000
	Frühgründerzeit	
1870		843 000
	Hochgründerzeit	
1890		1 342 000
	Spätgründerzeit	
1910		2 005 000
1918		2 238 000

### 3.2 Das Wiener Gründerzeithaus

Das typische Gründerzeithaus besteht aus 4 bis 5 Geschoßen mit großen Raumhöhen (3,5 bis 4,5 m), wobei das Hochparterre (Parterre) oft höher ausgeführt wurde als die übrigen Geschoße. Die Wände sind als Ziegelmauerwerke mit unterschiedlichen Breiten (Abstufung über die Geschoße) ausgeführt. Die Geschoßdecken sind meistens als Holztramdecken und vereinzelt als Massivdecken ausgeführt und quer zum Straßenverlauf gespannt. Die oberste Geschoßdecke ist meistens eine Dippelbaumdecke. Bis etwa 1848 (Biedermeierzeit, Wohngebäude mit meist nur zwei Geschoßen) wurden Dippelbaumdecken generell als Geschoßtrenndecken eingesetzt. Aufgrund des hohen Holzverbrauches und der Schaffung von notwendigen Mauerabsätzen für durchgehende Auflager in jedem Geschoß, wurden derartige Decken ab etwa 1860 meist nur als Abschluss zum Dachraum eingebaut [7].

### 3.3 Deckensysteme

In den Wohnbauten bis 1918 wurde für Geschoßzwischendecken auf hölzerne Deckenkonstruktionen zurückgegriffen. Grund dafür waren die geringeren Baukosten, die einfachere Herstellung sowie das geringere Gewicht der Konstruktion. Aber nicht nur Holzkonstruktionen fanden Verwendung. So wurden auch Massivdecken in Form von Gewölbekonstruktionen verwendet [8], [9].

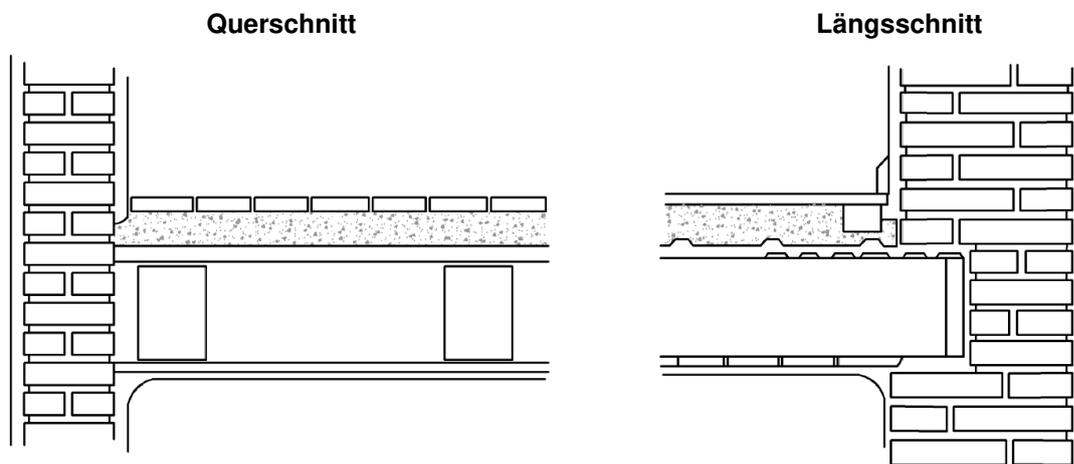
### 3.3.1 Holzdeckensysteme

Folgende Arten von Holzdecken wurden in Gründerzeithäusern verwendet:

- Tramdecken
- Tramdecken mit versenkter Sturzschalung
- Fehltramdecken
- Tramtraversendecken
- Dippelbaumdecken

#### Tramdecken:

Dieses Deckensystem besteht aus Deckenbalken (Trämen), die im Abstand von 0,8 bis 1,0 m verlegt und quer zu Längsachse (von der Außenmauer zur Mittelmauer) gespannt sind. Die Ausbaulasten werden von der Sturzschalung aufgenommen und auf die Balken weitergeleitet. Die Balken haben in der Regel eine Höhe von 24cm, dadurch ergibt sich eine Gesamtdeckenhöhe von ungefähr 30 bis 45 cm. Ein wesentlicher Vorteil bei Tramdecken ist, dass kein durchgehendes Auflager geschaffen werden muss. So entfällt die Verbreiterung der tragenden Wände um eine Ziegelbreite pro Geschoß. Um die Balkenränder vor dem wechselndem Feuchtigkeitseintritt und den dadurch führenden Zerfall des Holzes zu schützen, wurden die Balkenränder mit Karbolineum imprägniert. Es wurden sogenannte Tramkästen hergestellt, die wiederum die Hirnholzbereiche der Tramköpfe vor Fäulnis schützen indem sie den direkten Kontakt zum Mauerwerk verhinderten und für eine Belüftung sorgen. Meistens wurden die Tramköpfe auf harzreiche oder imprägnierte Rastbretter gelegt, da das Auflagern auf ein Mörtelbett oder Mauerwerk zu Feuchteschäden führen konnte [7], [8]. Die Abbildung 2 stellt einen Quer- und Längsschnitt durch eine Tramdecke dar.

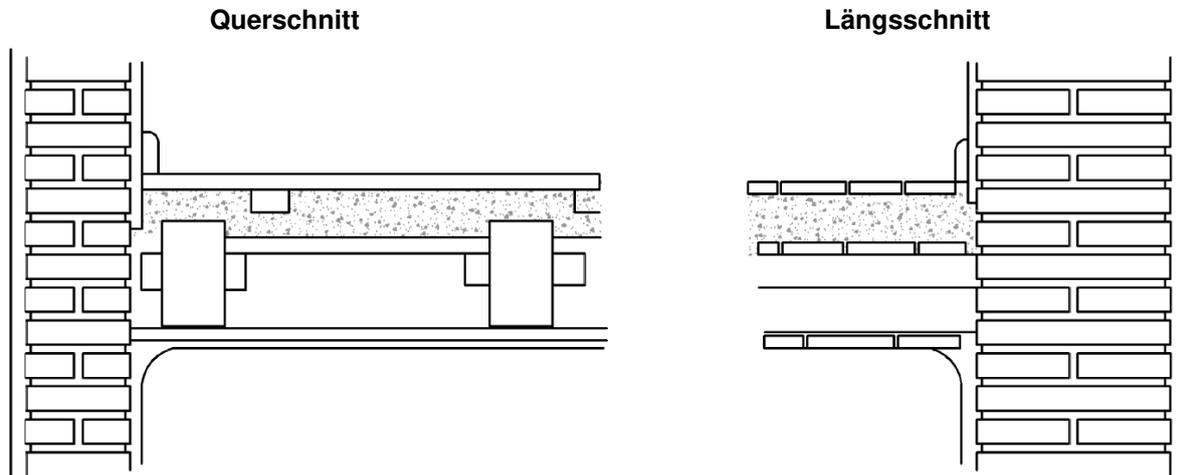


**Abb. 2:** Quer- und Längsschnitt einer Tramdecke [7]

Der Trambalken der Tramdecke, der an einem Außenwandpfeiler aufliegt (in der Regel jeder fünfte Trambalken) ist mit einer Eisenschließe aus Flacheisen, an beiden Enden mit dem Mauerwerk verbunden. Dadurch werden die Pfeiler der Außenwand mit der Mittelmauer verschlossen [10].

### **Tramdecken mit versenkter Sturzschalung:**

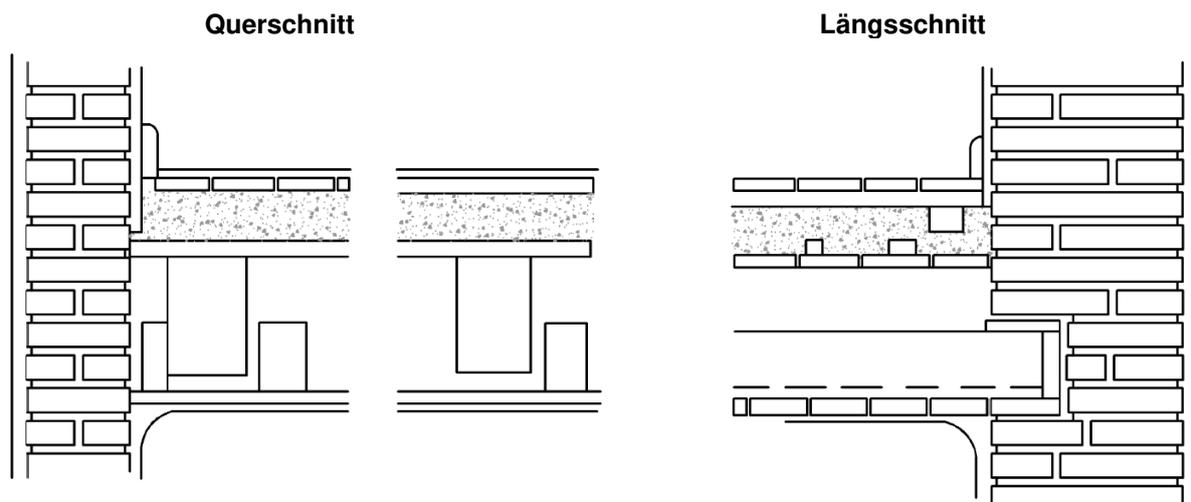
Dieser Deckentyp kam am häufigsten in Gründerzeithäusern mit niedrigerem Standard außerhalb des Wiener Gürtels (Randbezirke) zur Verwendung. Mit der versenkten Sturzschalung wurde an Deckenhöhe eingespart [7], [8]. Die Abbildung 3 stellt einen Quer- und Längsschnitt durch eine Tramdecke mit versenkter Sturzschalung dar.



**Abb. 3:** Quer- und Längsschnitt einer Tramdecke mit versenkter Sturzschalung [7]

### **Fehltramdecken:**

Diese Tramdecken sind eine Sonderform, bei der die Sturzschalung konstruktiv von der Primärkonstruktion getrennt ist. Damit wurde die Weiterleitung von Erschütterungen auf die Sturzschalung verhindert. Anwendung fand diese Decke in Repräsentationsbauten sowie bei wertvollen Stukkdecken [7], [8]. Die Abbildung 4 stellt einen Quer- und Längsschnitt durch eine Fehltramdecke dar.



**Abb. 4:** Quer- und Längsschnitt einer Fehltramdecke [7]

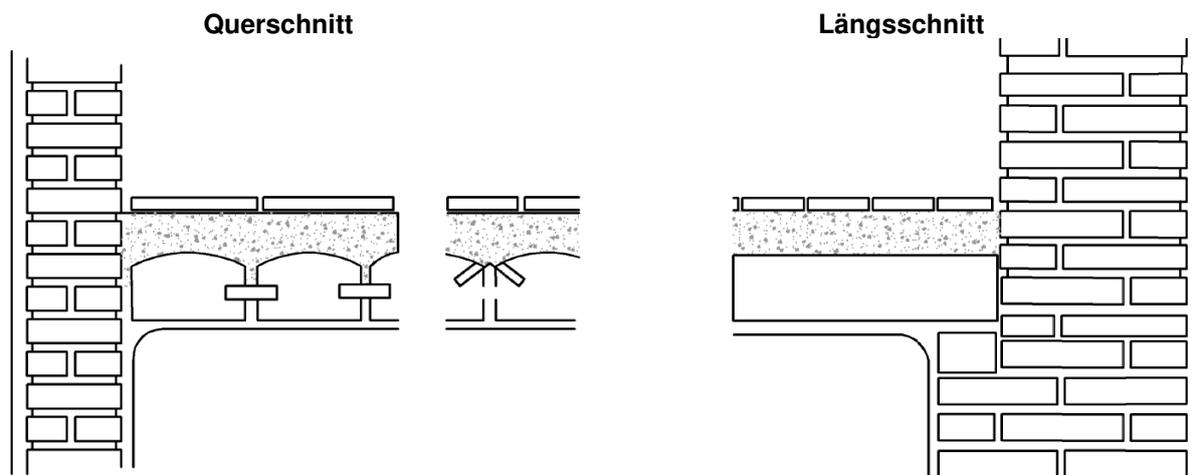
Wie in Abbildung 4 zu sehen ist, sind die Balken voneinander vertikal und horizontal getrennt. Der Mindestabstand beträgt ungefähr 3 cm [7], [8].

**Tramtraversendecken:**

Bei den Tramtraversendecken überspannen nicht die Träme die Trakttiefe, sondern die Stahlträger – meistens Walzprofile. Die Stahlträger liegen in einem Abstand von 3-4 m. Die Träme liegen dann auf den Unterflanschen zwischen den Trägern. Dieses Deckensystem fand öfters Verwendung in Schulen oder Verwaltungsgebäuden und manchmal im Bereich von Treppenhäusern oder Nassräumen [7], [8].

**Dippelbaumdecke:**

Die Dippelbaumdecke stellt das älteste Holzdeckensystem dar und stammt aus der Biedermeier Zeit, wo die Wohnbauten teilweise nur zwei Geschoße aufwiesen. Damals wurden sie als Geschoßzwischenplatte verwendet. Aufgrund des hohen Materialverbrauches, des höheren Eigengewichtes und vor allem des notwendigen Mauerabsatzes bei der Errichtung eines durchgehenden Auflagers, wurde sie in der Gründerzeit als oberste Abschlussdecke verwendet. Ein Vorteil der Dippelbaumdecke als oberste Decke ist der Schutz vor einstürzenden Kaminen sowie von Dächern im Brandfall. Da die Dippelbaum balken aus ganzen Stämmen bestehen und die Oberseite der Balken eine Rundung aufweist, wurde die Decke mit einer 7 bis 8 cm starken Beschüttung ausgeglichen. Auf der Beschüttung wurden Pflasterziegel verlegt, die zusammen mit den starken Balken eine Brandschutzfunktion aufweisen. Dippelbaumdecken weisen sehr oft Feuchtigkeitsschäden auf, einerseits hervorgerufen durch eine undichte Dachhaut, andererseits durch die fehlende Durchlüftung im Auflagerbereich [7], [8]. Die Abbildung 5 stellt einen Quer- und Längsschnitt durch einer Dippelbaumdecke dar.



**Abb. 5:** Quer- und Längsschnitt einer Dippelbaumdecke [7]

### 3.3.2 Massivdecken

Die gängigsten Massivdecken in Gründerzeithäusern sind gewöhnliche Ziegelgewölbe und sogenannte „Wiener Platzdecken“ (flache Ziegelgewölbe auf Walzträgern). Am häufigsten befinden sich Massivdecken über dem Kellergeschoß. Ein Grund der Überdeckung der Kellergeschoße waren die damaligen Vorschriften der Bauordnung. Die Bauordnung verlangte massive Deckensysteme über dem Kellergeschoß aufgrund der befürchteten Durchfeuchtung und den höheren Lasten, die man in den Geschäftslokalen und den Lagerräumen erwarten konnte. Sehr häufig sind Massivdecken (Platzdecken) in den Bereichen von Stiegenhäusern, Gängen und Nassräumen aufzufinden [8].



sich an Stellen befanden, wo der U-Bahn-Bau den Grundwasser-spiegel veränderte bzw. schwanken ließ [8].

### 3.5 Wände – Mauerwerk

Die Gründerzeithäuser wurden ausschließlich aus Mauerwerk errichtet. Das Mauerwerk hat gute bauphysikalische Eigenschaften und war einfach herzustellen. Um die konstruktive Integrität zu erhöhen wurde der Ziegel im Verband gemauert. Der jeweilige Verband hängt von der Wandstärke ab (vgl. Abb. 7).

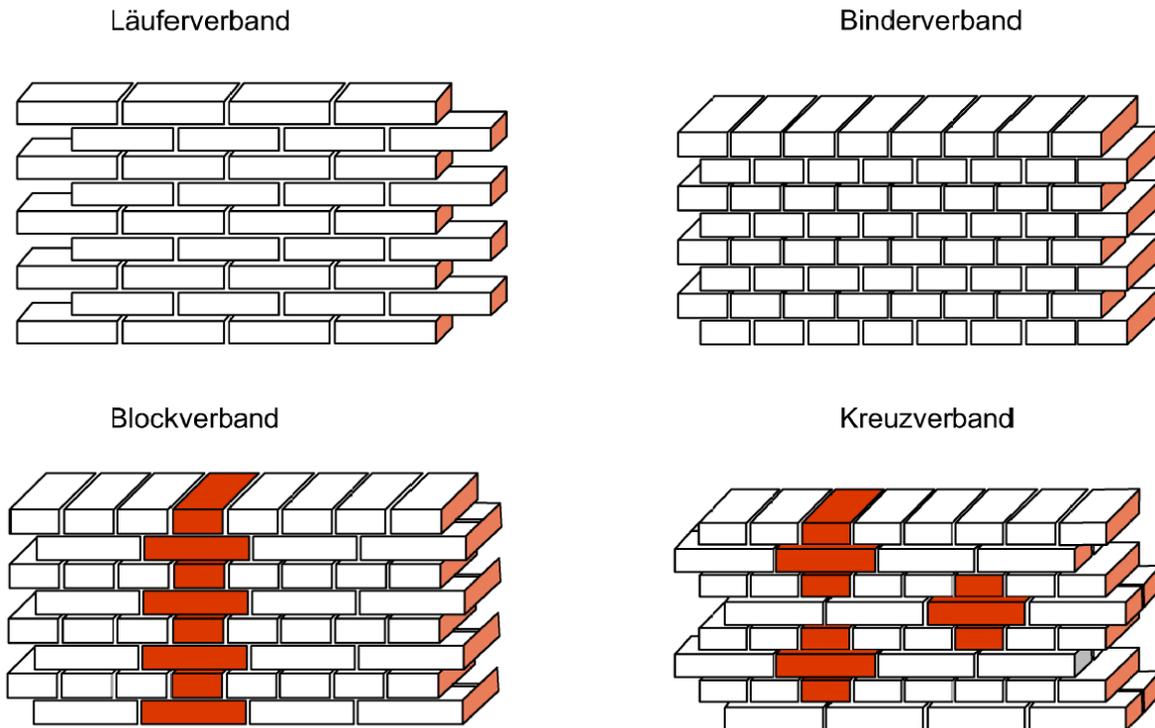


Abb. 7: Verbandarten nach [5]

Die Wandstärken wurden erfahrungsgemäß nach traditionellen Vorgaben dimensioniert. In der damaligen Bauordnung (1859) wurden die Mindestquerschnitte der tragenden Mauern unter Berücksichtigung der Art der Wände und der Deckensysteme festgelegt [7]. Die Tabelle 6 erfasst die Wanddicken der Hauptmauern unter Abhängigkeit des Deckensystems und des Stockwerks

Tab. 6: Wanddicken der Hauptmauern nach [7]

Dicke der Hauptmauern bei anderen Deckensystemen und Trakttiefen <6,50m					
Stockwerk	Doppelbaumdecken				Tramdecken
4.Stock	45	-	-	-	45
3.Stock	60	45	-	-	45
2.Stock	75	60	45	-	60
1.Stock	90	75	60	45	60
Erdgeschoß	105	90	75	60	75

### 3.5.1 Ziegel

Auch die Ziegelherstellung wurde von der Industrialisierung geprägt. Der Wandel von keramischen Mauerwerksteinen, hergestellt in herkömmlicher, handwerklicher Technik zur maschinellen Fertigung mit Strangpressen ermöglichte eine gleichmäßige Formgebung und eine Abnahme der Variation der mechanischen Kennwerte.

Die Ziegelsteinformate änderten sich über die Entwicklungsgeschichte des Ziegels bis hin zur Hochgründerzeit (1880-1918). In dieser Epoche erlangte der Mauerwerksbau seinen Höhepunkt, mit ihm auch der Ziegel. Die Ziegelmauern aus der Gründerzeit wurden aus Normalformat-Vollziegeln unter Verwendung von hydraulischen oder sogar Zementmörteln gefertigt. In der nachfolgenden Tabelle 7 sind die häufigsten Ziegelformate der Wiener Gründerzeit angeführt [5].

**Tab. 7:** Ziegelformate aus den Jahren 1876-1920 nach [5]

Ziegelformate aus den Jahren 1876-1920				
Format [mm]	[Zoll]	Umrechnung Zoll in mm	Land	Zeit
70 x 140 x 230	-	-	Österreich	1880 – 1910
70 x 140 x 290	-	-	Österreich	1876 – 1920
50 x 150 x 300	-	-	Österreich	1876 – 1920
60 x 150 x 300	2 x 5 x 10	30,0	Italien	1876 – 1920
70 x 145 x 300	-	-	Österreich	1876 – 1920
75 x 150 x 300	2,5 x 5 x 10	30,0	Italien	1876 – 1920
75 x 135 x 300	2,5 x 4,5 x 10	30,0	Italien	1876 – 1920

Neben den Ziegelsteinformaten gab es auch Abweichungen in den Materialkennwerten und den Eigenschaften, welche in Tabelle 8 durch Untersuchungen [Furtmüller und Adam, 2009; Pech, 2010; Zimmermann und Strauss, 2010a] an Mauerziegeln alter Wiener Gründerzeithäuser festgestellt wurden [5].

**Tab. 8:** Materialkennwerte von gründerzeitlichen Ziegelsteinen nach [5]

Quelle	Druckfestigkeit [MPa]	E-Modul [MPa]
Furtmüller und Adam, 2009	29,5	12,055
Pech, 2010	22,5	-
Zimmermann und Strauss, 2010	19,3	13,489

Die Abweichungen der Ziegelqualitäten in einem Bauwerk sind auf die unterschiedlichen Herstellungsweisen und Brandqualitäten der noch handwerklich hergestellten Ziegel zurückzuführen. Weiteres besteht die Möglichkeit das ältere Ziegel nach dem Abbruch des Altbestandes wiederverwendet wurden. Weiteres sei erwähnt, dass in Stadterweiterungsgebieten außerhalb des Gürtels meist schlechtere Ziegel zum Einsatz kamen. Einige Steinfestigkeitswerte dieser Bauzeit sind in Tabelle 9 zusammengefasst [7].

Tab. 9: Steifigkeiten zur Bauzeit nach [7]

Stein	Druckfestigkeit $f_b$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Zugfestigkeit $f_z$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Ziegel, gewöhnlich	6,0 - 12,0	1,0
Ziegel, gut	14,0 - 25,0	2,0
Handschlagziegel	15,0 - 30,0	2,5 - 5,0
Maschinziegel	20,5 - 23,0	-
Wölbziegel	12,3	-
Lochziegel	19,4	-
Maschinlochziegel	15,0	-
Poröse Vollziegel	15,0	-
Poröse Wölbziegel	2,7	-
Klinker	30,0 - 90,0 (100)	-

### 3.5.2 Mörtel

Der Mörtel hat die Funktion die Ziegelsteine miteinander zu verbinden und Unebenheiten auszugleichen. Zu den wichtigsten Eigenschaften des Mörtels gehören die Druckfestigkeit und Verbundfestigkeit zwischen Stein und Mörtel sowie eine leichte Verarbeitbarkeit. Der Mörtel ist eine Mischung aus Zuschlagstoffen, Bindemitteln und Wasser. Je nach Verwendung oder falls bestimmte Eigenschaften notwendig sind, können Zusatzmittel den Mörtel dahingehend optimieren. Die wichtigste Komponente ist das Bindemittel [5].

Zwei wesentliche Arten von Bindemitteln haben den Mauerwerksbau geprägt, nämlich die hydraulischen und die nicht-hydraulischen Bindemittel. Die gängigsten nicht-hydraulischen Bindemittel sind Lehm, Baukalk, Gips und der Anhydritbinder. Diese Art der Bindemittel erhärtet nur an der Luft und ist nicht wasserresistent [5].

Im Gegensatz dazu erhärten hydraulische Bindemittel sowohl an der Luft als auch unter Wasser. Hydraulische Bindemittel können auch permanent dem Wasser ausgesetzt sein. Zu den hydraulischen Bindemitteln gehören Zement, spezielle Formen von Kalk und spezielle Mischbinder [5].

Die Mörtelzusammensetzung spiegelt sich auch in den Eigenschaften wider. Das Tragverhalten des Mauerwerks hängt stark von der Mörtelfestigkeit ab. In die Druckfestigkeit des Mauerwerks fließen Zug- und Druckfestigkeit sowie das Verformungsverhalten des Mörtels ein. Doch ausschlaggebend ist die Zugfestigkeit der Ziegel. Der Querdehnungsmodul des Mörtels bestimmt den Zugspannungszustand im Ziegel und somit trägt er indirekt zur Druckfestigkeit des Mauerwerks bei [5].

Die Druckfestigkeit, der Elastizitätsmodul und die Duktilität des Mörtels sind vor allem abhängig vom Mischungsverhältnis, der Bindemittelart und von der Porosität. Mit steigendem hydraulischem Anteil steigt auch die Druckfestigkeit. Diese Relation ist in Abbildung 8 zu sehen, welche den Vergleich der Spannungs-Dehnungslinien zwischen neuzeitlichem und historischem Kalkmörtel zeigt [5].

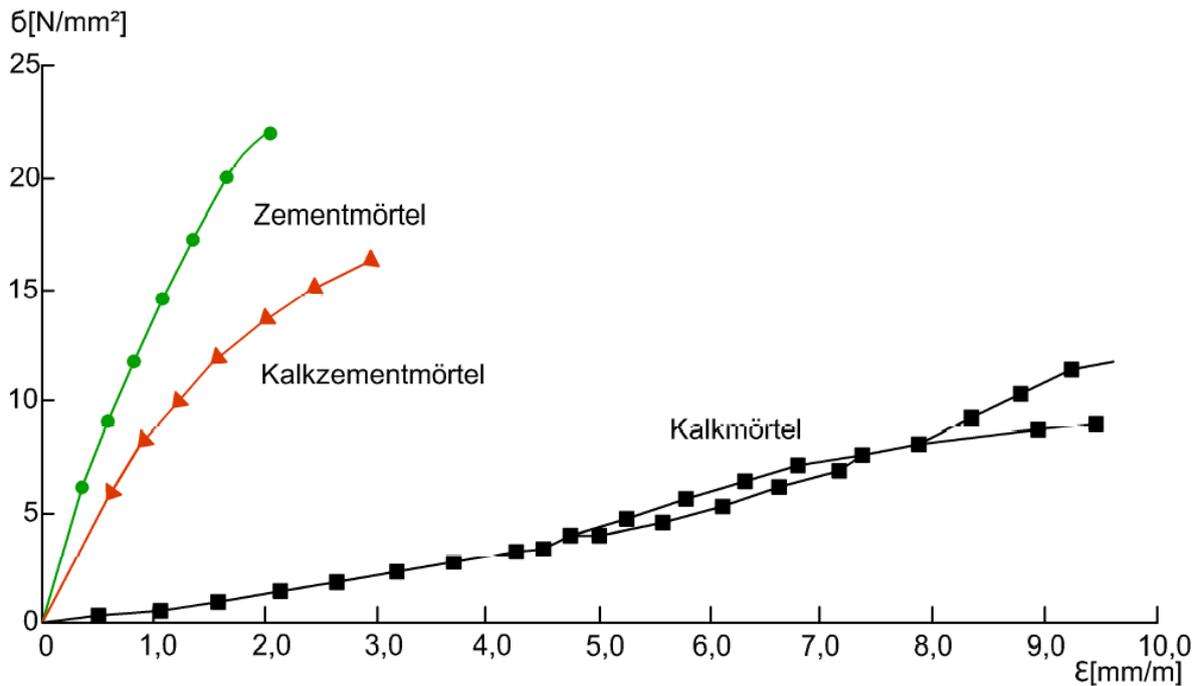


Abb. 8: Spannungs-Dehnungslinien zwischen neuzeitlichem und historischem Kalkmörtel [5]

Die, für die aus dem Erdbeben resultierenden Einwirkungen, wichtigeren Festigkeiten sind die Haftscher- und Haftzugfestigkeit zwischen Ziegel und Mörtel. Um die Verbundeigenschaften zwischen Mörtel und Ziegel zu beschreiben zu können ist noch der Reibungsbeiwert notwendig.

Folgende Formelzeichen werden für diese drei Festigkeiten verwendet:

- Reibungsbeiwert:  $\mu$
- Haftscherfestigkeit:  $f_{vk}$
- Haftzugfestigkeit:  $f_{hz}$

Neben der Mörtelart und der Mörtelzusammensetzung sind die Ziegelart und deren Feuchteigenschaften maßgebend für eine gute Verbundeigenschaft [5].

### 3.5.3 Mauerwerk

Das Mauerwerk ist ein Verbundwerkstoff aus Ziegel und Mörtel. Es ist inhomogen (im Gegensatz zu Beton oder Stahl) was sich auch auf das Tragverhalten auswirkt. Das Mauerwerk setzt sich aus einzelnen Ziegeln, horizontal verlaufenden Lagerfugen und vertikalen Stoßfugen zusammen. Durch folgende Materialeigenschaften wird das Mauerwerk charakterisiert:

- Druckfestigkeit
- Zugfestigkeit
- Biegefestigkeit
- Schubfestigkeit

#### Druckfestigkeit:

Das ist die stärkste Eigenschaft des Mauerwerks, weshalb Mauerwerk eher für druckbeanspruchte Bauteile verwendet wird. Die Tragfähigkeit des Mauerwerks wird maßgeblich durch

die Druckfestigkeit  $f_k$  beeinflusst. Die Druckfestigkeit des Mauerwerks setzt sich aus der Druckfestigkeit des Ziegelsteines  $f_b$  und aus der Mörteldruckfestigkeit  $f_m$  zusammen. Dabei ist die Ziegeldruckfestigkeit höher als die Mörteldruckfestigkeit, wodurch das Versagen von druckbeanspruchtem Mauerwerk erklärt werden kann. Mit folgender Formel lässt sich die Druckfestigkeit des Mauerwerks berechnen [5]:

$$f_k = K * f_b^\alpha * f_m^\beta$$

mit:

$f_k$  = charakteristische Mauerwerk-Druckfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

$K$  = Beiwert [-]

$f_b$  = Ziegeldruckfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

$f_m$  = Mörteldruckfestigkeit [N/mm<sup>2</sup>]

$\alpha$  = Exponent

$\beta$  = Exponent

Diese Formel wurde empirisch entwickelt durch Kombination der einzelnen Festigkeiten um auf eine Endfestigkeit des Mauerwerkes zu kommen. Beim Kombinieren hat man bemerkt das die Gleichung ein nicht-lineares Verhalten aufweist, sodass man den Beiwert  $K$  und die Exponenten  $\alpha$  und  $\beta$  einführte, um realistischere Werte zu bekommen. Die Exponenten sind nach Tabelle 10 zu wählen [5].

**Tab. 10:** Beiwerte  $K$  und Exponenten  $\alpha$  und  $\beta$  nach [5]

Mauersteinart	Gruppe	Normalmörtel		
		$K$	$\alpha$	$\beta$
Ziegel	Gruppe 1	0,60	0,65	0,25
	Gruppe 2	0,55	0,65	0,25
	Gruppe 3	0,50	0,65	0,25

Wird ein Mauerwerk auf Druck beansprucht so entstehen Verformungen parallel und senkrecht zur Lastrichtung. Wegen des unterschiedlichen Materialverhaltens von Mörtel und Ziegel entstehen Horizontalspannungen die ein Versagen des Mauerwerks verursachen. Steigert man die Belastung des Mauerwerks bis in die Nähe der einachsigen Druckfestigkeit des Mörtels so wird der Unterschied der Querverformung der beiden Materialien ersichtlich. Die Querdehnung, des Mörtels ist größer als die des Ziegels. Durch die behinderte Verformung des Mörtels - hervorgerufen durch den Ziegel - entstehen Druckspannungen im Mörtel und Querkzugspannungen im Ziegel. Daraus folgend ist die Druckfestigkeit des Mauerwerks sehr vom E-Modul des Mörtels und von der Querkzugfestigkeit der Ziegel abhängig.

Neben der Druckfestigkeit spielt auch der E-Modul des Mauerwerks eine große Rolle bei dem Materialverhalten. Der E-Modul lässt sich trivial mit der Druckfestigkeit über folgende Formel bestimmen [5]:

$$E = 1000 * f_k$$

mit:

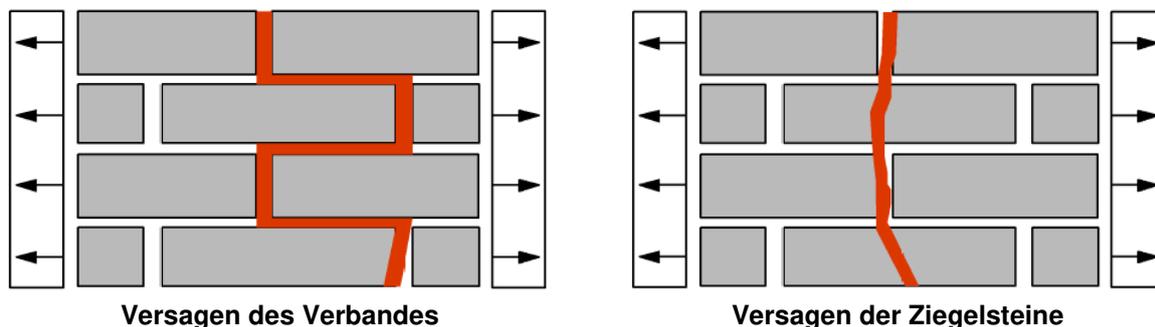
$f_k$  = charakteristische Mauerwerk-Druckfestigkeit

$E$  = E-Modul

### Zugfestigkeit:

Direkte Zugbeanspruchungen sind eher selten bei Mauerwerken vorhanden, da Mauerwerkswände eher zum Abtrag vertikaler Lasten verwendet werden. Falls aber ein Mauerwerk auf Zug beansprucht wird so sind prinzipiell zwei Versagensmechanismen möglich (siehe Abb.9):

- 1) Versagen des Verbandes zwischen Mörtel und Ziegelstein (hängt von der Haftzugfestigkeit ab)
- 2) Versagen der Ziegelsteine, wenn die Steinzugfestigkeit kleiner ist als die Haftzugfestigkeit.



**Abb. 9:** Versagensmechanismen vom auf Zug beanspruchten Mauerwerk [5]

Zugbeanspruchungen senkrecht zur Lagerfuge sollten ausgeschlossen werden. Wenn die Mauerwerkswand in Wandlängsrichtung beansprucht wird, entstehen Zugbeanspruchungen in Lagerfugenrichtung. Dabei muss die Wand im Verband hergestellt werden um Zugspannungen aufnehmen zu können. Für den Verband ist es von Vorteil die Schubspannungen durch normal auf die Lagerfuge, verlaufende Druckspannungen zu überdrücken [5].

### Biegefestigkeit:

Im Gegensatz zur Zugbeanspruchung treten Biegebeanspruchungen in der Praxis häufiger auf. Meistens werden Biegebeanspruchungen hervorgerufen von Windlasten oder Erddruck (senkrecht wirkend auf die Wandoberfläche). Dabei können Biegebeanspruchungen senkrecht oder parallel zu den Lagerfugen entstehen, wobei in der Regel diese zwei kombiniert auftreten [5].

Bei der Beanspruchung auf Biegung parallel zur Lagerfuge ist der Versagensmechanismus abhängig vom Verhältnis zwischen Tragfähigkeit der Fugen und Biegezugfestigkeit der Ziegelsteine. Sind die in der Mauer wirkenden Vertikallasten zu gering, kommt es zum Heraus-

drehen ganzer Ziegelsteine aus dem Verband. Der Grund dafür ist, dass die Lagerfugen nicht ausreichend überdrückt sind. [11].

Hingegen kommt es bei der Biegebeanspruchung senkrecht zur Lagerfuge, bei geringen Vertikallasten, nach Überschreitung der Haftzugfestigkeit zum Klaffen der Fuge oder zum Reißen des Ziegels quer zur Höhe [11].

### **Schubfestigkeit:**

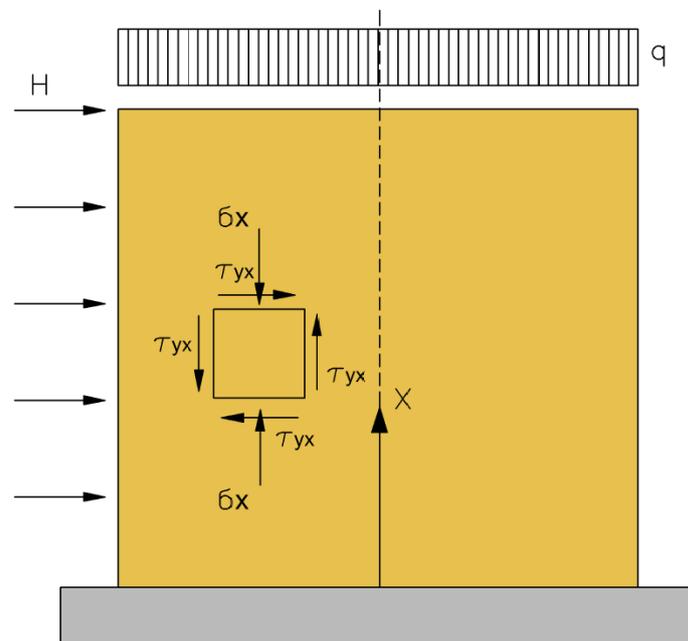
Die Schubfestigkeit  $f_{vk}$  ist maßgebend für die Beurteilung der Horizontalkrafttragfähigkeit vom Mauerwerk. Vor allem für den Standsicherheitsnachweis von Mauerwerksscheiben die als Querwände fungieren, ist die Schubfestigkeit eine wichtige Einflussgröße. [36]

## 4 Mauerwerk unter Erdbeben

Neben der vertikalen Belastung erfahren Mauerwerkswände auch horizontale Beanspruchungen, wobei Erdbeben (neben dem Wind) die maßgebende Belastung sind. Beispielsweise dienen die 15 cm dicken Ziegelwände in Gründerzeithäusern als Aussteifungswände in Querrichtung. Im Falle eines Erdbebens werden die Mauerscheiben zur horizontalen Lastabtragung aktiviert. Vor allem ist die Scheibentragwirkung der einzelnen Mauerwerkswände ausschlaggebend für die Tragfähigkeit des Gesamtgebäudes [5].

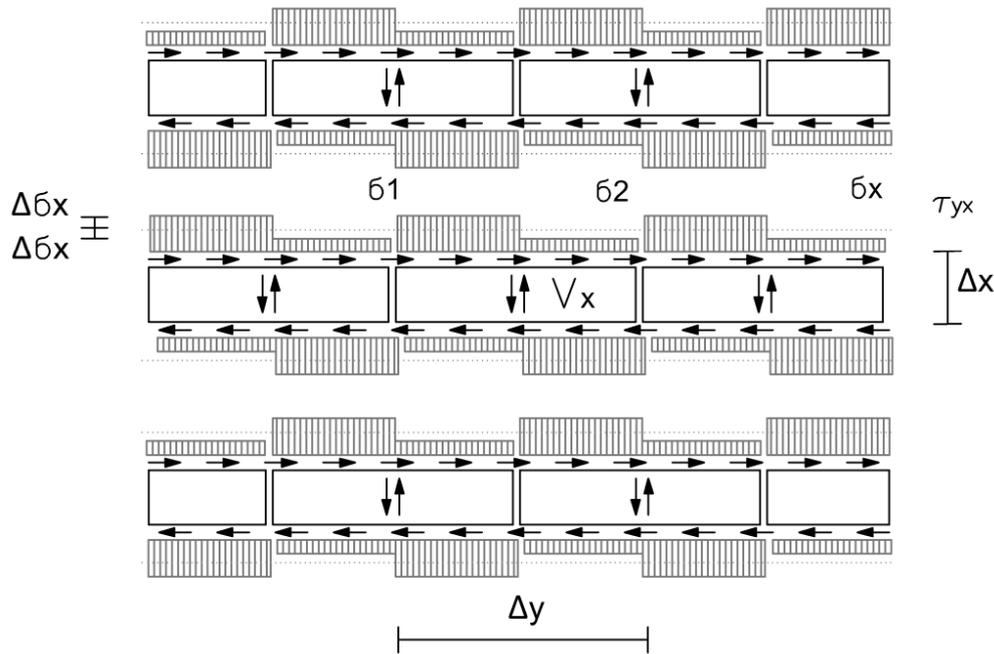
### 4.1 Materialmodelle und Versagenskriterien

Betrachten wir die Mauerwerksscheibe, so wird beim Herausschneiden eines Teiles ersichtlich, dass Normalspannungen in vertikaler Richtung und an allen vier Rändern Schubspannungen wirken (siehe Abb. 10).



**Abb. 10:** statisches System einer Wandscheibe [5]

Die Theorie von *Mann und Müller, 1978* bezieht sich auf einen Läuferverband mit um halbe Steinlänge versetzten Steinen. Man entwickelte ein Modell zur Abtragung von horizontalen Kräften an Wandscheiben, das auf dem Gleichgewichtszustand am Einzelstein (Steindimension + Fugendicke) basiert. Hintergrund dieses Modells war die Annahme, dass Stoßfugen keine Druck- und Schubspannungen übertragen können. Der Spannungsfluss ist in der Abbildung 11 dargestellt [5].



**Abb. 11:** Spannungen an einem Mauerwerkselement [5]

Die Schubspannungen, die in der Lagerfuge wirken, erzeugen ein Drehmoment welches ein Gleichgewicht mit dem vertikal wirkenden Kräftepaar darstellt. Auf Grundlage der dargestellten Spannungen kann das Mauerwerk in Abhängigkeit von der Beanspruchung und den Materialparametern auf vier verschiedene Arten versagen [5]:

- 1) Versagen des Mauerwerks unter Druck
- 2) Versagen durch Klaffen der Lagerfuge
- 3) Reibungsversagen der Lagerfuge
- 4) Zugversagen der Ziegel

Zu 1) Wenn die Druckspannung  $\sigma_x$  die Druckfestigkeit  $f_k$  überschreitet dann versagt das Mauerwerk auf Druck:

$$\tau = (f_k - \sigma_x) * \frac{\Delta y}{2\Delta x}$$

Zu 2) Das Klaffen in der Lagerfuge wird durch den Ausfall der Druckspannung  $\sigma_x$  hervorgerufen. Dabei geht man davon aus das die Lagerfuge keine Zugspannungen aufnehmen kann:

$$\tau = \sigma_x * \frac{\Delta y}{2\Delta x}$$

Wird jedoch die Haftzugfestigkeit  $f_{hz}$  angesetzt, so ändert sich die Gleichung wie folgt:

$$\tau = (\sigma_x + f_{hz}) * \frac{\Delta y}{2\Delta x}$$

Zu 3) Ein Versagen in der Lagerfuge wird mit folgender Gleichung, basierend auf dem Mohr-Coulombschen Reibungsgesetz, bestimmt:

$$\tau = f_{vk0} + \mu * \sigma_x$$

Zu 4) Die Druckspannungen  $\sigma_{x1,2}$  und die Querkräfte rufen im Ziegel einen Hauptspannungszustand auf, welcher zum Zugversagen führen. Dabei spielt die Ziegelzugfestigkeit  $f_{bt}$  eine große Rolle.

Der Hauptspannungszustand lässt sich mit folgender Formel definieren:

$$\tau = \frac{f_{bt}}{2,3} * \sqrt{1 + \frac{\sigma_x}{f_{bz}}}$$

Zeichnet man diese vier Versagensarten in einem  $\sigma - \tau$  Diagramm ein (vgl. Abb. 12), erhält man einen Umhüllenden Kurvenzug. Innerhalb dieser Umhüllenden tritt kein Mauerwerksversagen auf. [5].

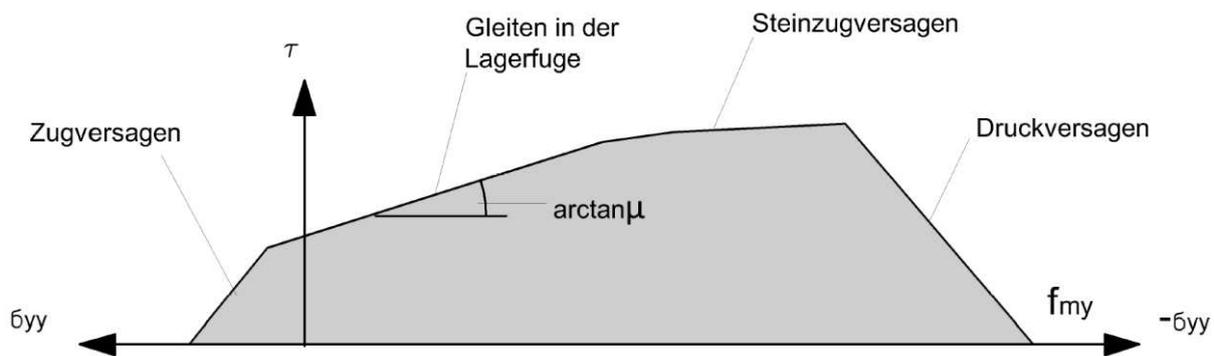


Abb. 12: Versagensarten vom Mauerwerk in einem  $\sigma - \tau$  Diagramm [5]

## 4.2 Randbedingungen von aussteifenden Mauerscheiben

Während eines Erdbebens werden Mauerwerksbauten zusätzlich zur vertikalen Lastabtragung mit horizontal wirkenden Einwirkungen belastet. Folgende Kriterien sind maßgebend für das Verformungs- und Versagensbild einer durch das Erdbeben horizontal beanspruchten Mauerwerksscheibe [12]:

- Wandabmessungen: Verhältnis  $h/b$  bzw.  $h/t$
- Lage der Wand im Gebäude
- Auflast: sehr wichtig für die Schubfestigkeit, jedoch in Gründerzeithäusern tragen die aussteifenden Wände nur das Eigengewicht und die darüber liegenden Wände
- Anteil der auf die Wand wirkenden Trägheitskräfte der Deckenmassen
- Mauerwerkszustand (Mörtel, Stein usw.)
- Verbund zu den angrenzenden Querwänden

### 4.3 Überblick der möglichen Versagensformen von Mauerwerkswänden

Abhängig von den Randbedingungen können sich verschiedene Versagensformen einstellen [5], [11], [13], [12]:

#### Versagen in der Ebene (globales Versagen):

- Schubversagensformen (Fugen-, Steinversagen)
- Biegeversagensformen (Druck-, Zugversagen)
- Kombinierte Versagensformen (Schub, Biegung)

#### Versagen aus der Ebene (lokales Versagen):

- Plattenschubversagen
- Plattenbiegeversagen (Ausknicken)
- Abreißen
- Umkippen

## 4.4 Versagen in der Ebene (globales Versagen)

### 4.4.1 Schubversagensformen

Je nach Auflast können sich zwei Formen von Schubversagen einstellen. Ist die Auflast zu klein so tritt in Regel Fugenversagen ein, wobei die Steine intakt bleiben. Wie schon im Kapitel 4.1 erklärt, hängt die Schubfestigkeit bei kleinen Auflasten von der Haftscherfestigkeit  $k$  und von dem Reibungswinkel  $\mu$  ab. Nach Erreichen der Schubfestigkeit wird die Haftscherfestigkeit exponentiell abgebaut, sodass sich der Reibungswinkel  $\mu_0$  auf einen Restreibungswinkel  $\mu_R$  reduziert. Diese Beziehung ist in der Abbildung 13 dargestellt.

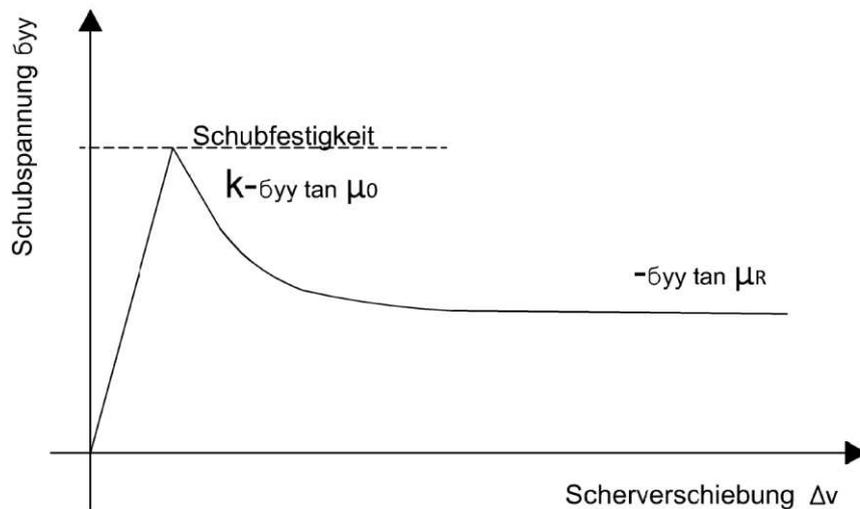


Abb. 13: Funktion der Schubfestigkeit [13]

Der Riss beschränkt sich entweder entlang einer einzelnen Lagerfuge oder er verläuft stufenförmig entlang der Stoß- und Lagerfugen (vgl. Abb. 14). Das Steigern der Auflast und damit verbundener Vergrößerung der Druckspannung bewirkt, nach dem anfänglichen Fugenversagen, das Versagen der Steine (vgl. Abb. 15). Bei großen Normalspannungen geht der Riss ausschließlich durch die Steine (Steinversagen). Durch den Schub rotieren die Steine wodurch sich Hauptzugspannungen im Stein aufbauen und der Stein dadurch reißt [13].

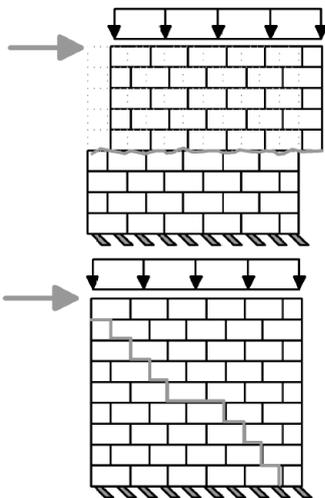


Abb. 14: Fugenversagen [13]

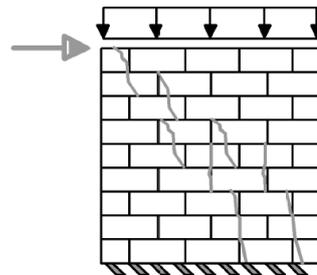


Abb. 15: Steinversagen [13]

### 4.4.2 Biegeversagensformen

Häufig werden schlanke Mauerwerksscheiben auf Biegung beansprucht. Durch die Beanspruchung versagt das Mauerwerk durch die Überschreitung der Zug- und Druckfestigkeit in den Eckbereichen; die Schubtragfähigkeit spielt bei Biegung kaum eine Rolle. Infolge seismischer Belastungen, welche die Mauerscheibe zyklisch belasten, kommt es zum Kippen der Scheibe und zu einer wechselnden Zug- und Druckbelastung in den Eckbereichen [13]. Diesen Versagensformen infolge dieser Beanspruchungen sind in den Abbildungen 16 und 17 ersichtlich.

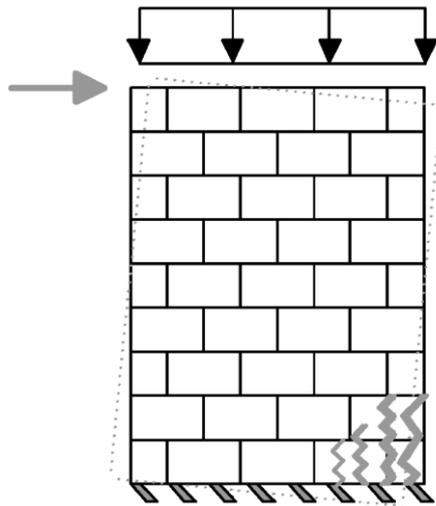


Abb. 16: Druckversagen [13]

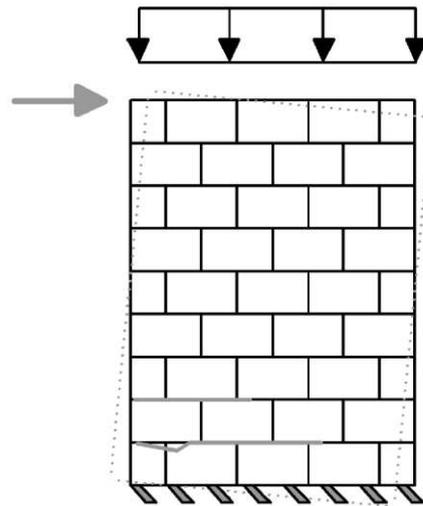


Abb. 17: Zugversagen [13]

### 4.4.3 Kombinierte Versagensformen

In der Realität tritt meistens eine Kombination aus den beschriebenen Versagensformen auf. Eine klare Trennung der Versagensformen ist bei den Schadensbildern seismisch geschädigter Mauerwerksscheiben nicht zu beobachten [13]. Eine kombinierte Versagensform ist in der Abbildung 18 dargestellt.

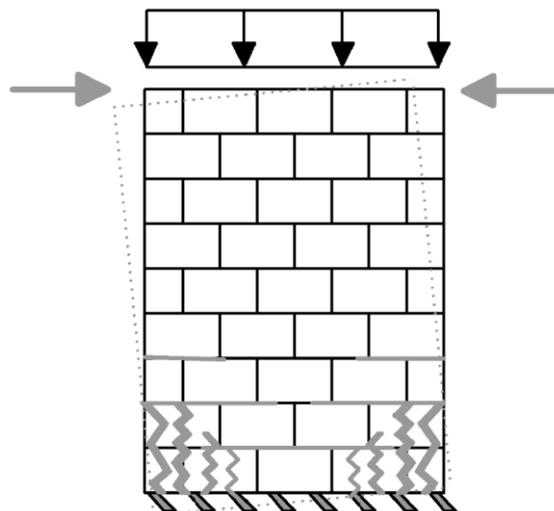
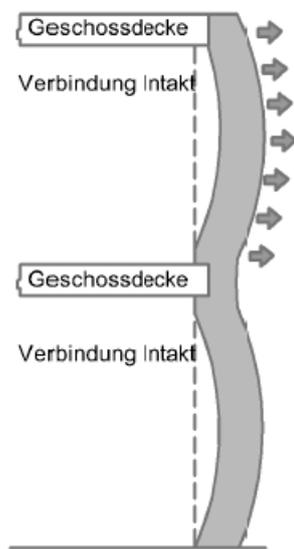


Abb. 18: kombinierte Versagensform [13]

## 4.5 Versagen aus der Ebene (lokales Versagen)

Neben dem globalen Versagen beeinflussen lokale Versagen auch das Erdbebenverhalten des Gründerzeithauses. Das Problem beim lokalen Versagen ist, dass es schwer vorhersehbar ist, da es von vielen Gebäudefaktoren abhängt, die qualitativ schwer zu erfassen sind. Ein häufiger Grund warum es zu lokalem Versagen kommt, sind mangelhafte Umbauten oder fehlende Verschließung der Holzdeckensysteme mit den Mauern [5], [12]. In der Abbildung 19 sind die gängigsten Versagensmechanismen eines Gründerzeithauses zusammengefasst.

### Plattenbiegung/-schub



### Plattenbiegung/-schub + lokales Versagen

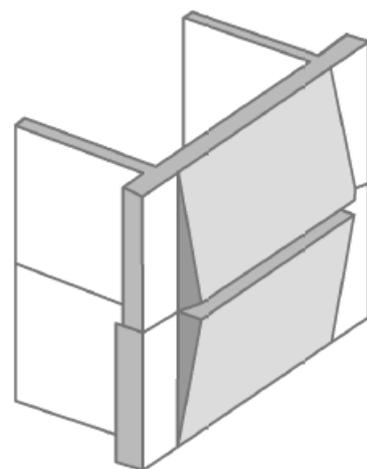
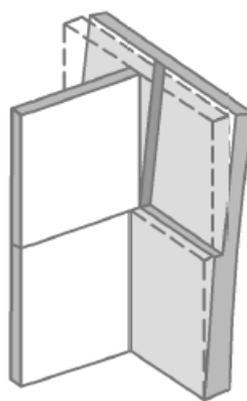
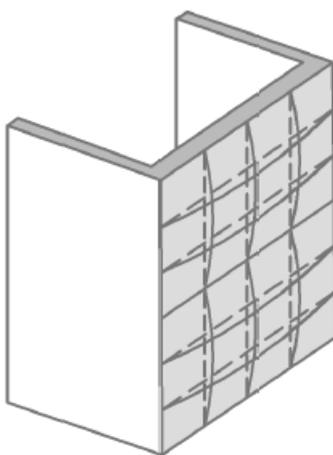
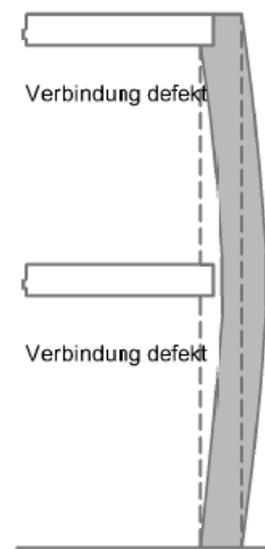
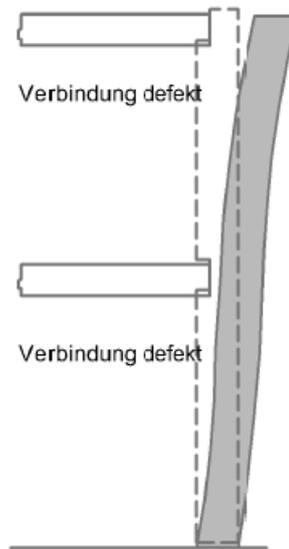


Abb. 19: lokale Versagensmechanismen [13]

## 5 Gründerzeithäuser im Erdbebenfall

Die durch das Erbeben freigesetzte Energie breitet sich in Form von Bodenwellen verschiedener Art und Intensität im Boden aus. Diese Wellen lösen zyklische Bodenbewegungen an der Erdoberfläche aus. Dabei entstehen vertikale sowie horizontale Bodenbeschleunigungen, die im Raum die maßgebende Komponente darstellt [14].

Die Interaktion zwischen Boden und Gebäude unter einer seismischen Einwirkung erfolgt über die Fundamente. Resultat der Interaktion sind Beschleunigungen der darüber liegenden Geschoße. Die Beschleunigungen ergeben zusammen mit der Gebäudemasse horizontale Trägheitskräfte (Erdbebenkräfte), welche durch Schwingungen des Gebäudes wieder in den Boden abgeleitet werden. Die Trägheitskräfte hängen neben der Größe und Verteilung der Gebäudemasse von folgenden Faktoren ab [14]

- a) Einfluss der Baugrundbeschaffenheit
- b) Das Schwingungsverhalten des Gebäudes

a) Einer der wichtigsten Aspekte bei der Erdbebenbeanspruchung ist die Bodenart. Weiche Böden neigen aufgrund der Resonanzeffekte zu stärkeren Bodenbewegungen als steifere, bzw. felsenartige Böden [14].

b) Das Schwingungsverhalten der Bauwerke, wird durch die Massen- und Steifigkeitsverteilung eines Gebäudes bestimmt. Ein wichtiger Indikator für die Beschreibung des Schwingungsverhaltens von Bauwerken ist die Eigenfrequenz [14].

Sehr steife Gebäude besitzen eine hohe Eigenfrequenz und verformen sich nur wenig. Durch ihr starres Verhalten ist ihre Schwingungsantwort gleichgestellt mit der horizontalen Einwirkung, was bedeutet, dass die Erdbebenbeanspruchung der Bodenbeschleunigung entspricht [14].

Sehr weiche Gebäude hingegen besitzen eine geringe Eigenfrequenz und können sich stark verformen. Dadurch reduzieren sie die Erdbebenbeanspruchung durch größere Verformungen [14].

In der Praxis ist die Erdbebenbeanspruchung größer als die Bodenbeschleunigung und die Verformung liegt meistens in der Mitte der oben genannten Fälle [14].

### 5.1 Einfluss der Baugrundbeschaffenheit

Einen großen Einfluss auf die Schäden an Gebäuden nach einem Erdbeben, haben die lokalen geologischen und hydrogeologischen Gegebenheiten des Baugrundes. Diese bestimmen die Amplitude, den Frequenzbereich und die Dauer der Schwingung eines Standortes. Die Zusammensetzung und Mächtigkeit oberflächennaher Bodenschichten bestimmen die spektralen Eigenschaften von Bodenerschütterungen. Durch ungünstige Bodeneigenschaften kann es durch Resonanz zu sogenannten „Aufschaukelungen“ der Erdbebenwellen und Verstärkungen der Erschütterungen kommen.

Lockersedimente wirken sich besonders schlecht bei Erdbeben aus. Je nach Dicke und Zusammensetzung der Lockersedimente breiten sich die Erdbebenwellen in diesen Schichten langsamer aus als bei felsigem Untergrund. Solche „weiche“ Lockersedimente können im

Vergleich zu felsigem Untergrund die Erbebenschütterungen auf das Zehnfache verstärken [5], [14].

Nach dem Auswerten früherer Erdbebenschäden in Wien konnte man typische Schadensursachen mit den dort angetroffenen Baugrundbeschaffenheiten verbinden. Sehr häufig wurden Setzungsschäden angetroffen, da die Häuser auf unkonsolidierten Lockersedimenten gegründet waren. Zu diesen Lockersedimenten gehören vor allem Anschüttungen, welche für Gründerzeithäuser in Wien üblich sind [5], [14].

## 5.2 Verhalten von Mauerwerksbauten unter Erdbebenbeanspruchung

Mauerwerksbauten weisen ein sehr komplexes Verhalten auf, welches durch die Versagensmechanismen auf Wandebene, der Interaktion zwischen einzelnen Wandscheiben sowie zwischen Wänden und Geschoßdecken bestimmt ist [13]. In weiterer Folge werden die wichtigsten Gebäudeparameter im Erdbebenfall wiedergegeben.

### 5.2.1 Grundrissformen-Horizontale Regelmäßigkeit

Die Grundrissform spielt eine große Rolle bei dem Erdbebenverhalten von Gründerzeithäusern. Regelmäßigkeit und Symmetrie wirken sich auf die Aufnahme der Horizontalkräfte (Erdbebenkräfte, Windkräfte) sehr günstig aus. Berechnungen zufolge eignen sich einfache Straßentrakter (ohne gekoppelten Hoftrakt) sowie doppelsymmetrische Grundrissformen am besten.

Wie schon in Kapitel 3.1 erwähnt, war die Gründerzeit geprägt vom rasanten Anstieg der Bevölkerung und der damit verbundenen Herstellung von Wohnhäusern. Daher wurde jeglicher Bauplatz genutzt, selbst wenn das Resultat ein unsymmetrischer Grundriss war.

Unsymmetrische Grundrisse wie z.B. Eckgebäude oder gekoppelte Trakte, haben das Problem, dass die einzelnen Baukörper, bezüglich einer gegebenen Belastungsrichtung unterschiedliche Steifigkeiten haben und somit unterschiedliche Antworten generieren. In der Gründerzeit wurde dem Erdbeben nicht viel Beachtung geschenkt und somit baute man die Gebäude ohne „seismische Fugen“ zwischen den Baukörpern. Bei L-förmigen Grundrissen, ohne bauliche Trennung, kommt es vor allem im Eckbereich an den Innenecken zu Spannungskonzentrationen [15].

### 5.2.2 Vertikale Regelmäßigkeit

Nicht zu unterschätzen ist auch die regelmäßige Steifigkeitsverteilung über die Höhe. Im Idealfall sollten die aussteifenden Wandscheiben vom Kellergeschoß bis in das oberste Geschoß möglichst durchgehend ausgeführt werden. In der Realität jedoch findet man bei Gründerzeithäusern, vor allem in den inneren Bezirken Wiens, vertikale Unregelmäßigkeiten. Meist sind es fehlende Wandscheiben im Erdgeschoß. Durch die steigende Nachfrage von Geschäftslokalen, wurden Erdgeschoße nachträglich umgebaut und Innenwände durch Pfeiler ersetzt. Die Pfeiler sind auf die statische Last der darüber liegenden Geschoße bemessen, jedoch besitzen diese einen eher geringeren horizontalen Widerstand, wodurch die Erdbebensicherheit des Altbestandes reduziert wurde.

Weiteres ist die Bestimmung der horizontalen Geschoßsteifigkeit nicht so einfach, da über die Verbindung der einzelnen Bauteile miteinander viele Parameter nicht bekannt sind und somit angenommen oder von Konsensplänen übernommen werden müssen [5], [9], [14], [15].

### 5.2.3 Torsion (Massenmittelpunkt/Schubmittelpunkt)

Bei unsymmetrischen Grundrissen muss auch die Torsion beachtet werden. Obwohl laut Baustatik und Festigkeitslehre nur bei Gebäuden mit schubsteifen Geschoßdecken Torsion auftreten kann wurden im Zuge des SESMID-Projektes auch Torsionsbelastungen zufolge Schwingungen an einem Gründerzeithaus festgestellt. Dabei werden zwei Arten von Torsion berücksichtigt. Die planmäßige und die zufällige Torsion. Die planmäßige ist jene, welche grundrissbezogen ist und dann entsteht, wenn der Schubmittelpunkt (Steifigkeitszentrum) und der Massenmittelpunkt nicht die gleiche Lage haben. Auf beiden Fällen wird im Kapitel 7.9 näher eingegangen [5], [12], [13], [16], [17].

### 5.2.4 Einfluss der Fundierung

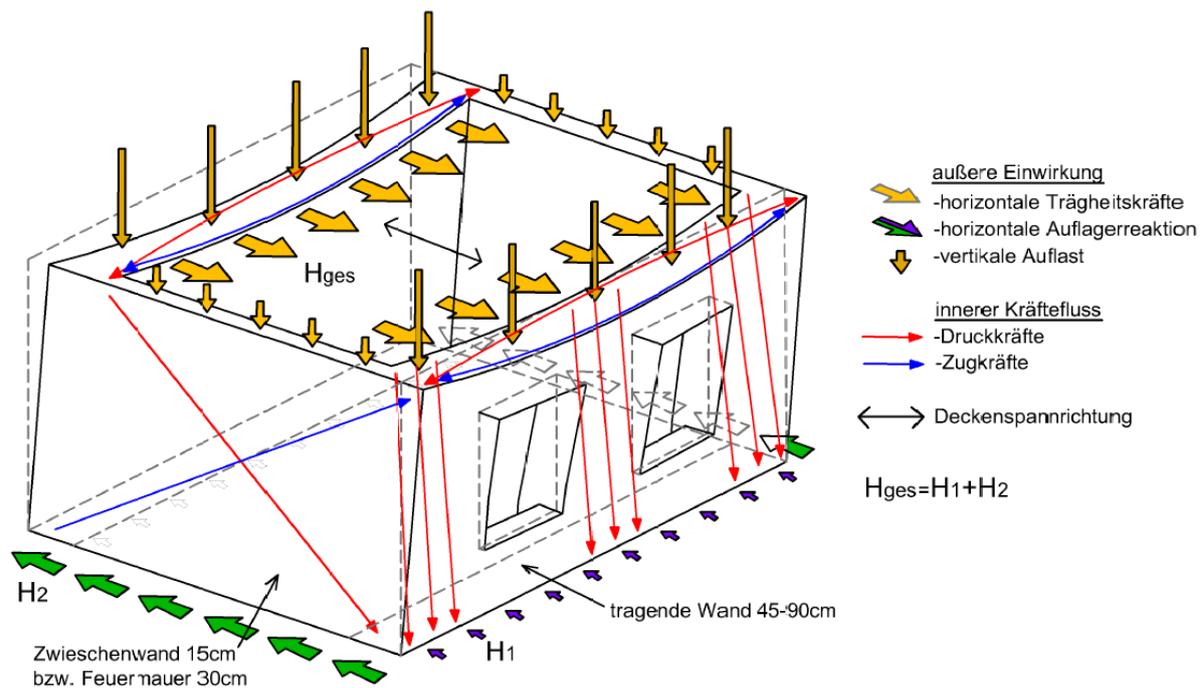
Im Kapitel 3.4 wurden die unterschiedlichen Fundierungsarten der Gründerzeithäuser erläutert. Über den Zusammenhang zwischen dem Erdbebenverhalten eines Hauses und den Fundamenten wurde im Zuge des SEISMID-Projektes [5] keine Aussage getroffen. Da die meisten Gründerzeithäuser unterkellert sind findet die Schwingungsanregung (und damit verbundene Kraftübertragung) durch das Fundament und über die Kellerwände statt. Somit ist die Fundierungsart von geringerer Bedeutung für das Erdbebenverhalten [5]. In dieser Arbeit wird die Interaktion zwischen Boden und Fundament vernachlässigt.

### 5.3 Ableitung der induzierten horizontalen Trägheitskräfte

Die Ableitung der Trägheitskräfte in den Boden hängt von der Baukonstruktionsweise des Gebäudes ab, genauer gesagt von den einzelnen Bauelementen und der Interaktion der einzelnen Bauelemente in der Gesamtstruktur. Die in die Wände induzierten Trägheitskräfte finden generell ihren Weg über Ihre eigene Geometrie (sofern diese nicht unterbrochen) in den Boden. Bei den generierten Deckenträgheitskräften ist die Ableitung der Kräfte von den Spannrichtungen, den Schubsteifigkeiten der Decken sowie von den Anschlussverbindungen der Decken und Wände und dem Zusammenspiel dieser abhängig.

#### **Beschreibung des Kraftflusses in einem Gründerzeithaus:**

Zuerst werden die Trägheitskräfte zufolge Deckenmasse in die tragenden Wände eingeleitet. Die tragenden Wände bilden horizontale Druckbögen, wodurch ein Teil der Kräfte in die dünneren Querwände eingeleitet werden. Die Querwände leiten die Kräfte weiter in den Baugrund. Der restliche Teil der Kräfte wird direkt über die tragenden Wände in den Baugrund abgeleitet. Entstehen während der Kraftableitung Zugkräfte die die aufnehmbare Zugfestigkeit in der Mauerwerksstruktur übersteigt, so führen diese zu Rissen im Mauerwerk [12]. Der Kraftfluss ist in der Abbildung 20 dargestellt.



**Abb. 20:** Kraftfluss in einem Gründerzeithaus aus [12]

Um den Lastabtrag eines Gründerzeithauses im Erdbebenfall gewährleisten zu können, werden folgende Randbedingungen festgelegt:

1. Die Wände parallel zur Erdbebenrichtung (Feuermauern) weisen keine Verbindung zur Decke auf
2. Die Wände rechtwinklig zur Erdbebenrichtung haben eine Verbindung zur Decke und werden durch vertikale und horizontale Lasten aus der Decke belastet
3. Die Decke ist schubweich
4. Die Wände sind in den Ecken durch Verband untereinander verbunden [12] [19]

## 5.4 Typische Erdbebenschäden

Der folgende Abschnitt behandelt Bauwerksschäden an Mauerwerksgebäuden, die nach einem realen Erdbeben aufgetreten sind unter Berücksichtigung von dem in den vorherigen Kapiteln erwähnten Material- und Gebäudeverhalten [14].

1) Schrägrisse: Werden auch Schubrisse oder Kreuzrisse genannt. Sie treten meistens in der Wandebene, bei Fassadenpfeilern zwischen Fenstern und bei Brüstungen und Stürzen von Fenstern auf. Die Bezeichnung Kreuzriss bekamen sie, weil durch die zyklische Belastung meistens zwei Diagonalrisse ein gedrehtes Kreuz bilden. Meistens werden sie wie im Kapitel 4.1 beschrieben, durch eine Kombination von Fugen- und Steinversagen hervorgerufen [13] [14].

2) Platten-Biegerisse: Im Falle einer senkrecht zur Wand verlaufenden Erdbebenbelastung, werden die Wände als Platten beansprucht, wodurch sogenannte „Platten-Biegerisse“ entstehen. Diese Risse entstehen häufig, wenn die Abstände zwischen den Querwänden zu groß sind oder die Deckensteifigkeit in der Ebene zu gering ist [14].

3) Abreißen von Wänden: Ein weiterer, noch größerer Schaden kann entstehen, wenn die Wand senkrecht durch das Erdbeben belastet wird, nämlich das Abreißen von Wänden. Der Grund für diesen Schaden ist die unzureichende Verbindung der Wand mit den Querwänden oder sogar eine fehlende Festhaltung der Wand in der Deckenebene. Am häufigsten sind Ausfachungen und Giebelwände davon betroffen [14].

4) Vertikale Sturzrisse: Häufig reißen Stürze vertikal durch da sie lokale Schwachstellen einer Wand sind [14].

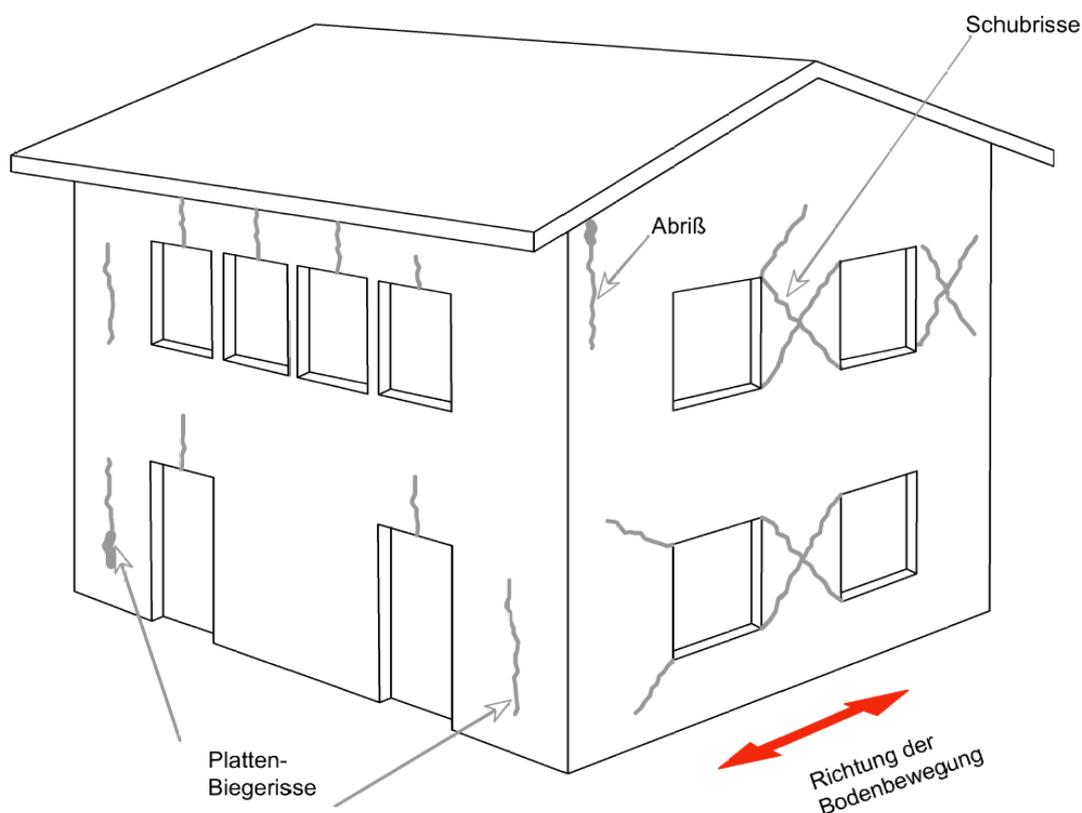


Abb. 21: Typische Erdbebenschäden an einem Gründerzeithaus [16]

## 6 Grundlagen der angewandten Nachbemessung

In erster Linie stellen in Österreich die EUROCODES 0,1,6 und 8 die Grundlage für die Nachbemessung des Altbestands im Erdbebenfall dar. Das Hauptaugenmerk liegt hier beim EC 8 – Erdbebeneinwirkungen. Die ÖNORM B 4008-1:2018, welche die früher gültige ONR 24009 ersetzt, sowie die OIB-Richtlinie 1 sind in der Nachbemessung von Bedeutung. Folgende Normen sind zum Zeitpunkt der Erstellung dieser Arbeit gültig:

ÖNORM EN 1990: 2013 03 15: Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung (konsolidierte Fassung)

ÖNORM B 1990-1: 2013 01 01: Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung – Teil 1: Hochbau – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1990 und nationale Ergänzungen

ÖNORM EN 1991-1-1: 2011 09 01: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau (konsolidierte Fassung)

ÖNORM B 1991-1-1: 2017 02 01: Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-1 und nationale Ergänzungen

ÖNORM B 1991-1-7: 2014 09 01: Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen – Außergewöhnliche Einwirkung – (konsolidierte Fassung)

ÖNORM EN 1996-1-1: 2013 01 01: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk (konsolidierte Fassung)

ÖNORM B 1996-1-1: 2016 07 01: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk – Nationale Festlegungen zur ÖNORM EN 1996-1-1

ÖNORM EN 1998-1: 2013 06 15: Erdbeben- Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten

ÖNORM B 1998-1: 2017 07 01: Erdbeben- Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten

ÖNORM EN 1998-3: 2013 10 01: Erdbeben- Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden

ÖNORM B 1998-3: 2018 10 15: Erdbeben- Beurteilung und Ertüchtigungen von Gebäuden

ÖNORM B 4008-1: 2018 10 15: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Tragwerke Teil 1 Hochbau

OIB Richtlinie 1: Mechanische Festigkeit und Standsicherheit ; April 2019

## 6.1 Grundbegriffe

In den nachfolgenden Kapiteln werden die wichtigsten Grundbegriffe zum Thema Erdbeben wiedergegeben und ausführlich erläutert. Die folgenden Begriffe sind für richtige Klassifizierung des Altbestandes und der Einwirkungsparameter für die Nachbemessung notwendig.

### 6.1.1 Schadensfolgeklasse

In der ÖNOR B 1990-1: 2013 03 15, Tabelle B.1 werden der Schadensfolgeklassen definiert. Diese werden als Klassen der Zuverlässigkeit, bei denen die Auswirkungen des Versagens oder der Funktionsbeeinträchtigung eines Tragwerks betrachtet werden, angesehen [28].

Tab. 11: Schadensfolgeklassen lt. ÖNORM EN 1990-1 - Tabelle B.1

Schadensfolgeklasse	Merkmale	Beispiele im Hochbau oder bei sonstigen Ingenieurbauwerken
CC 3	Hohe Folgen für Menschenleben oder sehr große wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Bauwerke (oder eigenständige Bauwerksteile) mit einem widmungsgemäßen Fassungsvermögen für mehr als 1000 Personen (wie z.B. Krankenanstalten, Einkaufszentren, Stadien, Bildungseinrichtungen)</li> <li>- Bauwerke, die eine Energie- und Versorgungsfunktion erfüllen</li> <li>- Bauwerke und Einrichtungen, die für den Katastrophenschutz dienen</li> <li>- Bauwerke, die unter die SEVESO II Richtlinie fallen</li> <li>- Bauwerke, die mehr als 16 oberirdische Geschoße besitzen</li> </ul>
CC 2	mittlere Folgen für Menschenleben oder beträchtliche wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Bauwerke, die nicht der Schadensfolgeklasse CC1 oder CC3 zuzuordnen sind</li> </ul>
CC 1	niedrige Folgen für Menschenleben und kleine vernachlässigbare wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Gebäude mit nicht mehr als drei oberirdischen Geschoßen und mit einem Fluchtniveau von nicht mehr als 7m, bestehend aus höchstens fünf Wohnungen bzw. Betriebseinheiten von insgesamt nicht mehr als 400m<sup>2</sup> Brutto-Grundfläche der oberirdischen Geschoße</li> <li>- Reihenhäuser mit nicht mehr als drei oberirdischen Geschoßen und einem Fluchtniveau von nicht mehr als 7m, bestehend aus Wohnungen bzw. Betriebseinheiten von jeweils nicht mehr als 400m<sup>2</sup> Brutto-Grundfläche der oberirdischen Geschoße</li> <li>- Landwirtschaftliche Bauwerke mit niedriger Personenfrequenz</li> </ul>

## 6.1.2 Festlegung der Bedeutungskategorie

Auf der Basis der definierten Schadensfolgeklasse ist auch eine Zuordnung zu den Bedeutungskategorien gemäß ÖNORM EN 1998-11 gegeben [37].

**Tab. 12:** Festlegung der Bedeutungskategorie und Versagensfolgeklassen auf Basis der Schadensfolgeklassen lt. ÖNORM EN 1990-1 - Tabelle B.3

Schadensfolgeklasse ÖNORM B1990-1	Bedeutungskategorie ÖNORM EN 1998-1	Versagensfolgeklasse ÖNORM EN 1991-1-7
CC 1	I	1
CC 2	II, IV	2a, 2b
CC 3	III, IV	3

Die Anwendung der Bedeutungskategorie IV ist der ÖNPRM EN 1998-1:2011, Tabelle 4.3 zu entnehmen, wobei die Einordnung dieser Gebäude in die Schadensfolgeklasse CC 2 oder CC 3 entsprechend ihrer Bedeutung vorzunehmen ist.

## 6.1.3 Versagensfolgeklassen

In der Tabelle A.1 der ÖNORM EN 1991-1-7 werden die Zusammenhänge zwischen Gebäudetyp und -Nutzung und der Versagensfolgeklasse geliefert [37].

**Tab. 13:** Versagensfolgeklassen lt. ÖNORM EN 1991-1-7-Tabelle A.1

Versagensfolgeklasse	Bauwerke
1	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Einfamilienhäuser mit bis zu 4 Stockwerken</li> <li>- Landwirtschaftliche Gebäude</li> <li>- Gebäude, die selten von Personen betreten werden, wenn der Abstand zu anderen Gebäuden oder Flächen mit häufiger Nutzung durch Personen mindestens das 1,5-fache der Gebäude beträgt</li> </ul>
2a Untere Risiko- Gruppe	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 5-stöckige Gebäude mit einheitlicher Nutzung</li> <li>- Hotels mit bis 4 Stockwerken</li> <li>- Wohn- und Apartmentgebäude mit bis 4 Stockwerken</li> <li>- Bürogebäude mit bis 4 Stockwerken</li> <li>- Industriebauten mit bis 3 Stockwerken</li> <li>- Einzelhandelsgeschäfte mit mehr bis 3 und 1000m<sup>2</sup> Geschoßfläche in jedem Geschoß</li> <li>- Einstöckige Schulgebäude</li> <li>- Alle Gebäude mit bis zu 3 Stockwerken mit Publikumsverkehr und Geschoßflächen bis 2000m<sup>2</sup> in jedem Geschoß</li> </ul>
2b Obere Risiko- Gruppe	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Hotels, Wohn- und Apartmentgebäude mit mehr als 4 und bis 15 Stockwerken</li> <li>- Schulgebäude mit mehr als einem und bis 15 Stockwerken</li> <li>- Einzelhandelsgeschäfte mit mehr als 3 und bis 15 Stockwerken</li> <li>- Krankenhäuser mit bis 3 Stockwerken</li> <li>- Bürogebäude mit mehr als 4 und bis 15 Stockwerken</li> <li>- Alle Gebäude mit Publikumsverkehr und Geschoßflächen mehr als 2000m<sup>2</sup> und bis 5000m<sup>2</sup> in jedem Geschoß</li> <li>- Parkhäuser mit bis 6 Stockwerken</li> </ul>
3	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Alle Gebäude, die die Stockwerkszahl und Flächengrenzen der Klasse 2 übersteigen</li> <li>- Alle Gebäude mit starkem Publikumsverkehr</li> <li>- Stadien mit mehr als 5000 Zuschauern</li> <li>- Gebäude mit lagernden Gefahrgütern oder gefährlichen Verfahren</li> </ul>

### 6.1.4 Bedeutungskategorie

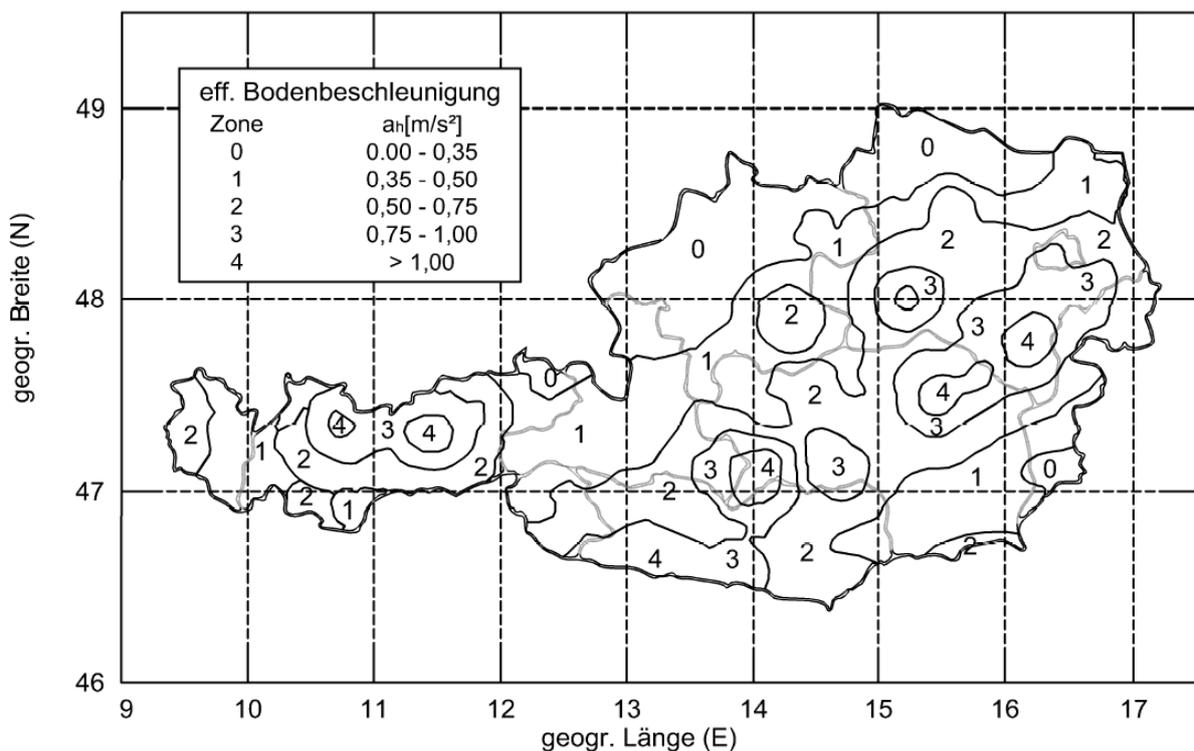
Die Einteilung der Hochbauten in den zuständigen Bedeutungskategorien erfolgt nach der nachfolgenden Tabelle (aus der ÖNORM 1998-1: 2013 06 15, S.40, Tabelle 4.3):

**Tab. 14:** Bedeutungskategorien lt. ÖNORM EN 1998-1 - Tabelle 4:3

Bedeutungskategorie	Bauwerke
I	Bauwerke von geringer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit, z.B. landwirtschaftliche Bauten, usw.
II	Gewöhnliche Bauwerke, die nicht unter die anderen Kategorien fallen
III	Bauwerke, deren Widerstand gegen Erdbeben wichtig im Hinblick auf die mit einem Einsturz verbundenen Folgen, z.B. Schulen, Versammlungsräume, kulturelle Einrichtungen usw.
IV	Bauwerk, deren Unversehrtheit während Erdbeben von höchster Wichtigkeit für den Schutz der Bevölkerung ist, z.B. Krankenhäuser, Feuerwachen, Kraftwerke usw.

### 6.1.5 Erdbebenzonen

Um die Erdbebengefährdung in Österreich darzustellen werden Erdbebengefährdungskarten verwendet welche als Erdbebenzonenkarten in den Normen zu finden sind. Aus der Erdbebenzonenkarte können die Maximalwerte der Erdbebenbeschleunigung und die Wiederkehrperiode der Erdbeben entnommen werden. In Abbildung 23 ist die Zoneneinteilung der Erdbebengefährdung in Österreich entsprechend ÖNORM B 1998-1 zu sehen. Die Einteilung erfolgt in fünf Zonen (0-4) wobei jeder der fünf Zonen eine effektive horizontale Bodenbeschleunigung zugewiesen wird [17].



**Abb. 23:** Zoneneinteilung der Erdbebengefährdung in Österreich nach ÖNORM B 1998-1 [21]

### 6.1.6 Bedeutungsbeiwert

Der Bedeutungsbeiwert  $\gamma_1$  ist ein Faktor mit welchem die Referenzbodenbeschleunigung multipliziert wird. Dieser Wert ergibt sich aus der Erdbebenzone, dem Gebäudestandort und der Bedeutungskategorie (siehe Tabelle 15). Der Bedeutungsbeiwert wird verwendet um die Wiederkehrperiode des Bemessungsbebens künstlich zu erhöhen und dient somit zur Sicherheitserhöhung [22].

**Tab. 15:** Bedeutungsbeiwerte in Abhängigkeit der Erdbebenzonen und der Bedeutungskategorie nach [23]

Zonengruppe	Bedeutungskategorie			
	I	II	III	IV
0	0,8	1,0	1,0	1,0
1	0,8	1,0	1,0	1,0
2	0,8	1,0	1,1	1,2
3	0,8	1,0	1,4	1,4
4	0,8	1,0	1,4	1,4

Die Bemessungsbodenbeschleunigung ist das Produkt aus der Referenzbeschleunigung und dem Bedeutungsbeiwert. Der Bedeutungsbeiwert für Gründerzeithäuser, welche in der Bedeutungskategorie „gewöhnliche Bauten“ fallen, beträgt 1.

### 6.1.7 Baugrundbeschaffenheit und Baugrundklassen

Der Einfluss des Baugrundes in Bezug auf die Erdbebeneinwirkung wurde im Kapitel 5.2 erklärt. Der Baugrund wird in der ÖNORM EN 1998-1: 2013 06 15 in sieben Baugrundklassen unterteilt (siehe Tabelle 16).

**Tab. 16:** Baugrundklassen nach ÖNORM B 1998-1:2013 06 15, Tabelle 3.1

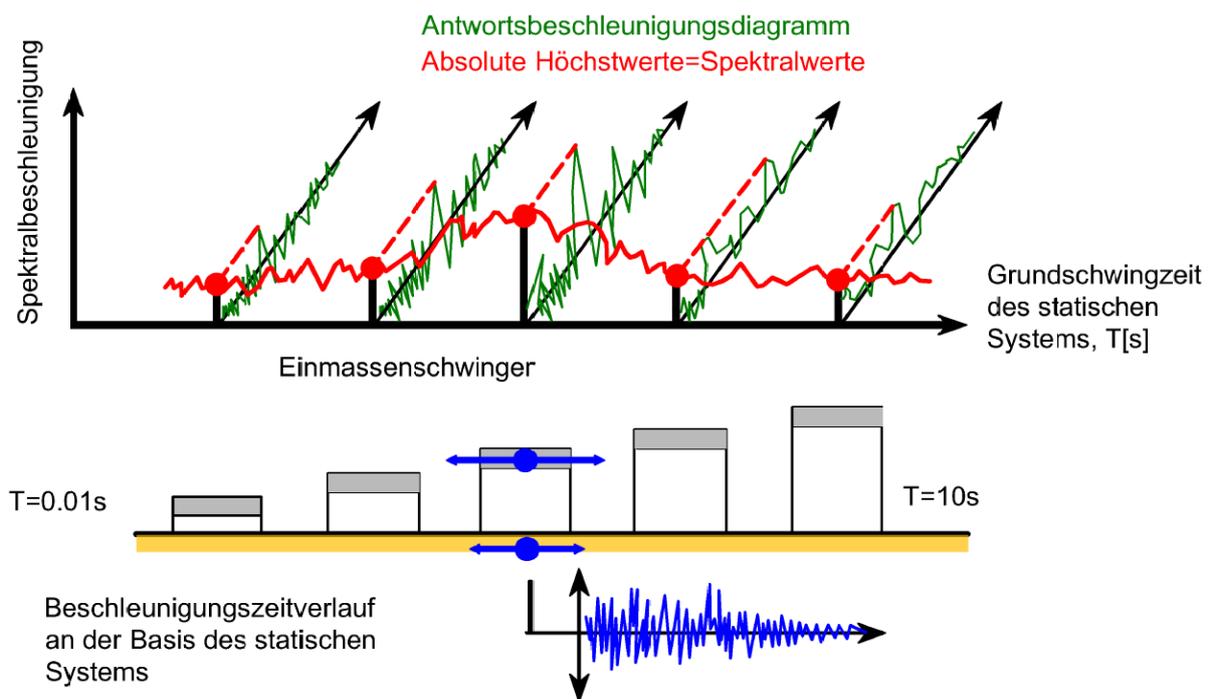
Baugrundklasse	Beschreibung des stratigraphischen Profils
A	Fels oder andere felsähnliche geologische Formation, mit höchstens 5 m weicherem Material an der Oberfläche
B	Ablagerungen von sehr dichtem Sand, Kies oder sehr steifem Ton, mit einer Dicke von mindestens einigen zehn Metern, gekennzeichnet durch einen allmählichen Anstieg der mechanischen Eigenschaften mit der Tiefe
C	Tiefe Ablagerungen von dichtem oder mitteldichtem Sand, Kies oder steifem Ton, mit Dicken von einigen zehn bis mehreren hundert Metern
D	Ablagerungen von lockerem bis mitteldichtem kohäsionslosen Boden (mit oder ohne einige weiche kohäsive Schichten) oder von vorwiegend weichen bis steifem kohäsiven Boden
E	Ein Bodenprofil, bestehend aus einer Oberflächen-Alluvialschicht mit $v_s$ -Werten nach C oder D und veränderlicher Dicke zwischen etwa 5 m und 20 m über steiferem Bodenmaterial mit $v_s > 800$ m/s
$S_1$	Ein Bodenprofil, bestehend aus einer Oberflächen-Alluvialschicht mit $v_s$ -Werten nach C oder D und veränderlicher Dicke zwischen etwa 5 m und 20 m über steiferem Bodenmaterial mit $v_s > 800$ m/s
$S_2$	Ablagerungen von verflüssigbaren Böden, empfindlichen Tonen oder jedes andere Bodenprofil, das nicht in den Klassen A bis E oder $S_1$ enthalten ist

### 6.1.8 Elastische Antwortspektren

Elastische Antwortspektren ermöglichen die Darstellung der Maximalantwort (bezüglich Verschiebung, Geschwindigkeit oder Beschleunigung) die ein elastischer Einmassenschwinger zufolge einer Bodenbeschleunigung (Beschleunigungszeitverlauf des Erdbebens) erfährt [24].

#### Erstellungsschema:

Eine Reihe von linearen Einmassenschwingern mit 5% viskoser Dämpfung wird von einem Bodenbeschleunigungszeitverlauf angeregt. Jeder Einmassenschwinger erfährt dabei eine maximale Beschleunigung, wobei es sich dabei um die elastische Spektralbeschleunigung für die Grundschiwingzeit handelt. Durch die Serie an Einmassenschwingern werden die - für das Bauingenieurwesen - relevanten Grundschiwingzeiten ( $T=0,01\text{s}$  bis  $10\text{ s}$ ) aufgezeichnet. So wird das elastische Antwortspektrum Punkt für Punkt konstruiert. Dasselbe Schema wird für die Bestimmung der elastischen Antwortspektren in Geschwindigkeit oder Verschiebung angewendet [24].



**Abb. 23:** Erstellungsschema elastischer Antwortspektren [24]

Wie auch in der Abbildung 23 des Erstellungsschemas zu erkennen ist, stehen die Antwortspektren mit dem Baugrund in direkter Verbindung. Somit ergibt sich für jede Baugrundklasse das zugehörige Antwortspektrum.

Die Norm unterscheidet zwischen zwei Spektralformtypen, wobei in Österreich der Typ 1 anzuwenden ist. Der Kurvenverlauf des elastischen Antwortspektrums zwischen den Schwingungsdauern  $0$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  und  $T_D$  wird mir folgenden Formeln gemäß ÖNORM EN 1998-1,2013 06 15, Abschnitt 3.2.2.2 (S.33) beschrieben:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$$

mit

$S_e(T)$  als Ordinate des elastischen Antwortspektrums;

$T$  als Schwingungsdauer eines linearen Einmassenschwingers;

$a_g$  als Bemessungs-Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A ( $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$ );

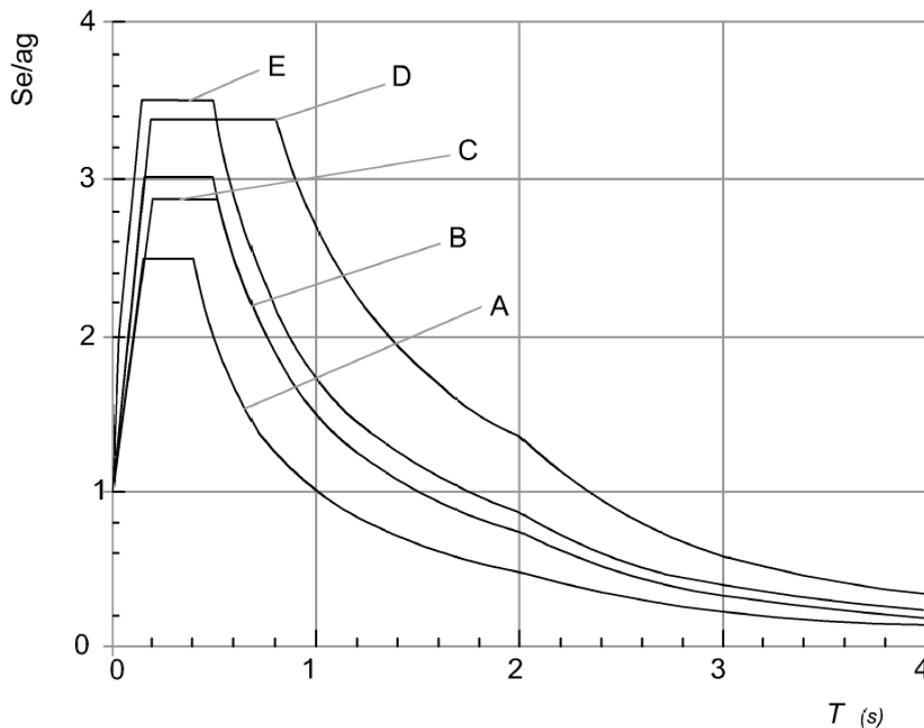
$T_B$  als untere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung;

$T_C$  als obere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung;

$T_D$  als Wert, der den Beginn des Bereichs konstanter Verschiebungen des Spektrums definiert;

$S$  als Bodenparameter;

$\eta$  als Dämpfungs-Korrekturbeiwert mit dem Referenzwert  $\eta = 1$  für 5 % viskose Dämpfung



**Abb. 24:** Antwortspektren für Baugrundklassen Typ1 laut ÖNORM EN 1998-1:2013 06 05

Die Tabelle 16 fasst die Parameterwerte zur Beschreibung der elastischen Antwortspektren vom Typ 1:

Baugrundklasse	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

**Tab. 17** : Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren vom Typ 1 laut ÖNORM EN 1998-1:2013 06 05, Tabelle 3.2

### 6.1.9 Bemessungsspektrum

Das Bemessungsspektrum wird anhand des elastischen Antwortspektrums und unter der Berücksichtigung des Verhaltensbeiwertes  $q$ , des Bauwerkes definiert. Dieser Beiwert berücksichtigt die Energiedissipation sowie das nichtlineare Verhalten von Bauwerken. Der Verhaltensbeiwert  $q$  vermindert die elastischen Spektralwerte entsprechend der Fähigkeit der Tragstruktur, plastischen Verformungen standzuhalten. Je mehr ein Gebäude plastischen Verformungen ohne Versagen standhalten kann umso größer ist der Beiwert  $q$  [24].

Folgende Formeln gemäß ÖNORM EN 1998-1,2013 06 15, Abschnitt 3.2.2.5 (S.37) definieren den Kurvenverlauf des Bemessungsspektrums:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  und  $T_D$  sind hier gemäß ÖNORM EN 1998-1:2013 06 05, Tabelle 3.2 entsprechend der jeweiligen Baugrundklasse einzusetzen.

$\beta$ : Beiwert für den unteren Grenzwert des Bemessungsspektrums;  $\beta = 0,2$

$q$ : Verhaltensbeiwert;  $q = 1,5$

$a_g$ : Bemessungswert der Bodenbeschleunigung:  $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$

## 6.2 Erdbebenerfüllungsfaktor

Die Erdbebensicherheit eines Gebäudes wird durch den Erdbebenerfüllungsfaktor ( $\alpha$ -Wert) definiert. Der Erdbebenerfüllungsfaktor wird laut ÖNORM B 1998-3: 2018 10 15, wie folgt bestimmt [25]:

$$\alpha = \frac{E_d}{R_d}$$

mit:

$E_d$  = „Bemessungswiderstand (ausgedrückt durch Kraft, Beschleunigung oder Verschiebung) des zu beurteilenden Gebäudes gegen Erdbeben, berechnet gemäß ÖNORM EN 1998-3“ [25]

$R_d$  = „Bemessungs-Erdbebeneinwirkung (ausgedrückt durch Kraft, Beschleunigung oder Verschiebung), berechnet gemäß ÖNORM EN 1998-1“ [25]

Folgende Mindest-Erdbebenerfüllungsfaktoren dürfen nicht unterschritten werden:

Schadensfolgeklasse	Risikoklasse	Mindest-Erdbebenerfüllungsfaktor $\alpha$ min
CC 1	RC 1	0,09
CC 2	RC 2	0,25
CC 3	RC 3	0,85

Tab. 18: Mindest-Erdbebenerfüllungsfaktoren laut ÖNORM B 1998-3: 2018 10 15

## 6.3 Berechnungsverfahren

Die Norm sieht für die Berechnung des Erdbebennachweises eines Mauerwerkbauwerkes vier Berechnungsverfahren vor. Diese werden in zwei Materialverhalten unterteilt: das linear-elastische Verhalten und das nichtlineare Verhalten [13].

linear-elastisches Berechnungsverfahren :

- „vereinfachtes Antwortspektrumverfahren“
- „multimodales Antwortspektrumverfahren“

Folgende generelle Merkmale weisen die zwei linear-elastischen Berechnungsmethoden auf:

Berechnungsverfahren	vereinfachtes Antwortspektrumverfahren	multimodales Antwortspektrumverfahren
Berechnungsart	statisch, linear	dynamisch, linear
Aufwand	relativ klein	Mittel
Anwendungsbereich	regelmäßige und „normale“ Bauwerke	unregelmäßige und/oder bedeutende Bauwerke
Bemessungserdbeben	Antwortspektrum	

Tab. 19: Vergleich der linear-elastischen Berechnungsmethoden nach [2]

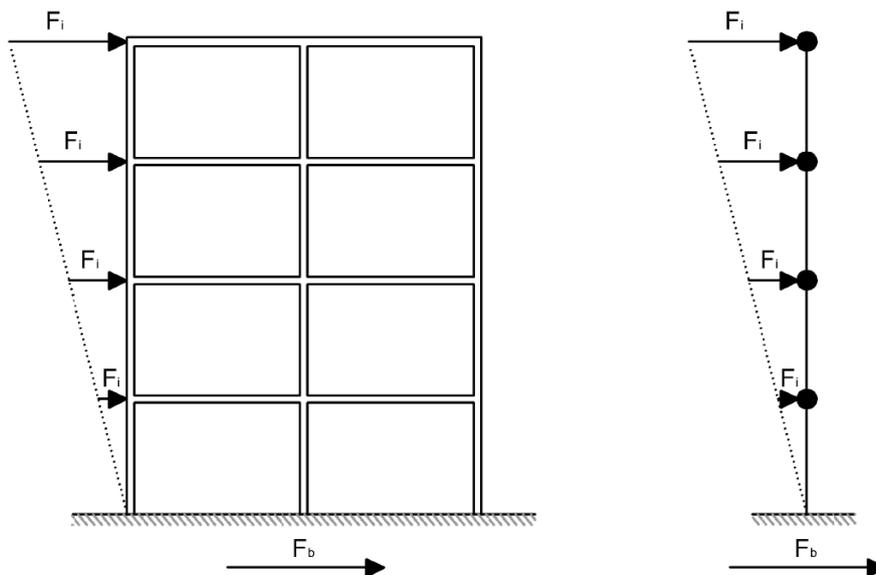
nichtlineare Berechnungsverfahren:

- nichtlineare statische (Pushover) Berechnung
- nichtlineare Zeitverlaufsrechnung (dynamisch)

Bei der Wahl des Berechnungsverfahrens ist zu beachten, dass für genauere Verfahren zusätzliche Parameter notwendig sind. Falls diese Parameter nicht genau bestimmt werden können oder sogar nur Annahmen sind bekommt man die Unsicherheit auf der Seite der Eingabewerte. In solchen Fällen ist die Wahl von genaueren Berechnungsverfahren nur eine scheinbare Sicherheitserhöhung [2].

### 6.3.1 Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren

Das vereinfachte Antwortspektrumverfahren, auch Ersatzkraftverfahren genannt, ist das gängigste Verfahren zur Erdbebenbemessung von Hochbauten. Bei dem Ersatzkraftverfahren handelt sich um eine statische Berechnungsart mit dynamischer Einwirkung. Dabei wird die Erdbebenbeanspruchung durch eine horizontale Erdbebeneratzkraft definiert, welche entlang der gesamten Gebäudehöhe linear verteilt angesetzt wird. Das Gebäude wird - für die Verteilung der Ersatzkräfte und die Berechnung der Schnittkräfte - durch einen im Boden eingespannten Einmassenschwinger ersetzt (vgl. Abb.25) [17], [26].



**Abb. 25:** lineare Erdbebenkraftverteilung über das Tragwerk und den Ersatzstab nach [27]

Die Gesamterdbebenkraft  $F_b$  ergibt sich aus dem Produkt des Bemessungswertes, der horizontalen Beschleunigung aus der Ordinate des Bemessungsspektrums  $S_d(T_1)$ , der Gesamtmasse des Bauwerkes  $m$  und dem Korrekturbeiwert  $\lambda$ . Der Korrekturbeiwert berücksichtigt, dass die effektive modale Masse bei mehr als 2 Stockwerken und Verschiebungsfreiheitsgraden kleiner als die Gesamtmasse ist. ( $\lambda = 0,85$ , wenn  $T_1 \leq 2 \cdot T_C$  und das Bauwerk mehr als 2 Stockwerke hat, sonst  $\lambda = 1$ ) [17] [26].

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

Die Erdbebenkraft wird dann Massenmoment-anteilig, in Annäherung an die erste Eigenform, dreiecksförmig auf die Geschoße nach folgender Formel aufgeteilt: [2]

$$F_i = F_b \cdot \frac{h_i \cdot m_i}{\sum_j^n h_j \cdot m_j}$$

mit:

$h_i, h_j$  = als Höhe der Massen  $m_i, m_j$  über der Ebene, in der die Erdbebeneinwirkung angreift (Fundamentebene oder Oberkante eines starren Kellergeschoßes)

$F_i$  = als am Stockwerk  $i$  angreifende Horizontalkraft

$m_i, m_j$  = als Stockwerksmassen

Das vereinfachte Antwortspektrumverfahren darf nur bei Bauwerken angewendet werden, wo die Antwort nicht durch Beiträge höherer Schwingungsformen als der ersten Schwingungsform beeinflusst wird. Folgende Anforderungen nach der ÖNORM EN 1998-1 2013 06 15 müssen erfüllt sein um das vereinfachte Antwortspektrumverfahren anwenden zu können [20]:

- die Aufrisskriterien nach ÖNORM EN 1998-1 Abschnitt 4.2.3.3
- die Eigenschwingungsdauer  $T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot \pi \\ 2,0 \text{ s} \end{cases}$

### 6.3.2 Multimodales Antwortspektrumverfahren

Für manche Gebäude ist die Vereinfachung des Ersatzkraftverfahrens viel zu trivial, da sie allein schon die Anwendungskriterien für das Ersatzkraftverfahren nicht erfüllen geschweige denn ihr Schwingungsverhalten, welches viel komplexer ist, sodass es nur mit der Grundschwingungsform beschrieben werden könnte. Für solche Gebäude wird das multimodale Antwortspektrumverfahren angewendet. Dieses Verfahren ist ein linear-dynamischer Berechnungsverfahren. Das multimodale Antwortspektrumverfahren berücksichtigt neben der ersten Schwingungsform auch weitere höhere Schwingungsformen da diese wesentliche Beiträge zur Gesamtschwingungsantwort leisten [17].

Alle wesentlichen Modalformen sind für die Ermittlung der Gesamtantwort berücksichtigt, wenn folgende Bedingungen erfüllt sind [20]:

- mindestens 90% der Gesamtmasse des Bauwerkes durch die effektiven Modalmassen, der einzelnen Modalbeiträge erreicht sind
- alle Modalbeiträge berücksichtigt sind, deren effektive Modalmassen größer als 5% der Gesamtmasse sind

Nach Berechnung der Schnittgrößen - der einzelnen Modalbeiträge - müssen diese mit einer geeigneten Methode kombiniert werden. Zur Auswahl stehen drei Methoden: die einfache Addition, die SRSS (Square Root of Sum of Squares) und die CQC (Complete Quadratic Combination). Eine einfache Addition verfälscht die Ergebnisse zu sehr da sie sie vergrößert. Die CQC-Kombination laut der folgenden Gleichung hat den Nachteil, dass die Dämpfungen  $\epsilon_{ij}$ , zwischen den einzelnen Eigenformen angenommen werden müssen [2].

$$E = \sqrt{\sum_i E_i^2}$$

Die SRSS-Überlagerung (siehe folgende Gleichung) wird am häufigsten verwendet [2].

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i \cdot E_j \cdot \epsilon_{ij}}$$

### 6.3.3 Pushover-Verfahren

Das Pushover-Verfahren wird an dieser Stelle nur vollständigheitshalber erwähnt. Die ausführlichere Wiedergabe der Pushover Analyse ist dem Kapitel 7 zu entnehmen.

### 6.3.4 Nichtlineare Zeitverlaufsrechnung

Die nichtlineare Zeitverlaufsrechnung – auch bekannt als inelastische dynamische Untersuchungen – ist eine noch exaktere und aufwändigere Methode als das Push-Over Verfahren. Dabei werden Bewegungsdifferentialgleichungen seismisch beanspruchter Tragwerke direkt integriert. Zur Verwendung kommen verschiedene Programme wobei zu beachten ist, dass häufig auch fehlende, nichtlineare Materialgesetze selbst definiert werden müssen, wodurch der Rechenvorgang sehr aufwendig wird. Viele Parameter können nur angenommen werden da man sie nicht so leicht untersuchen oder bestimmen kann, wodurch solche Programme bei Verwendung durch ungeübte Benutzer häufig fehleranfällig sind. In der Praxis ist das Aufwand/Nutzen-Verhältnis viel zu groß, sodass diese Methode – außer für wissenschaftliche Zwecke – kaum verwendet wird [13].

## 6.4 Vergleich der Berechnungsverfahren

In der folgenden Tabelle werden die wesentlichen Merkmale der Berechnungsverfahren dargestellt.

**Tab. 20:** Wesentliche Merkmale der Berechnungsverfahren nach [27]

	<b>Ersatzkraftverfahren</b>	<b>Antwortspektrumverfahren</b>	<b>Nichtlineare statische Berechnung</b>	<b>Nichtlineare dynamische Berechnung</b>
<b>geometrisches Modell</b>	zweidimensional	zwei- oder dreidimensional	zweidimensional	zwei- oder dreidimensional
<b>dynamisches Modell</b>	linearer Einmassenschwinger	linearer Mehrmassenschwinger	nichtlinearer Einmassenschwinger	nichtlinearer Mehrmassenschwinger
<b>Materialmodell</b>	linear	linear	nichtlinear	nichtlinear
<b>Dämpfungsmodellverfahren</b>	viskos	viskos	viskos	viskos und hysteretisch
<b>Berücksichtigung der Torsion</b>	Vergrößerungsfaktor	linear	Vergrößerungsfaktor	nichtlineare
<b>berücksichtigte schwingformen</b>	<b>Ein-</b> nur Grundswingungsform	Grund- und höhere Eigenschwingungsformen	nur Grundswingungsform	nicht relevant
<b>Berücksichtigung Materialverhalten</b>	<b>von</b> pauschaler Reduktionsfaktor	pauschaler Reduktionsfaktor	nichtlineares Materialverhalten	nichtlineares Materialverhalten
<b>Erdbebenanregung</b>	Antwortspektrum	Antwortspektrum	Antwortspektrum	Zeitverlauf
<b>Resultatgrößen</b>	Schnittgrößen und Verformungen	Schnittgrößen und Verformungen	lokaler Duktilitätsbedarf; Schnittgrößen und Verformung	lokaler Duktilitätsbedarf; Schnittgrößen und Verformung
<b>Begrenzung des Einsatzbereiches</b>	regelmäßige Bauwerke	alle Bauwerke	Grundswingungsform dominierend	alle Bauwerke
<b>typische Anwendungen</b>	Bemessung	Bemessung	Nachrechnung bestehender Bauwerke	Nachweis von bedeutenden Bauwerken; Nachrechnen von Versuchen
<b>Berechnungsaufwand</b>	klein	mittel	groß	sehr groß

## 7 Das Pushover-Verfahren

### 7.1 Allgemeines

Um dem nichtlinearen Materialverhalten Rechnung zu tragen, wird bei der Pushover Analyse eine nichtlineare statische Berechnung angesetzt, bei der die charakteristische globale Kraft-Verschiebungsbeziehung mittels einer steigenden horizontalen Belastung ermittelt wird. Die Belastung wird so lange monoton gesteigert, bis die Struktur versagt [5].

Das Pushover Verfahren hat gegenüber den anderen Berechnungsmodellen den wesentlichen Vorteil, dass die nichtlinearen Tragreserven im Erdbebenfall berücksichtigt werden. Die linear-statischen Berechnungsmethoden berücksichtigen das nichtlineare Verhalten global über den Verhaltensbeiwert  $q$  und vermögen damit das nichtlineare Tragverhalten nur in Grenzen zu berücksichtigen [17].

Bei der Pushover-Methode werden Umlagerungseffekte infolge Nichtlinearitäten, wie z.B. Rissbildungen im Mauerwerksbau berücksichtigt und zugleich dynamische Zeitverlaufsrechnungen vermieden. Dadurch werden materialspezifische Eigenschaften vom Mauerwerk und die damit verbundenen, genaueren plastischen Tragwerksreserven berücksichtigt. Das Überschreiten einer bestimmten Grenzlaster einer Wand führt anfangs zu Rissen. Diese Risse führen dazu, dass Energie dissipiert wird und es zu Kraftumlagerungen kommt. Die angerissene Wand besitzt jedoch noch eine Resttragfähigkeit und kann noch bis zur Grenzverformung plastisch verformt werden. Solange Kräfte bei zunehmender Verformung aufgenommen werden können begünstigt die Wand das Gesamtverhalten des Gebäudes [13]. Die Pushover-Methode ermöglicht vor allem in der Nachbemessung im Altbestand die Berechnung einer höheren Erdbebensicherheit, was unter linear-statischen Methoden nicht erreicht wird [12].

Die Grundlage des Pushover-Verfahrens ist die Ermittlung der „Bauwerkskapazität“. Diese wird durch die Fähigkeit ermittelt, der aus dem Erdbeben wirkenden seismischen Belastung standzuhalten. Den größten Einfluss auf die „Bauwerkskapazität“ haben das nichtlineare Verformungsverhalten und die Materialparameter. Die Kapazität lässt sich durch eine inelastische Kraft-Verformungskurve darstellen. Dabei wird die Belastung – eine Horizontalkraft – so lange gesteigert bis das Gebäude versagt. Diese Last-Verformungskurve wird „Pushover-Kurve“ genannt [13].

### 7.2 Die Pushover-Kurve

Die Pushover-Kurve wird zur Ermittlung der Erdbebenkapazität verwendet, weshalb sie auch Kapazitätskurve genannt wird. Dabei wird ein Kontrollpunkt definiert, meistens der Massmittelpunkt in der obersten Geschoßdecke. Die Form der Kurve stellt dabei die Verschiebung dieses Kontrollknotens als Funktion der Gesamterdbebenkraft am Fuße des Gebäudes, wobei das nichtlineare Materialverhalten der Mauerwerksscheiben unter Schub oder Biegung berücksichtigt wird. Durch monotone Steigerung der horizontal auf die Stockwerke wirkenden Trägheitskräfte ergibt sich die Verschiebung des Gebäudes. Die Kapazitätskurve ist eine Kraft-Verformungskurve (Arbeitslinie). Die Steigung dieser Kurve drückt die Steifigkeit des Gebäudes aus. Da die Kapazitätskurve aus der Summe aller einzelnen Kapazitätskurven der

Wände eines Gebäudes besteht, steht sie in direkter Verbindung mit dem Versagen einer dieser Wände. Versagt oder verformt sich eine Wand plastisch so führt dies zu einer Steifigkeitsreduktion des gesamten Gebäudes, was in weiterer Folge zu einer Reduktion der horizontalen Kraft bei zunehmender Verformung führt. Diese Reduktion der Gebäudesteifigkeit lässt sich aus der Kapazitätskurve herauslesen. In diesem Fall hat die Kurve einen Knick und wird flacher.

Mit der Beziehung zwischen dem, durch die Schädigung hervorgerufenen Steifigkeitsverlust und der Steigungsänderung lässt sich der Schadenszustand des Gebäudes aus jeder Stelle der Kapazitätskurve herauslesen. Die anfangs steil ansteigende Kapazitätskurve drückt den unbeschädigten, elastischen Bereich des Gebäudes. Nach der Überschreitung der elastischen Grenzlast beginnen die steigenden plastischen Verformungen welche zu Rissen im Mauerwerk und der damit verbundenen Steifigkeitsreduktion führt. Obwohl das Gebäude ab diesem Zeitpunkt plastische Schäden davonträgt, ist es noch weit entfernt vom Einsturz. Beim Erreichen der Grenzverschiebung kommt es zum Einsturz (Kollaps) des Gebäudes. Der Kollaps tritt ein, wenn die aufnehmbare Horizontalkraft einen Abfall auf maximal 80% der maximalen Kraft erfährt [12], [13], [28]. Die Abbildung 26 stellt die Kapazitätskurve mit dem dazugehörigen Schadenszustand eines Gebäudes dar.

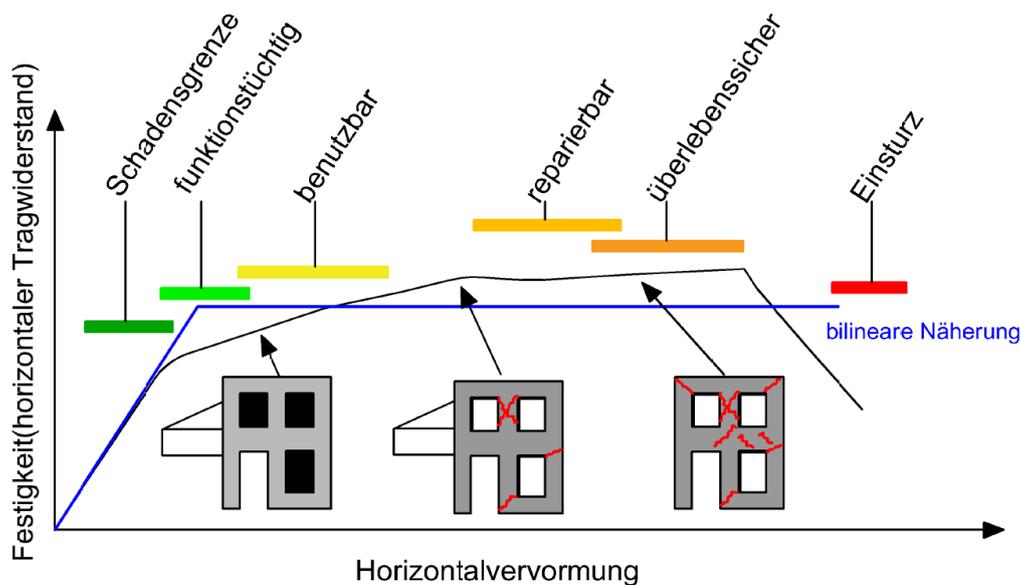


Abb. 26: Kapazitätskurve mit dem dazugehörigen Schadenszustand eines Gebäudes [27]

### 7.3 Das Prinzip

Bei dem Pushover-Verfahren wird der Schnittpunkt gesucht zwischen dem Antwortspektrum, welches auf der Einwirkungsseite ist und der Kapazitätskurve, welche auf der Widerstandsseite ist. Dieser Schnittpunkt wird als Performance-Point bezeichnet, welcher die sogenannte Zielverschiebung (= Verschiebungsbedarf) definiert. Anschließend wird mit der Zielverschiebung und der Kapazitätskurve der Schadenszustand ermittelt. Der Erdbebenachweis gilt dann als erfüllt, wenn die tolerierte Verschiebung größer ist als die Zielverschiebung. In diesem Fall ist das Gebäude in der Lage, diese Zielverschiebung aufzunehmen ohne dass ein maßgebendes Bauteil versagt (siehe Abbildung 27) [5].

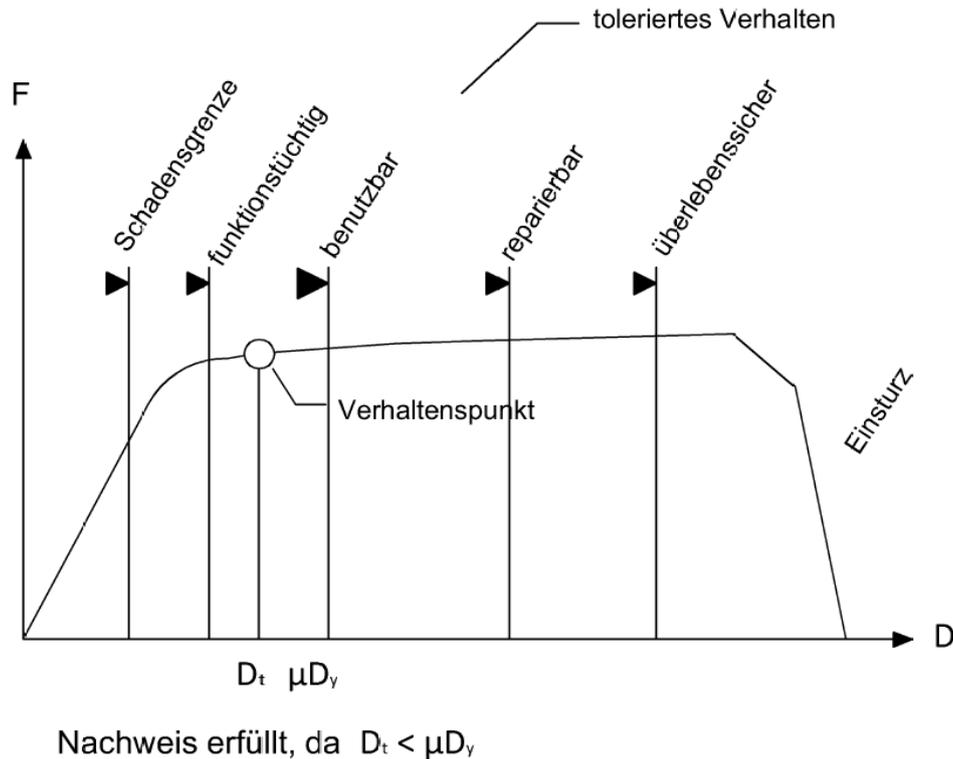


Abb. 27: Prinzip des Pushover-Verfahrens nach [5]

### 7.3.1 Transformation der Kapazitätskurve

Die Anwendung von Pushover-Methoden, erfordert dass die Kraft-Verformungskurve  $[F_b - d_u]$  in ein Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungsdiagramm  $[S_a - S_d]$  transformiert wird. Die Transformation erfolgt durch die Grundeigenform des Modells eines äquivalenten Einmassenschwingers. Folgende Beziehungen rechnen jeden Punkt  $i$  der Kapazitätskurve  $[F_{b,i} - d_{u,i}]$  in den dazugehörigen Punkt des Kapazitätsspektrums  $[S_{a,1} - S_{d,i}]$  um.

$$S_{a,i} = \frac{F_{b,i}}{M_{Tot,eff} \cdot \alpha_1} \quad S_{d,i} = \frac{d_{u,i}}{\phi_{1,Dach} \cdot \beta_1}$$

$\phi_{1,Dach}$  ist dabei die Ordinate der Grundeigenform auf Höhe des Daches,  $\beta_1$  ist der Anteilsfaktor für die Grundeigenform.  $\alpha_1$  ist das Verhältnis der effektiven Modalmasse der Grundeigenform  $M_{1,eff}$  zur effektiven Gesamtmasse  $M_{Tot,eff}$  des Systems [13].

### 7.3.2 Abminderung des Antwortspektrums

Um die Erdbebeneinwirkung am Standort zu beschreiben, wird wie beim Antwortspektrenverfahren ein elastisches Antwortspektrum verwendet. Um das Antwortspektrum in ein Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungsdiagramm ( $S_a$  Funktion von  $S_d$ ) umzurechnen wird folgende Gleichung verwendet [13]:

$$S_{d,i} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} \cdot S_{a,i}$$

### 7.3.3 Ermittlung des Performance-Points

Bei der Ermittlung des Performance-Points gibt es neben dem aufwändigen Verfahren der Kapazitätsspektrum-Methode auch ein vereinfachtes Verfahren. Dieses vereinfachte Verfahren wird N2-Methode genannt. [13] Beide Verfahren bzw. deren Voraussetzungen für die Anwendung werden folgend erläutert.

## 7.4 Kapazitätsspektrum Methode

Die Kapazitätsspektrum-Methode wurde von Freeman 1975 entwickelt. Heutzutage ist sie eine der anerkanntesten Methoden welche zur Tragwerksanalyse verwendet wird. Die Kapazitätsspektrum-Methode berücksichtigt die Energiedissipation des Gebäudes im nichtlinearen Bereich der Kraft-Verformungskurve durch die Ermittlung einer äquivalenten Dämpfung und durch die Abminderung des elastischen Antwortspektrums.

Die äquivalente viskose Dämpfung wird nach Chopra (2001) mit folgender Formel berechnet:

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{E_D}{E_{S0}}$$

Die Bestimmung des Performance-Points erfolgt iterativ unter Berücksichtigung einer verformungsabhängigen effektiven Bauwerksdämpfung  $\xi_{eff}$ , die sich aus dem Anteil der viskosen Dämpfung  $\xi_0$  und der äquivalenten viskosen Dämpfung  $\xi_{eq}$  infolge hysteretischen Verhaltens zusammensetzt [29].

$$\xi_{eff} = \xi_0 + \xi_{eq}$$

Um die verformungsabhängige Dämpfung zu berechnen werden zunächst die verformungsabhängigen Dämpfungsverläufe jeder Einzelwand ermittelt. Dabei wird der hysteretische Dämpfungsanteil aus dem Verhältnis der maximalen Dehnungsenergie zur dissipierten Energie bestimmt [29].

Dabei ist  $E_{S0}$  die maximale Dehnungsenergie und  $E_D$  die Hysterese-Energie, die der von der Hysterese-Schleife umschlossenen Fläche im Kraft-Verformungsdiagramm entspricht (siehe Abbildung 28) [13].

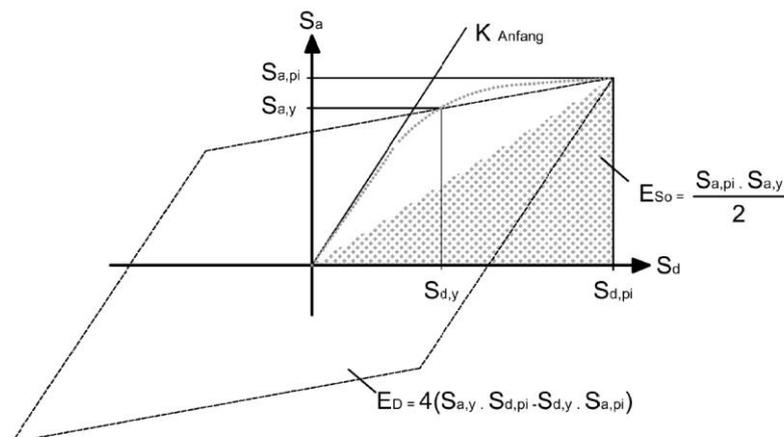


Abb. 28: Ableitung der äquivalenten viskosen Dämpfung nach [13]

Da der tatsächliche Hysterese-Verlauf nicht wie in der Abbildung 29 ein Parallelogramm ergibt, muss die viskose Dämpfung mit einem Korrekturfaktor  $\kappa$  (Damping Modification - Factor) reduziert werden [13].

$$\xi_{eff} = \xi_0 + \kappa \cdot \xi_{eq}$$

Durch die Reduzierung, der viskosen Dämpfung, reduziert sich auch das elastische Antwortspektrum. Das bedeutet, dass bei jedem Berechnungsschritt die Schädigungen und damit auch die verbundene Dämpfung zunehmen. Dadurch stellt sich jedes Mal ein anderes Antwortspektrum ein wodurch der Performance-Point nur iterativ bestimmt werden kann (siehe Abbildung 29) [12].

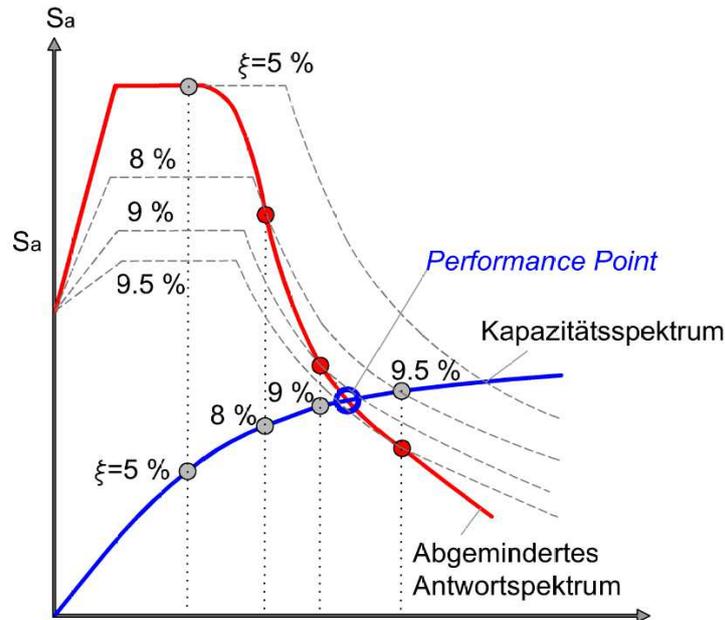
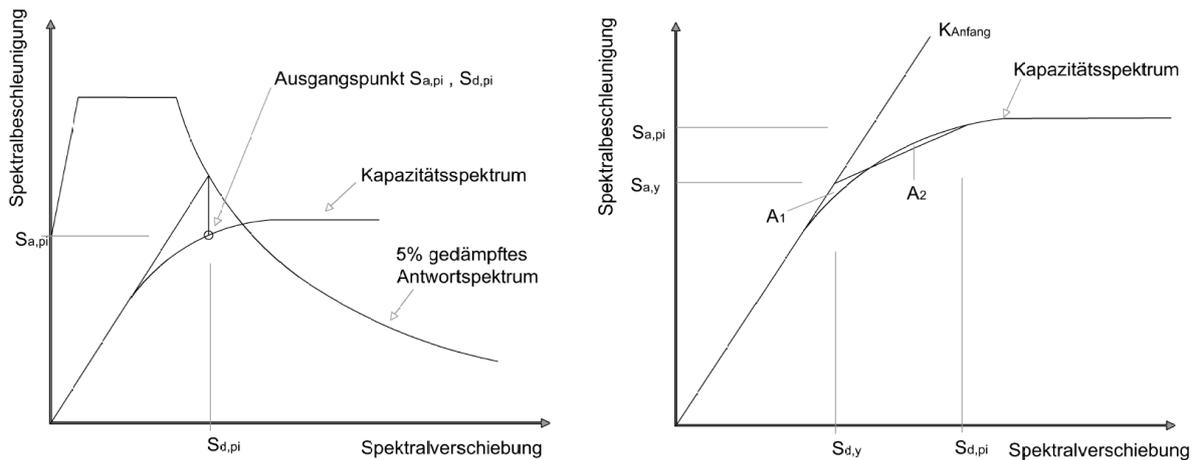


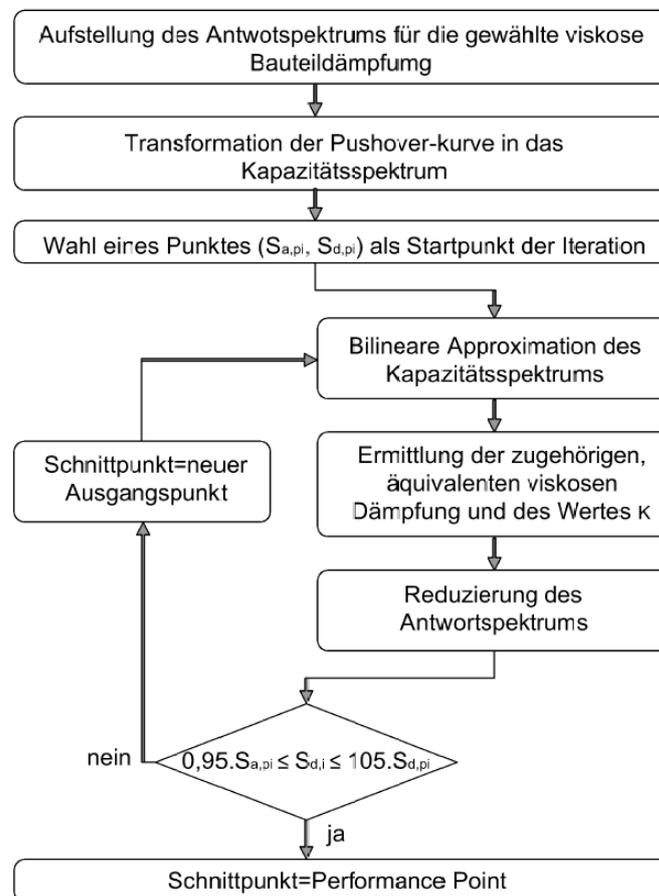
Abb. 29: Bestimmung des Performance Points nach [29]

Für die Bestimmung des Performance-Points wird von einer bilinearen Näherung der Kapazitätsspektrumkurve ausgegangen. Diese wird über das elastische Kapazitätsspektrum gelegt. Als erstes wird der elastische Bereich der Kapazitätsspektrumkurve, welcher durch eine Gerade definiert ist, verlängert bis er das elastische Kapazitätsspektrum schneidet. Der Schnittpunkt kann dann auf die Kapazitätsspektrumkurve projiziert werden. Das ist der Ausgangspunkt mit den Koordinaten  $S_{d,pi}$  und  $S_{a,pi}$ , für die Iteration. Durch diesen Punkt wird eine zugehörige bilineare Darstellung des Kapazitätsspektrums gelegt. Die erste Gerade - mit einer Steigung entsprechend der Anfangssteifigkeit - geht durch diesen Punkt. Eine zweite Gerade wird dann ebenfalls durch diesen Punkt gelegt, sodass die Flächen  $A1$  und  $A1$  gleich groß sind (Energieäquivalenz) (siehe Abbildung 30). Nun wird für diesen Punkt eine entsprechende äquivalente viskose Dämpfung  $\xi_{eq}$  unter Berücksichtigung des Korrekturfaktors  $\kappa$  ermittelt und daraus das reduzierte Antwortspektrum bestimmt [13].



**Abb. 30:** Ausgangspunkt der Iteration (rechts) und bilineare Approximation des Kapazitätsspektrums (links) [13]

Liegt dann die Spektralverschiebung des neuen ermittelten Schnittpunktes innerhalb der erlaubten Grenzwerte von  $0,95 \cdot S_{d,pi}$  und  $1,05 \cdot S_{d,pi}$  kann die Iteration abgebrochen werden und der Performance-Point ist gefunden. Dabei stellt  $S_{d,pi}$  die maximal zu erwartende Spektralverschiebung für das Bemessungsbeben dar. Sind die Grenzwerte überschritten so muss der Schritt mit einem neuen Ausgangspunkt wiederholt werden [13]. In der Abbildung 31 ist der ganze Vorgang in einem Flussdiagramm dargestellt.



**Abb. 31:** Flussdiagramm zur Bestimmung des Performance Points [13]

## 7.5 N2-Methode

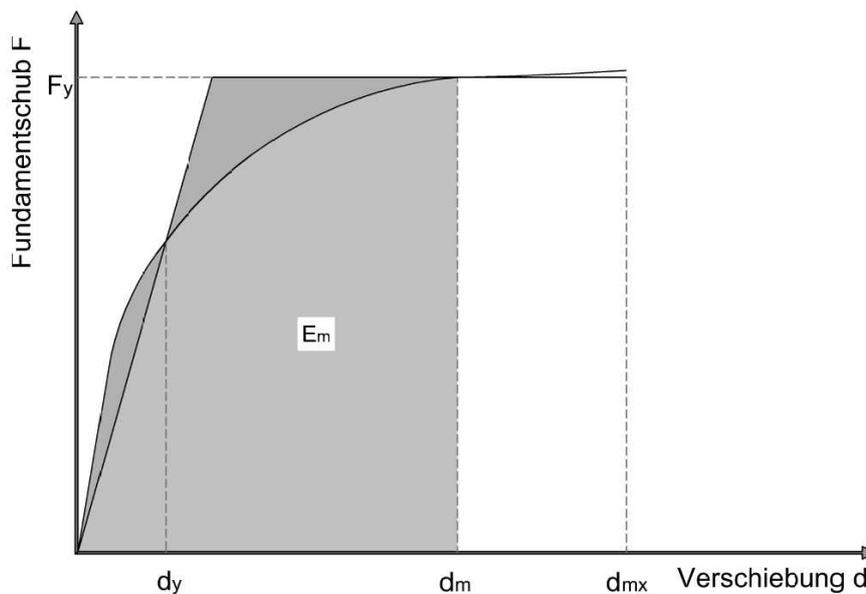
1992 entwickelte [Fajfar] eine vereinfachte Kapazitätsspektrum-Methode. Diese Methode wird N2-Methode genannt. Die N2-Methode ist ein vereinfachter Ansatz für die inelastischen Spektren. Die Voraussetzung für die Anwendung der N2-Methode ist, dass die Strukturantworten von der Grundschwingungsform (1.Eigenform) dominiert werden. Bei Gründerzeithäusern ist dies der Fall da sie eine Regelmäßigkeit in der Höhe aufweisen und zumeist nicht sehr hoch sind. Das Nachweiskonzept der in Österreich gültigen ÖNORM EN 1998-1: 2013 06 15, Anhang B basiert auf der vereinfachten Kapazitätsspektrum-Methode (N2-Methode) [5].

Vidic [1994] leitete inelastische Antwortspektren auf Grundlage von nichtlinearen Zeitverlaufsrechnungen an Einmassenschwingern her. Diese inelastische Spektren haben schon eine vorgegebene, effektive Dämpfung. Das bedeutet, dass keine iterative Berechnung für die Bestimmung des Performance-Points notwendig ist [13].

### Berechnungsverlauf :

Als erstes wird eine nichtlineare Pushover-Kurve mit bilinearer Näherung über eine Energieäquivalenzbetrachtung bestimmt. Deren Grundlage bildet die Fließverschiebung  $d_m$ , die maximale Fließkraft  $F_y$  und die Maximalverschiebung  $d_{max}$ . Die Anfangssteifigkeit der bilinearen Kurvenidealisierung wird über die Energieäquivalenz der Flächen unter der wirklichen und idealisierten Last-Verformungskurve bestimmt. Mit der Anfangssteifigkeit bestimmt man die Fließverschiebung  $d_y$  welche den Übergang vom elastischen zum plastischen Bereich festlegt. Diese Fließverschiebung wird durch die Verformungsenergie  $E_m$  der wirklichen Last-Verformungskurve definiert (siehe Abbildung 32) [13].

$$d_y = 2 \left( d_m - \frac{E_m}{F_y} \right)$$



**Abb. 32:** Nichtlineare Pushoverkurve mit bilinearen Näherung über eine Energieäquivalenzbetrachtung [13]

Nach der Bestimmung der bilinearen Pushover-Kurve, wird eine idealisierte Push-over-Kurve eines äquivalenten Einmassenschwingers durch Transformation mit dem Transformationsbeiwert  $\Gamma$ , durch folgende Formeln bestimmt [13]:

$$F^* = \frac{F}{\Gamma} \quad \text{und} \quad d^* = \frac{d}{\Gamma}$$

Nun kann die Periode des äquivalenten Einmassenschwingers berechnet werden:

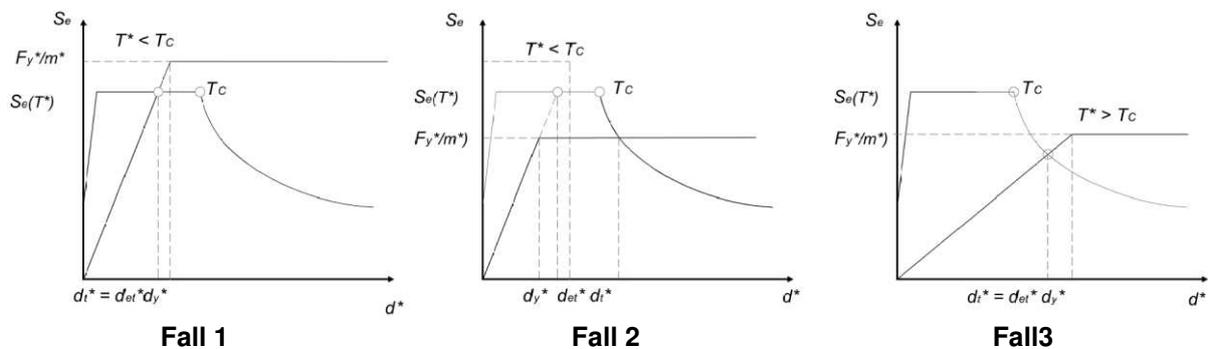
$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\left( \frac{m^* \cdot d_y^*}{F_Y^*} \right)}$$

$m^*$  = Masse des äquivalenten Einmassenschwingers

Danach wird die elastische Zielverschiebung  $d_{et}^*$  des äquivalenten Einmassenschwingers mit der Periode  $T^*$  unter Annahme eines elastischen Beschleunigungsantwortspektrums berechnet [13]:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[ \frac{T^*}{2\pi} \right]^2$$

Die Periode  $T^*$  bestimmt die Ordinate  $S_e(T^*)$  des elastischen Antwortspektrums. In Abhängigkeit des Periodenbereichs und des Materialverhaltens ist die gesuchte Zielverschiebung  $d_t^*$  aus der elastischen Zielverschiebung  $d_{et}^*$  zu bestimmen. Dabei ergeben sich drei Fallunterschiede für die Berechnung der Zielverschiebung die in der Abbildung 33 dargestellt sind [13]:



**Abb. 33:** Mögliche Schnittpunkte der Pushoverkurve mit dem Antwortspektrum [13]

Fall 1)  $T^* < T_C$  und  $\frac{F_y}{m^*} \geq S_e(T^*)$ ;  $d_t^* = d_{et}^*$

Fall 2)  $T^* < T_C$  und  $\frac{F_y}{m^*} < S_e(T^*)$ ;  $d_t^* = \frac{d_{et}^*}{qu} \left( 1 + (qu - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^*$

Fall 3)  $T^* \geq T_C$  und  $d_t^* = d_{et}^*$

Um die reale Zielverschiebung  $d_t$  des realen Systems zu bekommen wird die Zielverschiebung des äquivalenten Einmassenschwingers mit dem Transformationsbeiwert  $\Gamma$  multipliziert [13].

$$d_t = d_t^* \cdot \Gamma$$

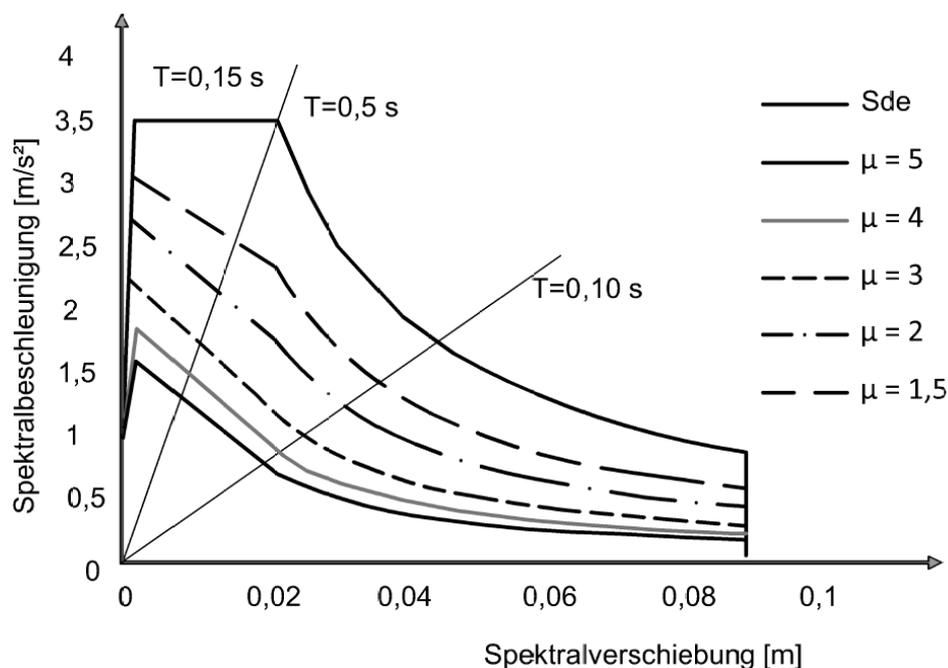
Der letzte Schritt ist die Ermittlung der Duktilität welche einen großen Einfluss auf die Bestimmung des Reduktionsfaktors  $R_\mu$  hat. Die Duktilität ermittelt sich aus der ermittelten Zielverschiebung  $d_t$  und der Fließverschiebung  $d_y$  mit folgender Formel [13]:

$$\mu = \frac{d_t}{d_y}$$

Der Reduktionsfaktor  $R_\mu$  spielt eine große Rolle bei der graphischen Kontrolle. Er wandelt das elastische in das inelastische Spektrum um [13]. Die Abbildung 34 zeigt die durch den Reduktionsfaktor abgeminderten Spektren.

$$R_\mu = (\mu - 1) \cdot \frac{T}{T_e} + 1 \text{ für } T < T_c$$

$$R_\mu = \mu \text{ für } T \geq T_c$$



**Abb. 34:** Abgeminderte Spektren des Elastischen Antwortspektrums  $S_{de}$  [13]

Die graphische Kontrolle erfolgt indem man das inelastische Antwortspektrum über die idealisierte bilineare Pushover-Kurve legt und dessen Schnittpunkt, den Performance-Point, ermittelt. Mit diesen kann dann die Zielverschiebung  $d_t$  abgelesen werden [13]

## 7.6 Vergleich der beiden Methoden

Die folgende Tabelle 21 vergleicht die maßgebenden Merkmale der beiden Berechnungsmethoden.

**Tab. 21:** Vergleich der Berechnungsmethoden nach [12]

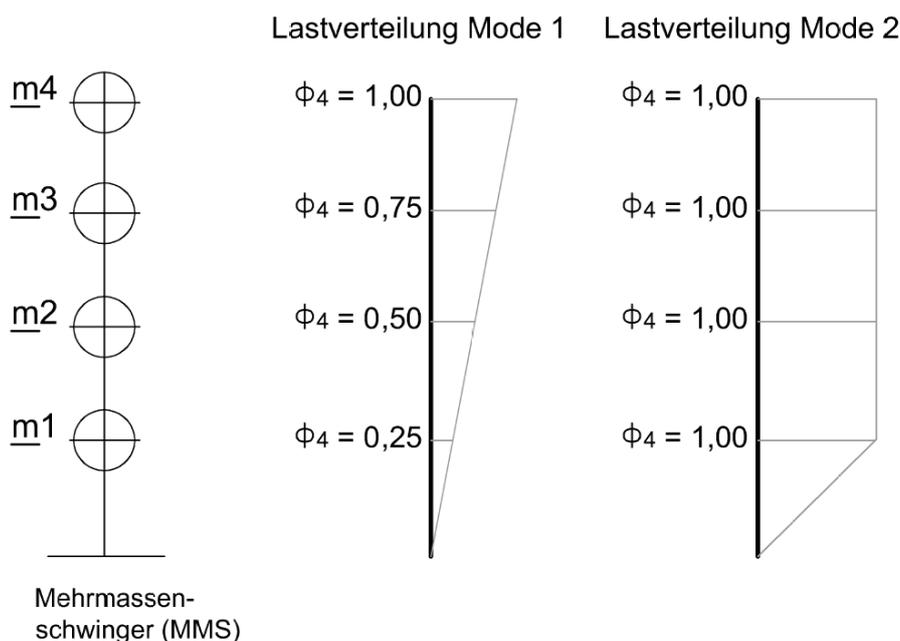
	Kapazitätsspektrum-Methode	N2-Methode
Berechnung	realistischer, aufwändiger	vereinfacht
Pushover-Kurve	tatsächlicher Verlauf	bilineare Näherung
Antwortspektrum	reduziert elastisch	reduziert inelastisch
bestimmt über	Dämpfung	Duktilität
Modalformen	Mehrere	1.Eigenform

## 7.7 Verteilung der Erdbebenlasten

Da die Richtung des Erdbebens nicht so einfach vorhersehbar ist, muss das Gebäude eine Erdbebeneinwirkung in beiden Hauptträgheitsrichtungen standhalten. Die Erdbebeneinwirkung muss aufgrund von Asymmetrien sowohl in positiver als auch in negativer Richtung aufgebracht werden. In der aktuellen Nachbemessung des Altbestandes werden die zwei Richtungen unabhängig voneinander betrachtet und werden nicht kombiniert [20].

Die Verteilung der Erdbebenkräfte über die Gebäudehöhe kann nach zwei Arten erfolgen (siehe Abbildung 35):

- MODE 1: eine modale Verteilung die proportional zu der ersten Eigenform ist
- MODE 2: „gleichmäßige“ Verteilung die unabhängig von der Höhenlage ist und proportional zu den Geschoßmassen ist [20].



**Abb. 35:** Verteilungen der Erdbebenkräfte über die Gebäudehöhen [31]

Die Wahl der Verteilung ist abhängig von der Gebäudehöhe. So macht die Verteilung nach der ersten Eigenform bei höheren Gebäuden einen Sinn, da bei diesen Gebäuden meistens die erste Eigenform maßgebend ist [30].

Gleiche Deckensysteme im gesamten Gebäude haben zur Folge, dass alle Geschoßmassen annähernd gleich sind. Der MODE 2 macht vor allem bei aufgelösten Erdgeschoßen (weiches Geschoß), wie sie oft in gründerzeitlichen Bauten mit Geschäftslokalen vorzufinden sind, sin. Die resultierenden Horizontalkräfte greifen an den Massenpunkten des Modells an. Nicht zu vergessen ist die eventuell auftretende Exzentrizität und die damit verbundenen Torsionsbelastungen [20].

## 7.8 Grenzzustände

### **Grenzzustand des Quasiversagens (NC):**

Die Wiederkehrperiode sind 2475 Jahre, mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 2% in 50 Jahren.

*„Das Bauwerk ist schwer beschädigt und besitzt niedrige horizontale Restfestigkeit und -steifigkeit, obwohl die vertikalen Tragglieder noch dazu in der Lage sind, Vertikallasten aufzunehmen. Die meisten nicht tragenden Bauteile haben versagt. Das Bauwerk steht kurz vor dem Einsturz und würde wahrscheinlich kein weiteres Erdbeben, auch kein solches geringer Intensität, aushalten.“* [ÖNORM 1998-3:2005, Seite 18]

Der Grenzzustand NC ist jener Verschiebungszustand bei dem die horizontale Tragfähigkeit auf unter 80% der gesamten Tragfähigkeit abgefallen ist.

### **Grenzzustand der wesentlichen Schädigung (SD):**

Die Wiederkehrperiode sind 475 Jahre, mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10% in 50 Jahren.

*„Das Bauwerk ist in wesentlichen Teilen beschädigt. Es besitzt eine gewisse horizontale Restfestigkeit und –steifigkeit, und die vertikalen Tragglieder sind dazu imstande, Vertikallasten aufzunehmen. Nichttragende Bauteile sind beschädigt, obwohl es kein Versagen von Trennwänden und Ausfachungen senkrecht zu ihrer Ebene gegeben hat. Es sind geringe bleibende gegenseitige Stockwerksverschiebungen vorhanden. Das Bauwerk kann Nachbeben geringer Intensität aushalten. Eine Sanierung des Bauwerks ist wahrscheinlich unwirtschaftlich.“* [ÖNORM 1998-3:2005, Seite 18]

Dieser Grenzzustand muss in Österreich nachgewiesen werden. Die Globalkapazität beim Grenzzustand SD darf gleich  $\frac{3}{4}$  der Verschiebungen im Grenzzustand NC (Bruchverschiebungskapazität) angesetzt werden.

### **Grenzzustand der Schadensbegrenzung (DL):**

Die Wiederkehrperiode sind 225 Jahre, mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 20% in 50 Jahren.

*„Das Bauwerk ist nur leicht beschädigt, die tragenden Bauteile erlitten keine maßgeblichen Plastifizierungen und haben ihre Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften behalten. Nichttragende Bauteile wie Trennwände und Ausfachungen können verteilte Risse aufweisen, aber die Schäden lassen sich ohne großen wirtschaftlichen Aufwand beheben. Bleibende*

*gegenseitige Stockwerksverschiebungen sind vernachlässigbar klein. Das Bauwerk benötigt keine Sanierungsmaßnahmen.*“ [ÖNORM 1998-3:2005, Seite 18]

Dieser Grenzzustand hat in Österreich keine Relevanz.

## 7.9 Berücksichtigung der Torsionseinwirkung

Bei unregelmäßiger Massenverteilung werden die Gebäude noch zusätzlich durch Torsionseinwirkungen beansprucht [17]. Dabei wird zwischen planmäßiger und zufälliger Torsion unterschieden.

### 7.9.1 Planmäßige Torsion

Der Massenmittelpunkt wird als Schwerpunkt der Massen eines Stockwerkes bezeichnet. Die Horizontalkräfte greifen im jeweiligen Massenmittelpunkt der Stockwerke an. Diese Torsionseinwirkung tritt dann auf, wenn der Schubmittelpunkt (Steifigkeitszentrum) und der Massenmittelpunkt eines Grundrisses nicht in unmittelbarer Nähe liegen [16].

Aus dem Abstand zwischen Schubmittelpunkt und Massenmittelpunkt entsteht ein Torsionsmoment, hervorgerufen durch die Horizontalkraft. Dieses Moment führt zu zusätzlichen Beanspruchungen. Bei der Pushover-Berechnung versagen – mit der Steigerung der Kraft und der damit verbundenen Verformung – nacheinander Wände. Das führt zu einer Steifigkeitsreduktion und dazu, dass sich die Lage des Schubmittelpunktes verändert. Durch den jedoch weiterhin unveränderten Massenmittelpunkt entsteht eine Exzentrizität, welche zu Torsionsbeanspruchungen führt [12].

### 7.9.2 Zufällige Torsion

Die ÖNORM EN 1998-1:2013 berücksichtigt noch eine zusätzliche Torsionseinwirkung, welche die Unsicherheiten der Massenverteilung auf den Geschoßdecken und die Veränderlichkeit der Erdbewegung abdeckt.

Diese wird zufällige Torsion genannt. Um dies zu berücksichtigen werden die Massenmittelpunkte von jedem Geschoß  $i$  um eine Ausmittigkeit  $e_{ai}$  von der eigentlichen Lage in beide Richtungen (rechtwinklig zueinander) verschoben.

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$$

mit:

$e_{ai}$  = zufällige Ausmittigkeit der Geschoßmasse  $i$  von ihrer eigentlichen Lage, für alle Geschoße in gleicher Richtung

$L_i$  = Geschoßabmessung rechtwinklig zur Richtung der Erdbewegungsbeanspruchung

Die ÖNORM EN 1998-1: 2013 06 15 erlaubt bei symmetrischer Verteilung der horizontalen Steifigkeit und der Massen im Grundriss und falls die zufällige Ausmittigkeit nach folgender Gleichung nicht mit einer genaueren Methode berücksichtigt wurde, die Torsionswirkung auf die lastabtragenden Bauteile mit einem definiertem Beiwert  $\delta$  der zu berücksichtigen. Die Beanspruchungen der Bauteile werden mit dem Beiwert multipliziert. Dieser ist wie folgt definiert:

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e}$$

mit:

$\delta$  = Beiwert zur Berücksichtigung der Ausmittigkeit

$L_e$  = Abstand zwischen den beiden äußersten Bauteilen, welche zur Lastabtragung der Horizontallasten dienen und rechtwinklig zur Richtung der Erdbebenbeanspruchung stehen

$x$  = Abstand des betrachteten Bauteiles zum Massenmittelpunkt

Bei räumlichen Berechnungsmodellen wie zum Beispiel das 3-Muri Programm dürfen die zufälligen Torsionseinwirkungen als Umhüllende der Beanspruchungsgrößen bestimmt werden, die aus statischen Belastungen stammen (resultierend als Torsionsmomente  $M_{ai}$  um die vertikale Achse jedes Geschoßes  $i$ ).

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i$$

mit:

$M_{ai}$  = als das um die vertikale Achse wirkende Torsionsmoment

$e_{ai}$  = als zufällige Ausmittigkeit der Geschoßmasse  $i$

$F_i$  = als die auf die Geschoße  $i$  wirkende Horizontalkraft

Die Beanspruchungen aus den Torsionsbelastungen sind mit positiven und negativen Vorzeichen zu berücksichtigen [20].

## 8 Berechnungsmodelle für Mauerwerksbauten

Für die Erdbebennachberechnung des Altbestandes eignen sich aktuell drei Modellvarianten. Das Gebäude kann als Ersatzstab, als ein ebenes Rahmenmodell oder als Pseudo 3D-Modell modelliert werden. Das Berechnungsmodell ist abhängig vom Berechnungsaufwand des Rechenverfahrens und der benötigten Ergebnisgenauigkeit zu wählen [13].

### 8.1 Ersatzstab

Das Ersatzstabverfahren ersetzt Schubwände durch äquivalente Ersatzstäbe. Das statische System des Ersatzstabs ist ein Kragträger (vgl. Abbildung 36). Bei der Berechnung der Steifigkeit des Ersatzstabs wird die Einspannwirkung der Riegel (Fensterstürze und/oder Fensterparapete) nicht berücksichtigt. So ergibt sich die Steifigkeit des Ersatzstabes aus der Summe der Kragarmsteifigkeiten der Schubwände in Richtung der Erdbebenbeanspruchung. Die Kragarmsteifigkeit der Wände lässt sich mit folgender Formel berechnen:

$$I_E = \frac{I}{\left(1 + \frac{3,46 \cdot EI}{h^2 \cdot GA}\right)}$$

mit:

$I_E$  = als Kragarmsteifigkeit der Wand

$E$  = als Elastizitätsmodul der Wand

$h$  = als Wandhöhe

$G$  = als Schubmodul der Wand

$A$  = als die Schubwandfläche

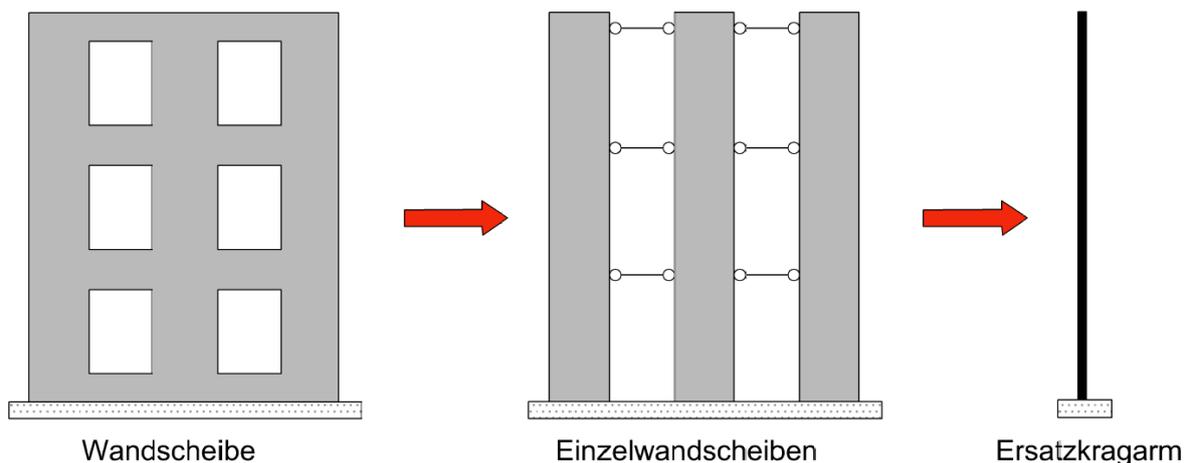
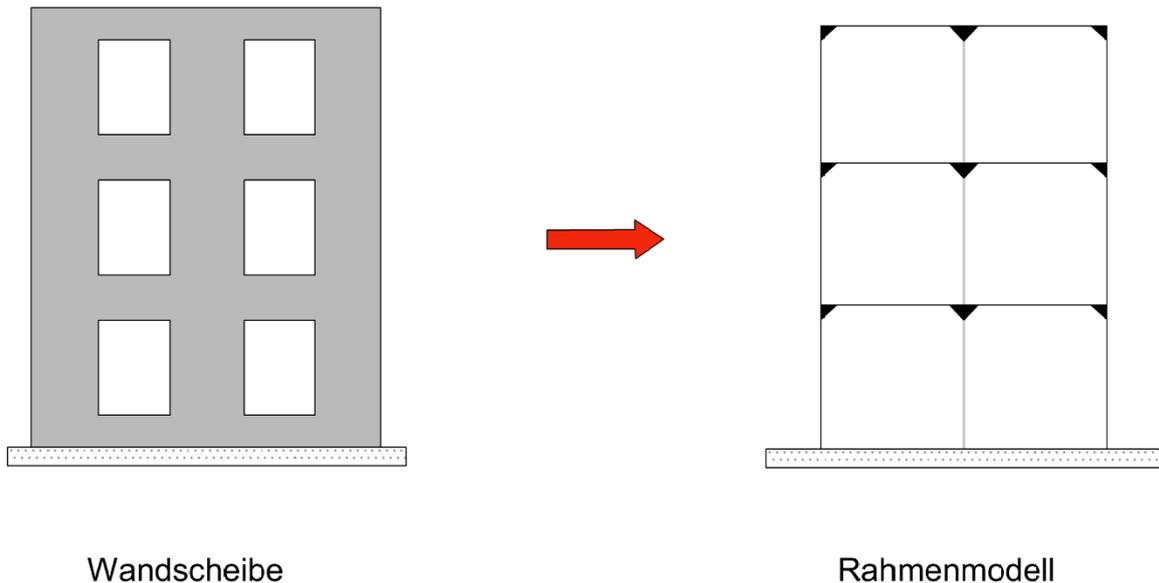


Abb. 36: Ersatzstabverfahren [13]

Die Kragarmsteifigkeiten werden durch entkoppelte Einzelwände berechnet. Bei bestehender Schubübertragung zwischen Wand und Querwand können zusammengesetzte Querschnitte verwendet werden. Dafür muss aber eine ausreichende Verzahnung zwischen den beiden Wänden vorhanden sein [13].

## 8.2 Ebenes Rahmenmodell

Ein Rahmenmodell (siehe Abbildung 37) kann erst dann angenommen werden, wenn die Riegelsteifigkeit der Sturzbereiche zwischen den durchgehenden Wandscheiben berücksichtigt wird.



**Abb. 37:** Ebenes Rahmenmodell [13]

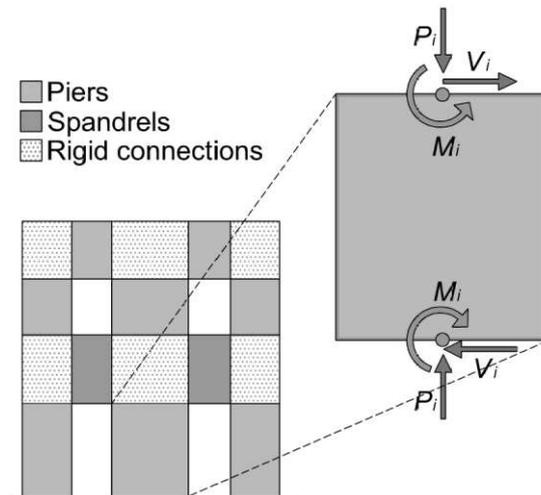
Die Interaktion zwischen Wandscheibe und Riegel wird vereinfacht durch zwei Randbedingungen angenommen. Entweder werden die Riegel biegeweich an die Kragarme angeschlossen (wodurch sich automatisch das Ersatzstabmodell einstellt) oder die Riegel werden biegesteif an die Wandscheiben angeschlossen. Durch den biegesteifen Anschluss ändern sich die Momentenverläufe der Wandscheiben sodass sich zusätzliche Druck- und Zugkräfte in den Stützen des Rahmenmodells zufolge horizontaler Erdbebenkräfte einstellen.

Bei Gründerzeithäusern sind die Fensterstürze meistens Sturzgewölbe. Diese vereinfachten Annahmen wurden in der Realität noch nicht untersucht somit kann der Einfluss unterschätzt oder gar nicht in Betracht gezogen werden, weshalb ein ebenes Rahmenmodell für Gründerzeithäuser nicht gut geeignet ist.

Ebene Rahmenmodelle eignen sich am besten für Mauerwerksbauten mit Stahlbetondecken oder umfassenden Stahlbeton-Rosten. In erster Linie werden Rahmenmodelle beim Ersatzkraftverfahren oder Antwortspektrenverfahren verwendet, um Verteilungseffekte der Einwirkungen im Tragwerk festzulegen [13].

### 8.3 Pseudo 3D-Modelle

Diese Methode koppelt einzelne Rahmenebenen miteinander, wodurch dann ein sogenanntes Pseudo 3D-Modell entsteht. Äquivalente Rahmenmodelle bilden die einzelnen Rahmenebenen ab. Diese Rahmenmodelle bestehen aus Balkenelementen für Riegel und aus Stützen. In den Knotenbereichen werden diese durch starre Elemente („Rigid links“) miteinander verbunden (siehe Abbildung 38).



**Abb. 38:** Darstellung eines Rigid links [13]

Diese Verbindung ermöglicht die Definition eines Pseudo 3D-Systems zur Tragwerksanalyse. Diese Art der Modellierung findet bei statisch-nichtlinearen Verfahren Anwendung, da die nichtlineare Modellierung der Balkenelemente einfacher ist. Dabei werden die nichtlinearen Materialeigenschaften über Makroelemente auf Balkenebene mit elasto-plastischen Eigenschaften abgebildet, welche durch Analysen und Versuche bestimmt worden sind. Das Programm 3-Muri bedient sich dieser Pseudo 3D-Modelle mit äquivalenten Rahmen für die Tragwerksberechnung [13].

## 9 Wiener Gründerzeitbauten

### 9.1 Seismischer Bauwerkswiderstand

Bei seismischen Belastungen sind die Interaktionen zwischen den einzelnen Bauteilen untereinander ausschlaggebend für die Aktivierung der lastabtragenden Mechanismen. Abhängig von der Deckenspannrichtung, der Deckenschubsteifigkeit sowie der Verbindungsanschlüsse zwischen Decken und Wänden werden die lastabtragenden Mechanismen bei einer Erdbebenbeanspruchung aktiviert wird [18]. Je nach Deckensystem wird zwischen schubsteifen Decken (Stahlbetondecken u. dgl.) und schubweichen (Tramdecken u. dgl.) Deckenkonstruktionen unterschieden.

#### 9.1.1 Schubsteife Deckensysteme

Schubsteife Decken haben die positive Eigenschaft der Lastumlagerung, was bedeutet, dass, wenn ein Bauteil seine Erdbebenkapazität erreicht hat, die Kraft in ein nicht so ausgenutztes Bauteil weitergeleitet wird. Durch die Lastumlagerung können Trägheitskräfte auf alle Wände verteilt werden. Schubsteife Decken bewirken aufgrund ihrer Scheibenwirkung, dass alle Wände sich annähernd gleich verschieben; sie schwingen sozusagen wie ein Starrkörper. Somit erfahren alle Punkte des Geschoßes dieselbe Stockwerksbeschleunigung und in demzufolge dieselbe Verschiebung, weshalb alle Wände zur Zusammenarbeit gezwungen werden. Dadurch werden die Trägheitskräfte auf alle Wände entsprechend der Wandsteifigkeit bzw. Wandwiderstände übertragen [19]. Die Kraftableitung eines Gebäudes mit einer schubsteifen Decke ist in der Abbildung 39 dargestellt.

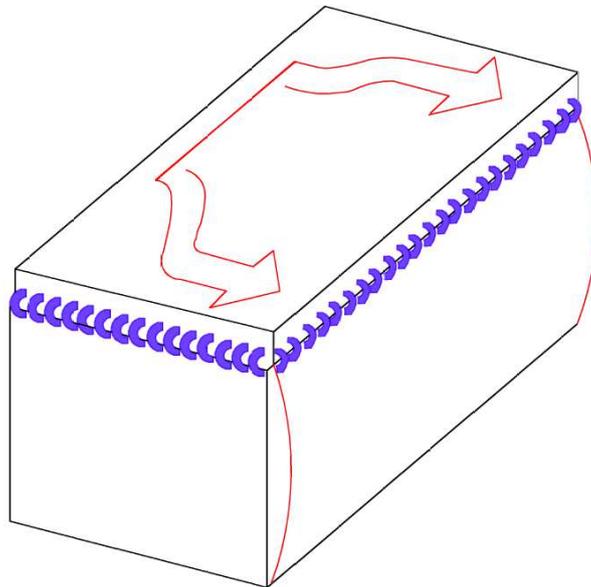
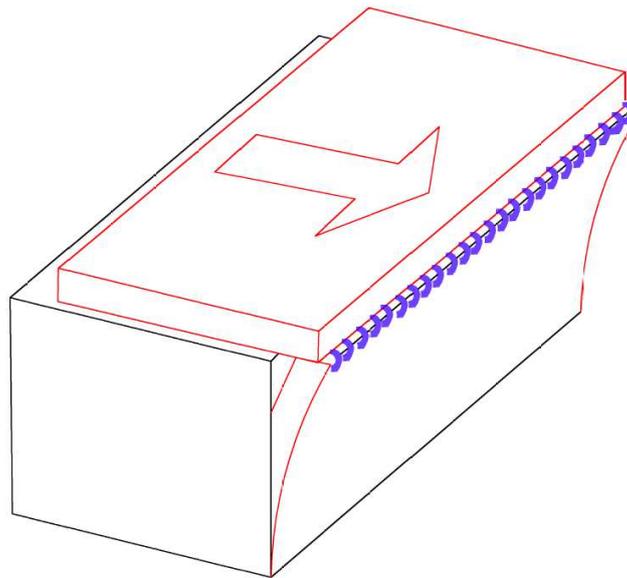


Abb. 39: Kraftableitung eines Gebäudes mit einer schubsteifen Decke nach [29]

## 9.1.2 Schubweiche Deckensysteme

Schubweiche Deckensysteme sind hinsichtlich ihres Erdbebenwiderstandes nachteilig und können zur Verteilung von horizontalen Einwirkungen eingeschränkt verwendet werden. Obwohl die Zuleitung der Horizontalkräfte durch in der Regel vorhandene Verschließungssysteme möglich ist, ist eine Umlagerung von Horizontalkräften zwischen einzelnen, nebeneinander wirksamen Bauteilen praktisch nicht möglich. Zudem weisen schubweiche Deckensysteme eine geringe Biegesteifigkeit auf, sodass es zu keinen steifen Kopplungen, welche rückrehende Momente generieren können, kommen kann. [28]

Holztramdecken gehören zu den schubweichen Deckensystemen. Die Geschoßlasten werden unidirektional, da die Holzträme einseitig gespannt sind, über die Mittel- bzw. Außenmauern in den Baugrund abgeleitet. Die Holzträme sind nur in der Längsrichtung mit der Mauerwerksfassade kraftschlüssig verbunden [29]. Das Fehlen eines umlaufend geschlossenen Randelementes bewirkt dass die Holztramdecken keinen Deckenschub Aktivieren können und deswegen als schubweiche Decken angenommen werden [18]. Das Gebäude verhält sich bei der Kraftableitung von seismischen Einwirkungen, nicht wie ein Starrkörper, sondern die einzelnen Bauteile schwingen sich unabhängig voneinander (vgl. Abb. 40). Dieses Verhalten kann zu lokalen Versagensmechanismen führen [29].



**Abb. 40:** Kraftableitung eines Gebäudes mit einer schubweichen Decke nach [29]

## 9.2 Einfluss der Holztramdecken

Tramdecken können bei Vorhandensein von Schließen in Tramrichtung für Kraftübertragung (Druck- und Zugkräfte) sorgen. Diese Schließen helfen bei dem Zusammenwirken der einzelnen Bauteile. Werden Bauteile zug- und druckfest miteinander verbunden so wird das Schwingverhalten des gesamten Gebäudes verbessert, da die einzelnen Bauteile nicht unabhängig voneinander schwingen. Dadurch wird ein lokaler Versagensmechanismus verhindert. [9]

Ein weiterer positiver Effekt der Integration der hölzernen Deckenkonstruktion in die Mauerwand ist die Reduktion der Knicklänge der Mauerwandscheibe auf Geschoßhöhe. Die quer zur Längsrichtung liegenden Zwischenwände und Feuermauern sind in der Regel durch gemauert und werden durch eine Eisenschließe in Raummitte, kraftschlüssig mit den Deckenelementen verbunden. Die Verbindung verhindert das Ausfallen der Querwände. Um die Annahmen der Verschleißung, auch bei der Berechnung nutzen zu können muss der Zustand der Anschlussknoten zwischen Wand und Decke intakt sein [18].

## 9.3 Verschleißung des Gründerzeithauses

Die 60 bis 120 cm langen Schließen bestehen aus 4-6 cm breiten und 5-10 mm dicken Flacheisen. Ein Ende ist zu einem Nagel geformt welcher im Tram befestigt ist. Das andere Ende ist entweder zu einem Nagel oder zu einer Öse geformt, welche mit einem Querstab im Mauerwerk verankert ist. Bei typischen Wiener Gründerzeithäusern ist die Einschließe im Bereich der Mittelwand durchgehend (siehe Abbildung 41) [10].

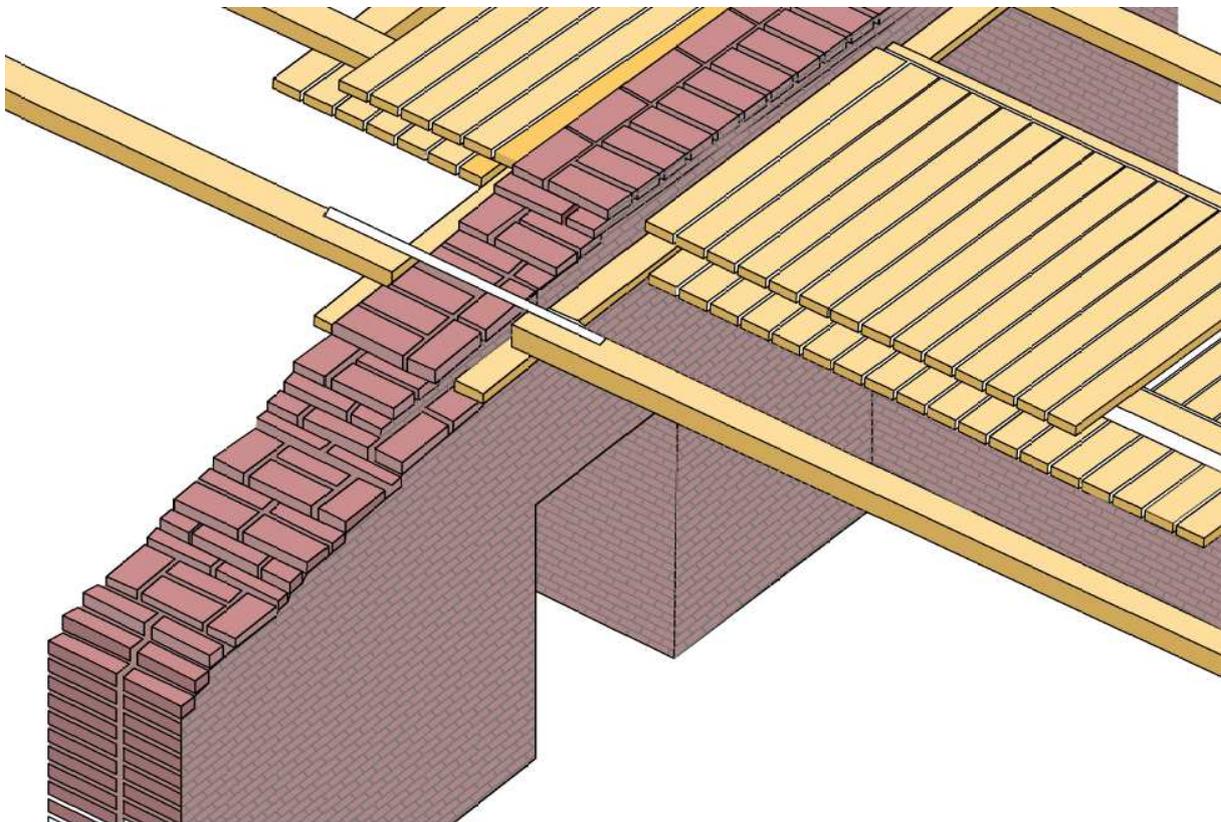


Abb. 41: Durchgehende Schließe im Bereich der Mittelwand [10]

Die Eisenschließen verbinden meistens den Tram, der auf dem Außenwandpfeiler aufliegt, mit dem Mauerwerk. Betrachtet man den Grundriss eines typischen Gründerzeithauses so ist in der Abbildung 42 zu erkennen, dass so ein Deckenfeld von Zwischenwand zu Zwischenwand mindestens einen solchen Tram aufweist [10].

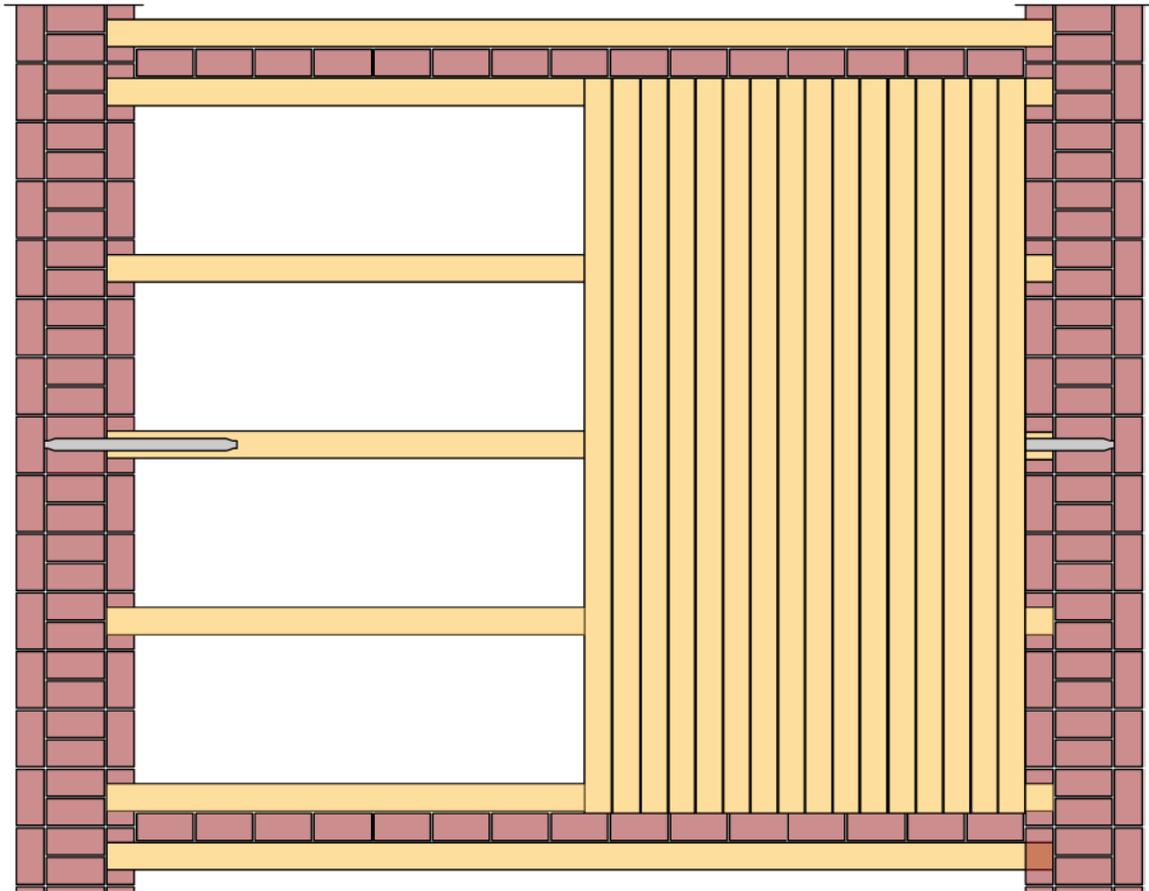


Abb. 42: Mit dem Außenwandpfeiler verschlossener Tram [10]

## 9.4 Funktion der Schließen

Die Schließe dient zusammen mit dem Holzbalken als Zug- und Druckglied für die Aussteifung der Wände/Pfeiler. Die Schließe gleicht - zusammen mit den Balken - teilweise Kräfte und Verschiebungen zwischen den angeschlossenen Wänden und Pfeilern aus. So würden die Mauerwerkspfeiler ohne Schließe der vollen Horizontalkraft ausgesetzt. Der Einfluss der mittels Eisenschließen verschlossenen Holzdecken bewirkt nicht nur eine Verteilung der Horizontalkräfte in den Wänden sondern hat auch Auswirkungen auf das Verformungsverhalten des gesamten Gebäudes [10].

### 9.4.1 Auswirkungen in Querrichtung des Gebäudes

Dr. Dipl.-Ing Stefanoudakis, hat in seiner Dissertation [10] belegt, dass die Zwischenwände bei Vorhandensein von Schließen in Tramdecken belastet werden wodurch die Mauerpfeiler entlastet werden.

Die Koppelung der Außenwandpfeiler mit der Mittelmauer bewirkt, dass Anteile der horizontalen Erdbebenlast aus den Pfeilern in die Scheidewände eingeleitet werden.

Berücksichtigt man die Schließen und das Aussteifungsvermögen der Decken nicht, so werden die Scheidewände nicht belastet und die Außenwandpfeiler nicht entlastet. Die Pfeiler müssen höhere Erdbebenkräfte abtragen wodurch deren Kapazität sinkt und sie sich mehr verformen.

Die Kraftübertragung von den Pfeilern in die Wandscheiben findet mit Hilfe der Träme und Schließen statt. Es bilden sich durch die Schließung der Außenwandpfeiler mit der Mittelmauer ein Bogen in der Außenwand. So werden die Kräfte über Bogenwirkung in die Zwischenwände eingeleitet (vgl. Abb. 43). Die eingeleitete Kraft entspricht der Auflagerkraft der Bögen. [10] Diese Kraftübertragung wurde schon im Kapitel 5.3, erläutert und ist auch im Eurocode EN 1996-1 zu finden.

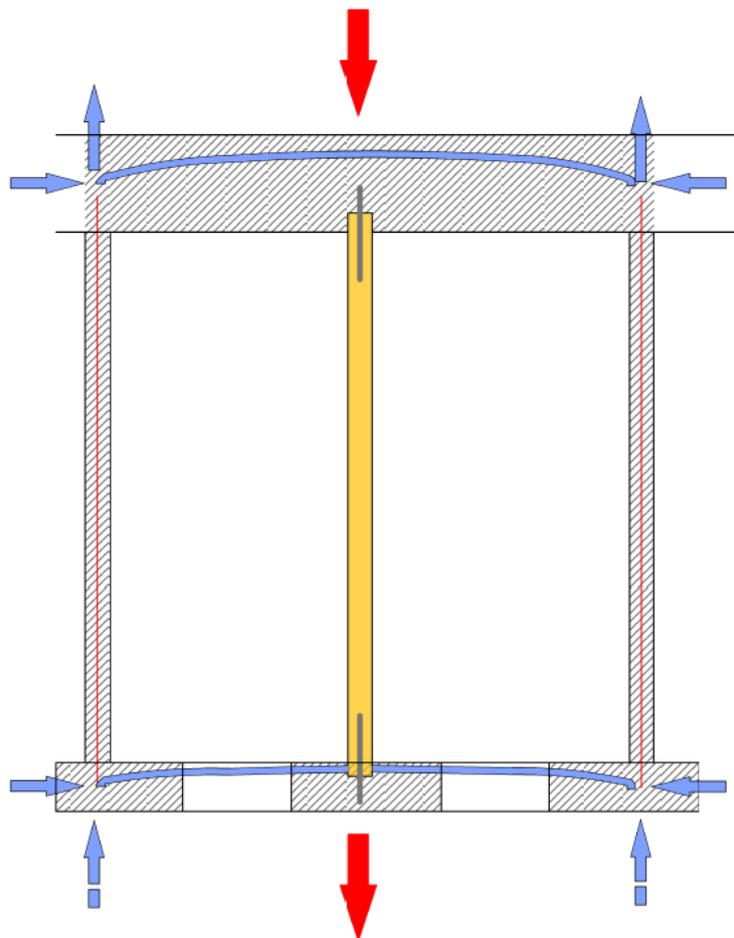


Abb. 43: Kraftübertragung einer Tramdecke mit vorhandener Schließe [10]

## 9.4.2 Auswirkungen in Längsrichtung des Gebäudes

In Längsrichtung wirkt sich die Verschleißung wenig aus, da die Deckenfelder durch Scheidewände unterbrochen sind. Die Schalung der Tramdecken sorgt für die Aussteifung und die Kraftübertragung in Längsrichtung. Entsprechend der Steifigkeit seiner Auflager verformt sich das, durch die Schalung ausgesteifte, Tramfeld gegen die meistens exzentrische Seitenkraft. Die Schließen können nur axiale und schräge Zugkräfte aufnehmen [10].

## 9.5 Verstärkungsmaßnahmen von Holzdecken

Die meisten Holzdeckenkonstruktionen von Gründerzeithäusern, erfüllen heutzutage nicht mehr die Kriterien im Hinblick auf die Gebrauchstauglichkeit, Tragfähigkeit und Bauphysik. Meistens erfahren die Decken auch noch eine Nutzungsänderung, wodurch die Nachweise selten erfüllt werden können. Zur Ertüchtigung werden vor allem zwei Verstärkungsmaßnahmen herangezogen, um die bestehenden Holzdecken im Hinblick auf die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit zu verstärken [7]:

- Holz-Holz-Verbundtragwerke
- Holz-Beton-Verbundtragwerke

### Folgende Verbesserungen können durch Verbundtragwerke erzielt werden:

- Erhöhung der Tragfähigkeit bestehender Holzdecken
- Erhöhung der Gebrauchstauglichkeit bestehender Holzdecken
- Optimale Ausnutzung der jeweiligen Baustoffeigenschaften
- Herstellung einer schubsteifen Decke mit Scheibentragwirkung
- Verbesserung des Schwingungsverhaltens des gesamten Gebäudes
- Erhöhung der Erdbebenkapazität
- einfache Sanierung geschädigter Deckenkonstruktionen
- Verminderung des Deckeneigengewichtes
- bauphysikalische Verbesserung [7]

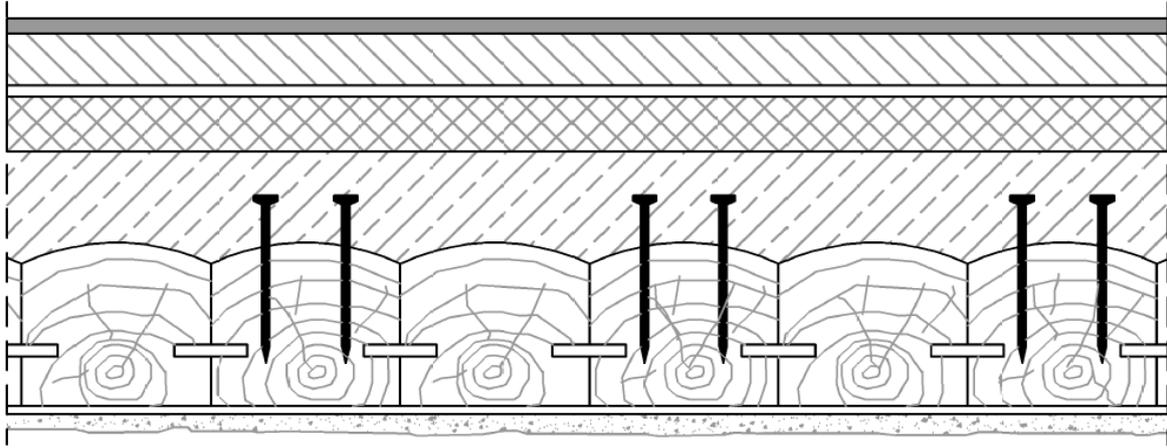
### 9.5.1 Holz-Holz-Verbunddecke (Rippendecke)

Diese Art von Verstärkungsmaßnahme eignet sich speziell bei Tramdecken mit einer über den Balken liegender Sturzschalung am besten. Dabei wird eine Bretter- oder Pfostenlage parallel zu den Trämen angenagelt. Die Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel in den Schubfugen ist in der Bemessung zu berücksichtigen [7].

### 9.5.2 Holz-Beton-Verbunddecke

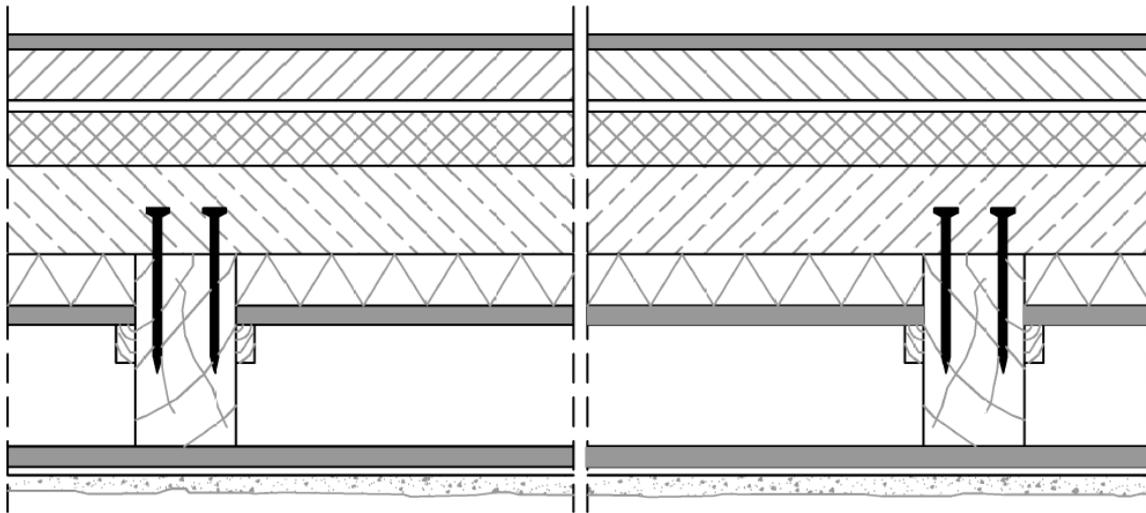
Holz-Beton-Verbunddecken werden für die nachträgliche Aktivierung der Scheibentragwirkung in Deckenebene verwendet. Dabei wird die bestehende Holzdecke, durch geeignete Verbundmittel, mit der neu hergestellten Betonplatte verbunden. Die Arten der Verbundmittel wurden über die Jahre vervielfältigt, wobei sich in der Praxis die Verbundschrauben am häufigsten durchgesetzt haben. Als Aufbeton kommt mit Bewehrungsmatten bewehrter Beton, aber auch Faserbeton in Frage.

Die häufigste Kompensationsmaßnahme, beim Nachweis des Gebäudes unter Erdbebenbeanspruchung, ist die Ertüchtigung der obersten Geschoßdecke. Diese ist in den meisten Fällen eine Dippelbaumdecke, die mit einer Betonplatte mit entsprechender Verbindung hergestellt wird. In Abbildung 44 ist ein Schnitt durch eine Dippelbaum-Beton-Verbunddecke dargestellt [7] [33] [34].



**Abb. 44:** Schnitt durch eine Dippelbaum-Beton-Verbunddecke [34]

In der Abbildung 45 ist eine durch Aufbeton ertüchtigte Tramdecke dargestellt.



**Abb. 45:** Schnitt durch eine mit Aufbeton ertüchtigte Tramdecke [34]

Meistens kann man nur die oberste Geschoßdecke ertüchtigen, weil diese im unbewohnten Dachboden ist. Wichtig ist die schubsteife Verbindung zwischen Verbunddecke und den Wänden. Ist eine schubsteife Verbindung zwischen Verbunddecke und Wände gewährleistet, so erfährt das Gebäude einen positiven Einfluss auf das Erdbebenverhalten.

## 10 Systemberachtung – Fallbeispiele

Ziel der Berechnung ist die Bestimmung des Einflusses bestehender Deckensysteme auf das Erdbebenverhalten eines Gründerzeithauses. Im Kapitel 3.3 wurden schon die möglichen Deckensysteme erwähnt und detailliert beschrieben. Das Mustergebäude welches in dieser Arbeit berechnet wird, weist nur Holztramdecken als Geschoßtrenndecken und eine Dippelbaumdecke als oberste Decke auf.

Um die Auswirkung der Deckensysteme genauer darzustellen werden mehrere Varianten des Gebäudes mit unterschiedlichen Deckensystemen modelliert. Anschließend werden die Erdbebenerfüllungsfaktoren und die Horizontalverformungen der einzelnen Fälle aus der Simulation ausgelesen, verglichen und interpretiert.

### 10.1 Gebäudebeschreibung

#### 10.1.1 Allgemeines

Zur Berechnungsanalyse wurde das Mustergebäude aus [35] herangezogen und zur Ermittlung des Einflusses der aussteifenden Wirkung unterschiedlicher Deckensysteme das Programm 3-Muri verwendet. Das Gebäude befindet sich in Wien, südlich der Donau was der Erdbebenzone 3 entspricht. Die Referenzbodenbeschleunigung  $a_{gR}$  ist  $0,80 \text{ m/s}^2$ . Der Bedeutungsbeiwert wurde mit  $\gamma_1 = 1,0$  gewählt, sodass die horizontale Bodenbeschleunigung  $0,80 \text{ m/s}^2$  bleibt. Das Musterhaus steht auf einem Baugrund der Klasse B.

Das Gebäude besteht aus einem Kellergeschoß, dem Erdgeschoß, 4 Obergeschoßen und einem nicht ausgebauten Dachgeschoß. Es wird in Bedeutungskategorie II eingestuft, daraus ergibt sich die Schadensfolgekategorie CC2.

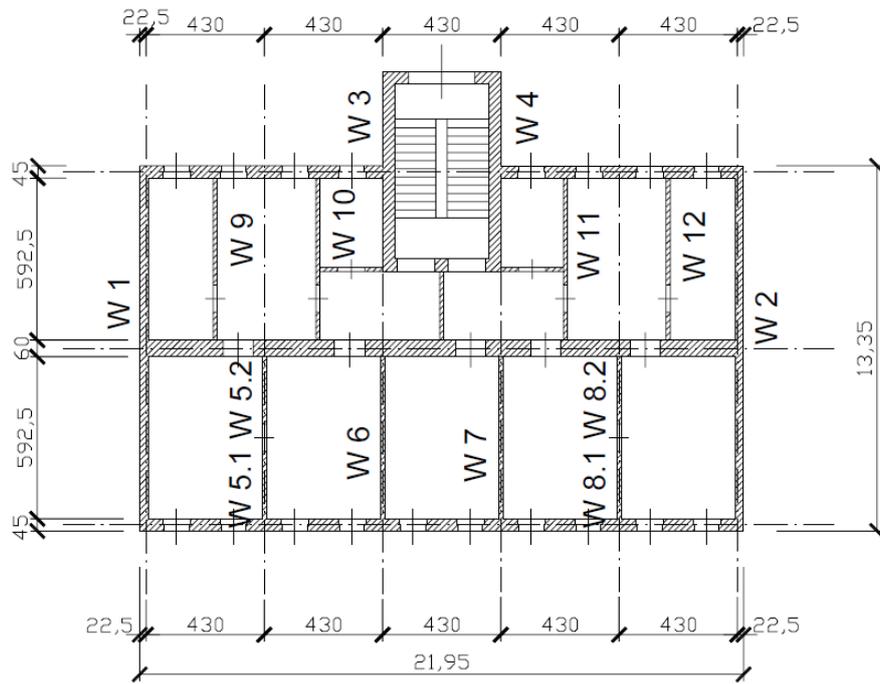
Es wird ein vollständiger Kenntnisstand (=KL 3) vorausgesetzt. Daraus ergibt sich ein Konfidenzbeiwert von  $CF_{KL3} = 1,0$ .

#### 10.1.2 Gebäudeabmessungen und Überblick

Das Gebäude ist  $21,95 \text{ m}$  lang,  $13,35 \text{ m}$  breit und  $19,20 \text{ m}$  hoch. Die Wände bestehen aus einem Vollziegelmauerwerk mit sogenannte altem österreichischen Ziegelformat. Die Dicken der Wände und die Geschoßhöhen sind aus dem Schnitt zu entnehmen. Im Grundriss ist die Anordnung der Scheidewände ( $d=15 \text{ cm}$ ) zu sehen.

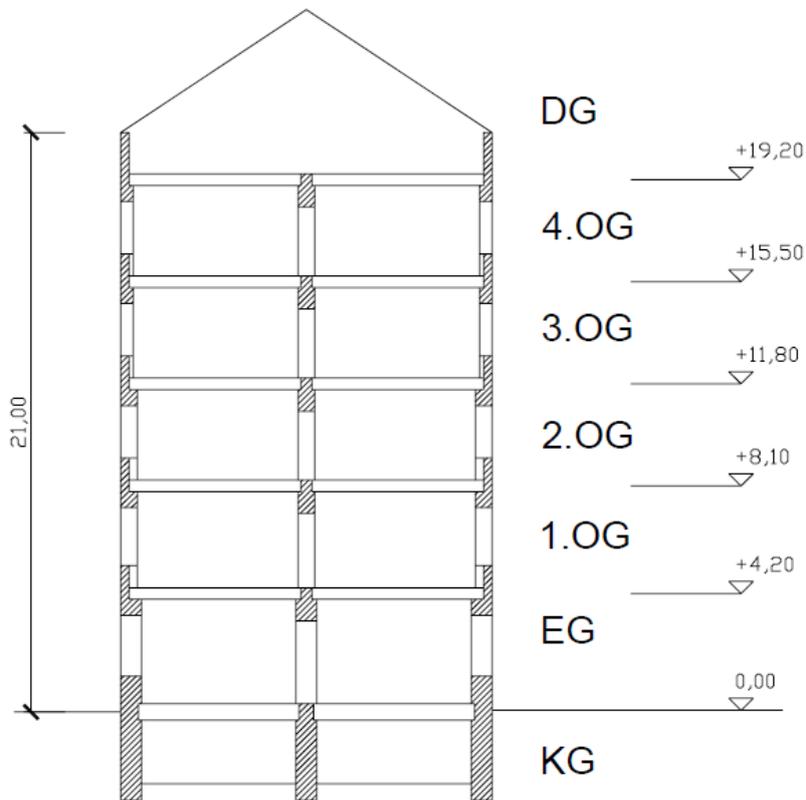
Die Geschoßtrenndecken (Decke über Erdgeschoß bis Decke über 3.Obergeschoß) sind Holz-Tramdecken. Die Decke über dem 4.Obergeschoß ist eine Dippelbaumdecke. Das Kellergeschoß wird von einer „Platzdecke“ abgeschlossen, diese hat jedoch keinen Einfluss auf die Berechnung da das Kellergeschoß über die gesamte Geschoßhöhe eingegraben ist.

**Grundriss:**



**Abb. 46:** Grundriss des Regelgeschoßes nach [35]

**Schnitt:**



**Abb. 47:** Schnitt nach [35]

### 10.1.3 Materialkennwerte

#### Folgende Festigkeitskennwerte wurden für das Mauerwerk verwendet:

Mittelwert der Steindruckfestigkeit:	$f_b = 21,25 \text{ N/mm}^2$
Mittelwert der Mörteldruckfestigkeit:	$f_m = 1,00 \text{ N/mm}^2$
charakteristischer Wert der Mauerwerksdruckfestigkeit:	$f_k = 3,50 \text{ N/mm}^2$
charakteristischer Wert der Anfangsscherfestigkeit:	$f_{v,k0} = 0,10 \text{ N/mm}^2$
Elastizitätsmodul, 5% Quantil:	$E_k = 1050 \text{ N/mm}^2$
Schubmodul, 5% Quantil:	$G_k = 420 \text{ N/mm}^2$

#### Folgende Festigkeitskennwerte wurden für die Holzdecken verwendet:

Holzart:	S10/MS10
Elastizitätsmodul, 5% Quantil	$E_k = 11000 \text{ N/mm}^2$
Schubmodul, 5% Quantil	$G_k = 690 \text{ N/mm}^2$

#### Folgende Festigkeitskennwerte wurden für den Beton der Verbunddecke verwendet:

Betonart:	C25/30
Elastizitätsmodul, 5% Quantil	$E_k = 31000 \text{ N/mm}^2$

### 10.1.4 Lastenaufstellung

#### Eigengewicht der Wände:

$g_{k15\text{cm}}$	=	$3,10 \text{ kN/m}^2$
$g_{k30\text{cm}}$	=	$5,80 \text{ kN/m}^2$
$g_{k45\text{cm}}$	=	$8,50 \text{ kN/m}^2$
$g_{k60\text{cm}}$	=	$11,20 \text{ kN/m}^2$
$g_{k75\text{cm}}$	=	$13,90 \text{ kN/m}^2$

#### Eigengewicht und Aufbauten der Geschoßdecken:

Tramdecke	=	$2,30 \text{ kN/m}^2$
Doppelbaumdecke	=	$3,50 \text{ kN/m}^2$
Verbunddecke (Doppelb.)	=	$5,60 \text{ kN/m}^2$
Verbunddecke (Tramdecke)	=	$4,50 \text{ kN/m}^2$
Platzdecke im Stiegenhaus	=	$3,70 \text{ kN/m}^2$

#### Nutzlasten der Geschoßdecken:

Tramdecke	=	$2,00 \text{ kN/m}^2$
Doppelbaumdecke	=	$1,00 \text{ kN/m}^2$
Verbunddecke	=	$3,20 \text{ kN/m}^2$
Platzdecke im Stiegenhaus	=	$2,00 \text{ kN/m}^2$

Die Nutzlasten sind gemäß Eurocode EN 1991-1 für den Lastfall Erdbeben mit einem Abminderungsfaktor von  $\psi_2 = 0,30$  abgemindert.

**Dach (Bestand):**

Eigengewicht + Aufbau (auf Horizontale bezogen) = 0,70 kN/m<sup>2</sup>

Die Lasten der bestehenden Dachkonstruktion bzw. der Kamingruppen (MWK d=60cm, Völligkeitsfaktor 50 %) und des Gesimsemauerwerks (d=30 cm) im Dachboden werden durch Linienlasten über die gesamte Wandlänge auf Höhe der obersten Decke ersetzt. Das Dach wird als typischer Wiener Dachstuhl angenommen. Die Lasten des Dachstuhls belasten die Außenmauern. Die Mittelmauer wird durch die Kamingruppen belastet.

**Linienlast Außenmauern:**

gk DACH	= 6,37m * 0,70 kN/m <sup>2</sup>	=	4,46 kN/m
gk GESIMSE-MWK	= 1,2m * 5,80 kN/m <sup>2</sup>	=	7,00 kN/m
gk GESAMT		=	11,46 kN/m

**Linienlast Mittelmauer:**

gk KAMIN-MWK	= 4,5m * 11,20 kN/m <sup>2</sup> * 0,5	=	25,00 kN/m
gk GESAMT		=	25,00 kN/m

**Dach (Ausgebaut in Leichtbauweise):**

Eigengewicht + Aufbau (auf Horizontale bezogen) = 2,10 kN/m<sup>2</sup>

Es wird ein eingeschobiger Dachgeschoßausbau in Stahlbauweise angenommen. Die Stahlrahmen werden zumeist - wenn möglich - auf den Außen- und Mittelmauern gelagert. Das bedeutet dass die Lasten des neuen Dachgeschoßes auch die Mittelmauer belasten.

**Linienlast Außenmauern:**

gk DACH	= 3,20m * 2,10 kN/m <sup>2</sup>	=	6,72 kN/m
gk GESIMSE-MWK	= 1,2m * 5,80 kN/m <sup>2</sup>	=	7,00 kN/m
gk GESAMT		=	13,72 kN/m

**Linienlast Mittelmauer:**

gk DACH	= 6,37m * 2,10 kN/m <sup>2</sup>	=	13,40kN/m
gk KAMIN-MWK	= 4,5m * 11,20 kN/m <sup>2</sup> * 0,5	=	25,00 kN/m
gk GESAMT		=	38,40 kN/m

## 10.2 Anmerkungen zur Berechnung mit 3-muri

### 10.2.1 Allgemeines

Das Gebäude wird im Programm 3-muri dreidimensional modelliert. Das Programm kann die Mauerwerkseigenschaften durch Eingabe der Materialparameter berücksichtigen. Sämtliche Geometrien und Öffnungen (Fenster und Türdurchbrüche) können plangetreu eingegeben werden und werden vom Programm bei der Berechnung erfasst. Die unterschiedlichen Deckentypen sowie deren Spannrichtung können mit dem Programm auch modelliert werden.

Das Programm benötigt für die Berechnung die Wahl eines Kontrollpunktes. Die Kapazitätskurve stellt ausschließlich die Verschiebung des Kontrollpunktes dar. Dieser sollte auf der obersten Geschoßdecke so nah wie möglich am Massenmittelpunkt gewählt werden [32].

Da das Mustergebäude beinahe doppelsymmetrisch ist, liegt der geschätzte Kontrollpunkt im Schnittpunkt der Y-Symmetrieachse und der Mittelmauer. In allen Versionen war dies der Punkt 174 (siehe Abbildung 48).

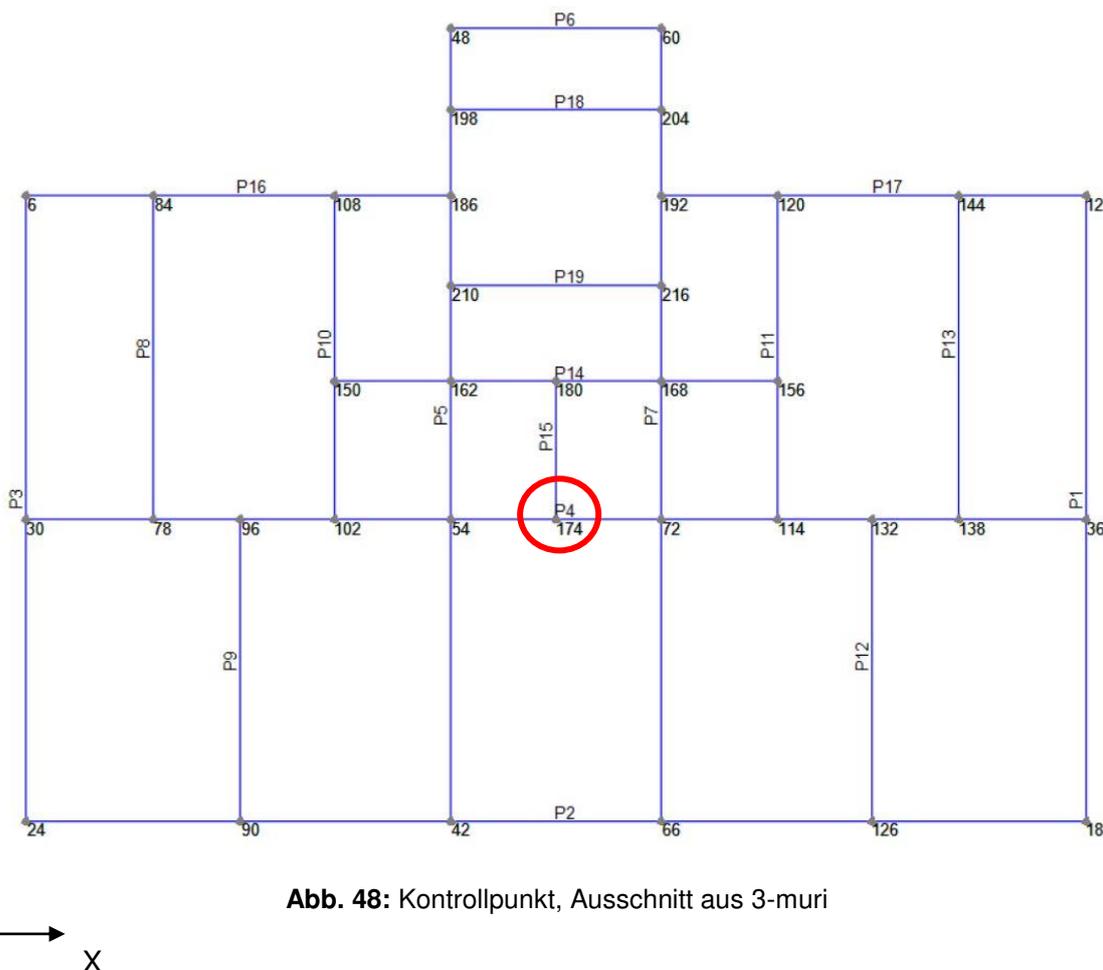


Abb. 48: Kontrollpunkt, Ausschnitt aus 3-muri

Das Programm 3-muri liefert keine Angaben über die Spannungen (Druck-, Zug- oder Schubspannungen) der jeweiligen Wände aus. Es werden auch keine Begrenzungen der Schubspannungen erläutert. Die Interaktion zwischen Bauwerk und Baugrund wird in dieser Arbeit nicht berücksichtigt. Bei sämtlichen Analysen wurde die Verteilung der Erdbebenlasten nach dem MODE 1 (siehe Kapitel 7.7) angenommen. Diese Wahl wurde deswegen getroffen, weil das Mustergebäude etwas höher ist als typische Gründerzeithäuser, wodurch die erste Eigenform maßgebend ist. Zudem wurde im Mustergebäude von keinem schubweichen Erdgeschoß ausgegangen. Dieses wird üblich hervorgerufen durch Umbaumaßnahmen für Geschäftslokale, wie z.B. der Abbruch von Querwänden für die Gewinnung von Verkaufsflächen oder durch den Einbau von Schaufenstern in der Fassade.

### 10.2.2 Auswertung mit 3-muri:

Das Programm 3-muri berechnet für jede Erdbebenrichtung eine Kapazitätskurve des Gebäudes und stellt diese in einem Kraftverschiebungsdiagramm dar (siehe Abb. 50). Jeder Schritt der Kapazitätskurve spiegelt den Schadenszustand sämtlicher Wände des Gebäudes. Dabei wird jedem Versagensmechanismus eine Farbe in der Darstellung des Schadenszustandes zugewiesen. Diese sind in der folgenden Legende ersichtlich.



Abb. 49: Farblegende, Ausschnitt aus 3-muri

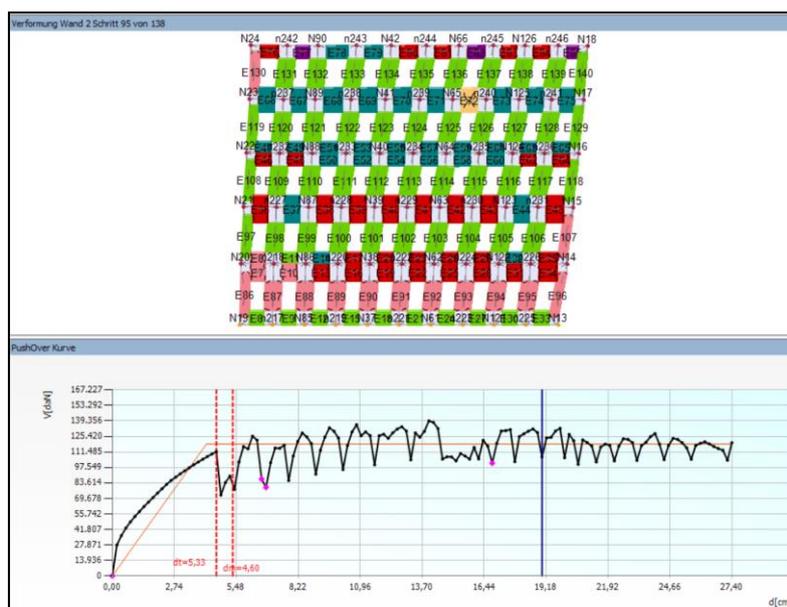


Abb. 50: Schadenszustandserfassung mit Kapazitätskurve, Ausschnitt aus 3-muri

Da das 3-muri Programm auf die verformungsbasierte Pushover-Analyse zurückgreift, werden Verschiebungen zur Bewertung der Erdbebensicherheit verwendet. Die Erdbebensicherheit wird durch den Erdbebenerfüllungsfaktor ausgedrückt. Dieser wird wie folgt bestimmt [32]:

$$\alpha_{eff} = \frac{d_m}{d_t}$$

mit:

$d_m$  = größtmöglich zulässige Verschiebung

$d_t$  = Zielverschiebung (Performancepoint); auftretende Verformung im Erdbebenfall [32]

Der Erdbebenerfüllungsfaktor muss den Anforderungen der ÖNORM B 1998-3: 2018 entsprechen (siehe Kapitel 6.2). Die Auswertung erfolgt so indem man für jede Erdbebenbeanspruchung (Belastungsrichtung) die Schadensbilder jeder Wand des Gebäudes untersucht und dabei die größtmögliche Verschiebung  $d_u$  bestimmt [32].

Um eine aussagekräftige und vergleichbare Auswertung der verschiedenen Versionen zu erhalten, wurde die zulässige Verschiebung  $d_u$  als jene Verschiebung definiert, bei der das erste tragende Bauteil versagt.

Es wurde für jeden Fall ein maßgebender Erdbebenerfüllungsfaktor in der X- und Y-Richtung bestimmt. Diese wurden mit der dazugehörigen Verformung  $d_m$  sowie der Zielverschiebung  $d_t$  in eine Tabelle zusammengefasst.

### 10.3 Fallauflistung

Folgende sechs Fälle des Mustergebäudes wurden in dieser Arbeit untersucht und ihren Einfluss auf die Erdbebensicherheit aufgezeigt.

**Tab. 22:** Fallauflistung

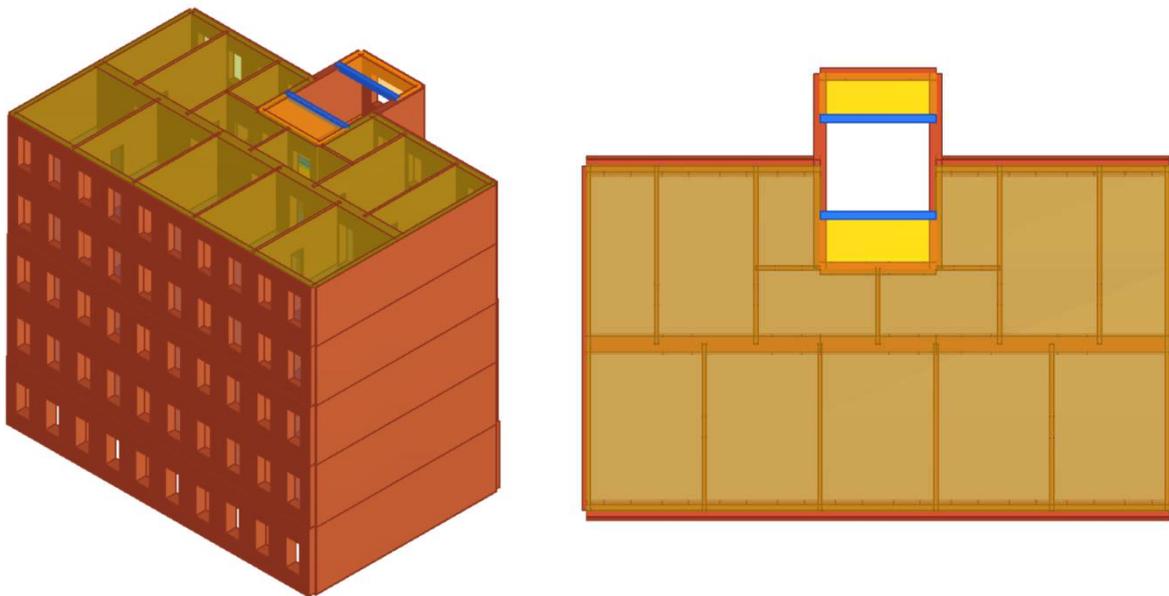
Fall	Musterhausspezifikation	Deckenkonstruktion	Dachkonstruktion
<b>A</b>	Altbestand	Doppelbaumdecke im Dachboden Tramdecken Platzdecken im Stiegenhaus	Altbestand
<b>B</b>	Altbestand ohne Berücksichtigung von Geschoßdecken	keine Decken (nur Wände)	Altbestand
<b>C</b>	Altbestand mit ertüchtigter Dachgeschoßdecke	Verbunddecke im Dachboden Tramdecken Platzdecken im Stiegenhaus	Dachausbau (Leichtbauweise)
<b>D</b>	Altbestand mit Ertüchtigung aller Geschoßdecken	Verbunddecken in jedem Geschoß Platzdecken im Stiegenhaus	Dachausbau (Leichtbauweise)
<b>E</b>	Altbestand mit Ertüchtigung aller Geschoßdecken mit doppelter Beplankung	Doppelbaumdecke im Dachboden neue Tramdecken mit doppelter Beplankung Platzdecken im Stiegenhaus	Altbestand

## 10.4 Fallbeschreibung

Im folgenden Kapitel werden die unterschiedlichen Fälle des Mustergebäudes erläutert und dargestellt.

### 10.4.1 Fall – A: Altbestand

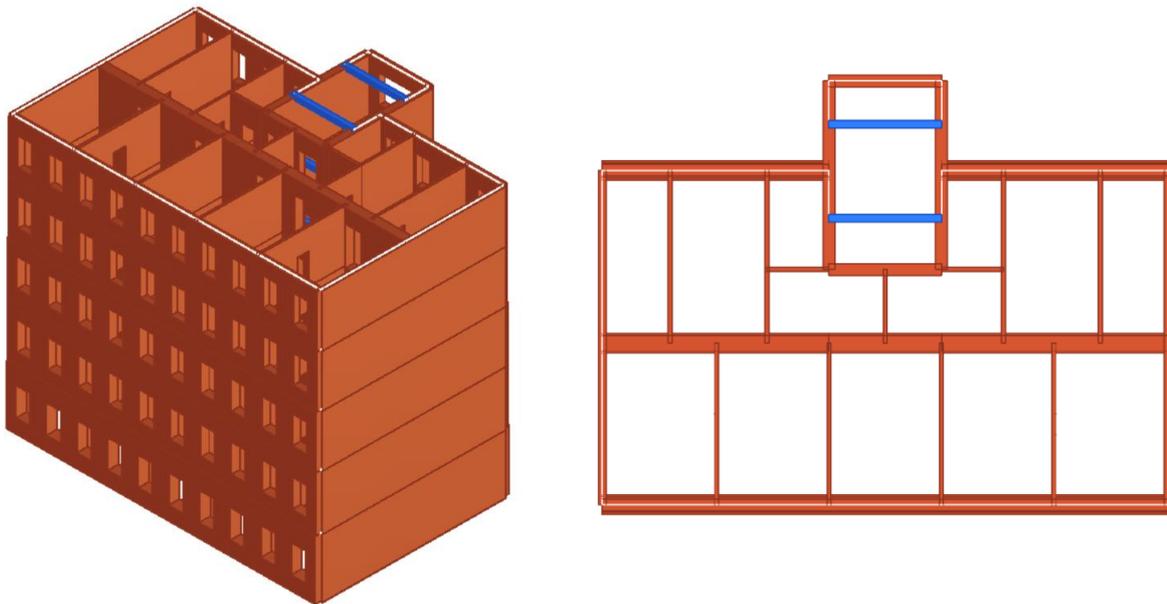
Im Fall – A wird die Erdbebensicherheit des typischen Wiener Gründerzeithauses untersucht. Die Geschößdecken stellen hauptsächlich hölzerne Deckenkonstruktionen in Form von Tramdecken als Geschößtrenndecken und in Form einer Dippelbaumdecke zum Dachgeschoß dar. Die generierten Lasten aus der Dachkonstruktion werden in der Berechnung berücksichtigt. In der Abbildung 51 wird das Modell des Altbestandes dargestellt.



**Abb. 51: Fall – A:** Räumliches Tragmodell (links) und Grundriss (rechts) des betrachteten Berechnungsmodells

### 10.4.2 Fall – B: Altbestand ohne Berücksichtigung von Geschößdecken

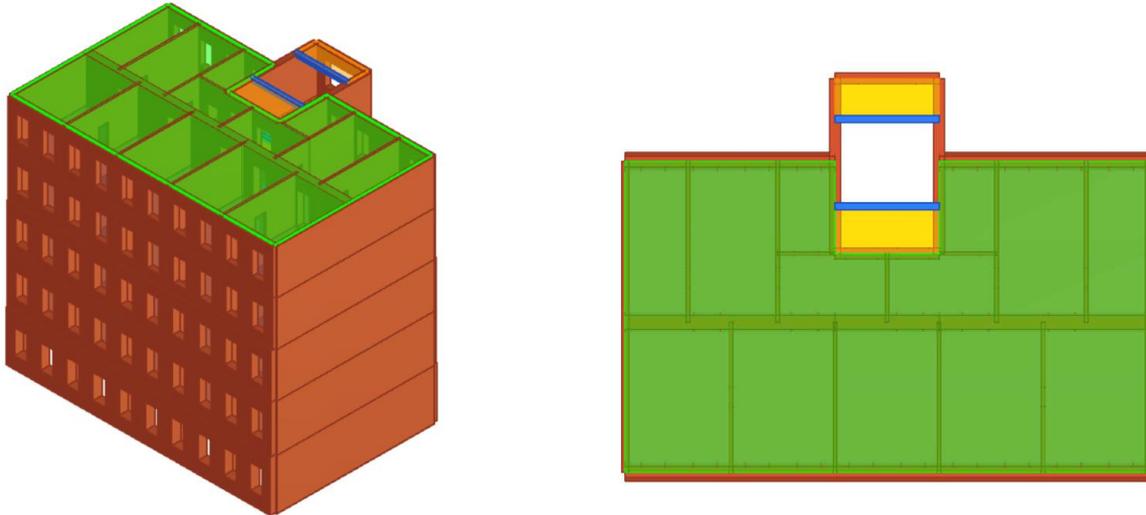
Im Fall – B wird die Erdbebensicherheit des Musterhauses ohne Berücksichtigung der hölzernen Deckenelemente untersucht, um das Mauerwerkstragverhalten ohne Deckensysteme identifizieren zu können. Die generierten Lasten aus den Decken- sowie Dachkonstruktionen werden in der Berechnung berücksichtigt. In der Abbildung 52 wird das Modell des Altbestandes ohne Berücksichtigung der Geschößdecken dargestellt.



**Abb. 52: Fall – B:** Räumliches Tragmodell (links) und Grundriss (rechts) des betrachteten Berechnungsmodells ohne Berücksichtigung von Deckenelementen

### 10.4.3 Fall – C: Altbestand mit ertüchtigter Dachgeschoßdecke

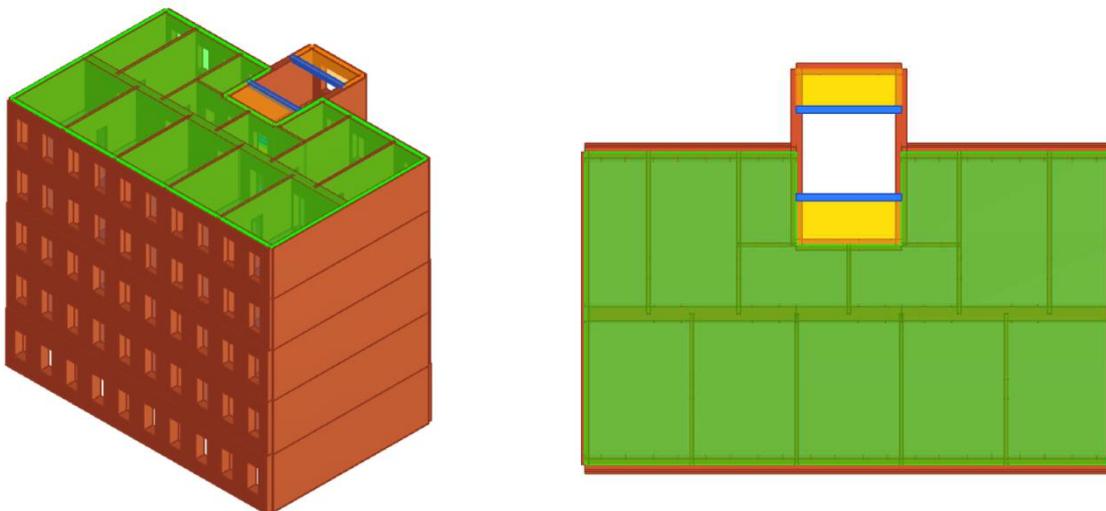
Im Fall – C wird die Erdbebensicherheit des typischen Wiener Gründerzeithauses infolge einer Ertüchtigungsmaßnahme durch eine Holz-Beton-Verbunddecke zum Dachgeschoß untersucht. Die restlichen Geschoßdecken werden nicht ertüchtigt. In der Abbildung 53 wird das Modell des Altbestandes mit ertüchtigter Dachgeschoßdecke dargestellt.



**Abb. 53: Fall – C:** Räumliches Tragmodell (links) und Grundriss (rechts) des betrachteten Berechnungsmodells mit ertüchtigter Dachgeschoßdecke

### 10.4.4 Fall – D: Altbestand mit Ertüchtigung aller Geschoßdecken

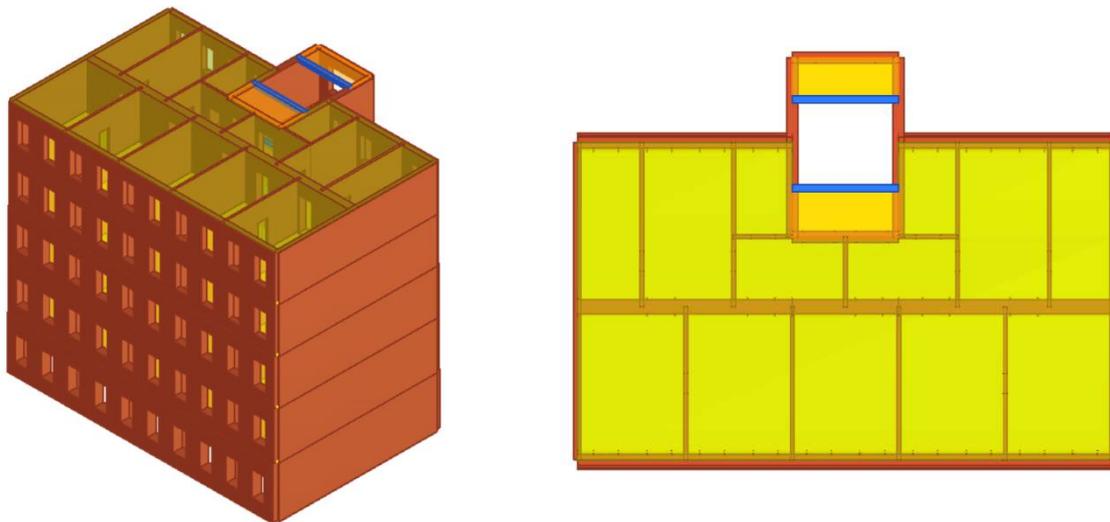
Im Fall – D wird die Erdbebensicherheit des typischen Wiener Gründerzeithauses infolge der Ertüchtigung aller Geschoßdecken durch Holz-Beton-Verbunddecken untersucht. In der Abbildung 54 wird das Modell des Altbestandes mit Ertüchtigung aller Geschoßdecken dargestellt.



**Abb. 54: Fall – D:** Räumliches Tragmodell (links) und Grundriss (rechts) des betrachteten Berechnungsmodells mit ertüchtigten Decken

### 10.4.5 Fall – E: Altbestand mit Ertüchtigung aller Geschoßdecken mit doppelter Beplankung

Im Fall – E wird die Erdbbensicherheit des typischen Wiener Gründerzeithauses infolge der Ertüchtigung aller Tramdecken durch eine zusätzliche Schalung untersucht. Die zusätzliche Schalung ist 2,5 cm dick und besteht aus Nadelholz mit der Festigkeitsklasse von C24. Das Schubmodul der Schalung wurde mit einem Wert von  $G=300 \text{ N/mm}^2$  angesetzt. Die oberste Doppelbaumdecke bleibt unverändert, Vergleich Fall – A. In der Abbildung 55 wird das Modell des Altbestandes mit Ertüchtigung aller Geschoßdecken durch einer doppelten Beplankung dargestellt.



**Abb. 55: Fall – E:** Räumliches Tragmodell (links) und Grundriss (rechts) des betrachteten Berechnungsmodells mit ertüchtigten Tramdecken

## 10.5 Simulationsergebnisse

### 10.5.1 Allgemeines zur Auswertung

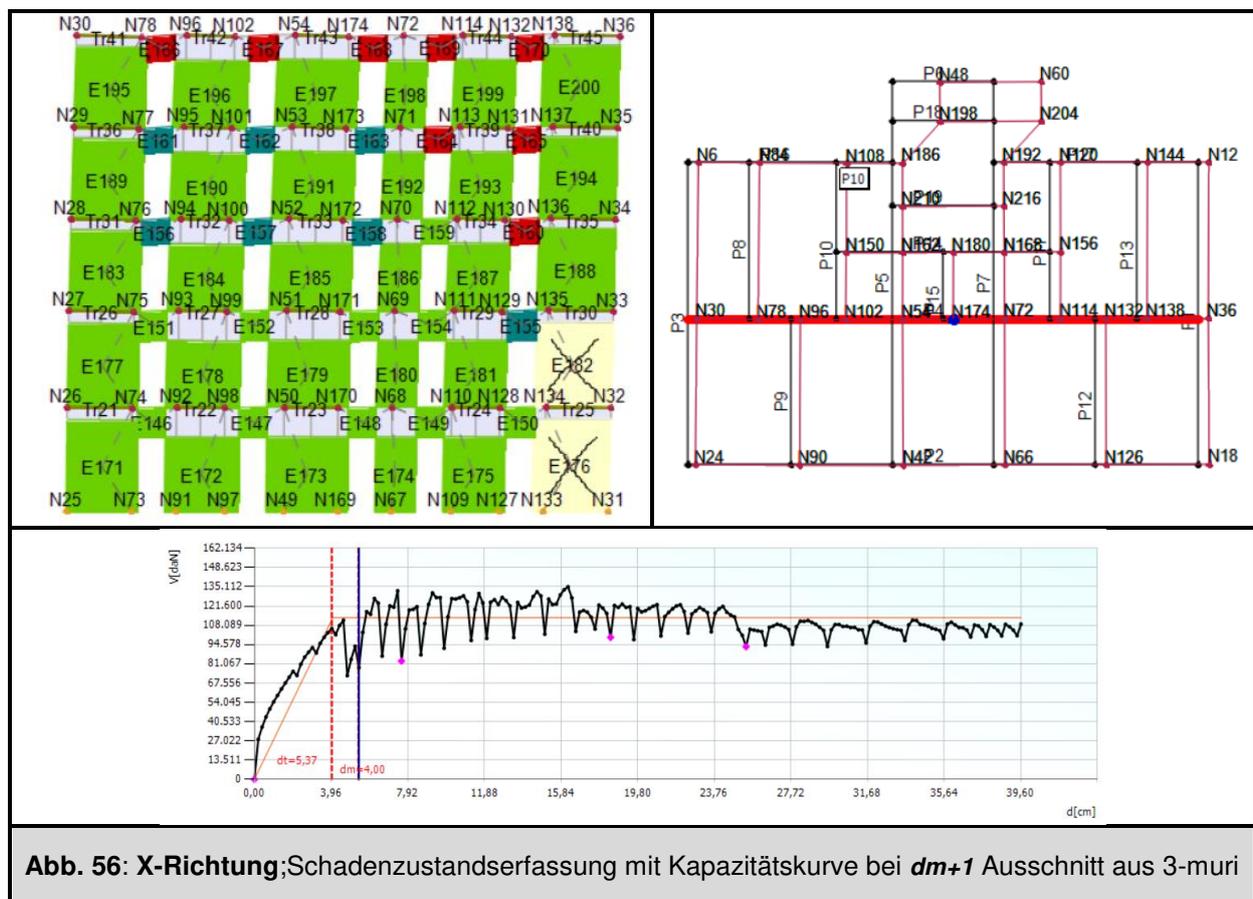
Das Mustergebäude hat in der Regel eine solide Anordnung der aussteifenden Wände (Schubwände) vor allem in der Querrichtung. Das macht sich auch bei der Auswertung der Berechnung mehrerer Fälle bemerkbar. Die Längsrichtung (X-Richtung) des Gebäudes war in den einigen Fällen schwächer im Vergleich zur Querrichtung (Y-Richtung). Dies beruht auf der Tatsache, dass bei einigen Berechnungen in Y-Richtung die Fensterstütze im Modell zuerst zum Versagen kommen und somit die Y-Richtung die schwächere Achse bildet. Wie schon im Kapitel 8.2 erwähnt, wird deren Einfluss in der Realität sehr unterschätzt bzw. gar nicht berücksichtigt. In dieser Arbeit wird aber ein lokales Versagen, wie das eines Fenstersturzes, als ein kritischer Schadenszustand betrachtet. Der Fenstersturz dient in der Realität als Auflager für die hölzernen Deckenkonstruktionen und könnte bei einem Versagen einen Folgeschaden bewirken und die Decken zum Einsturz bringen.

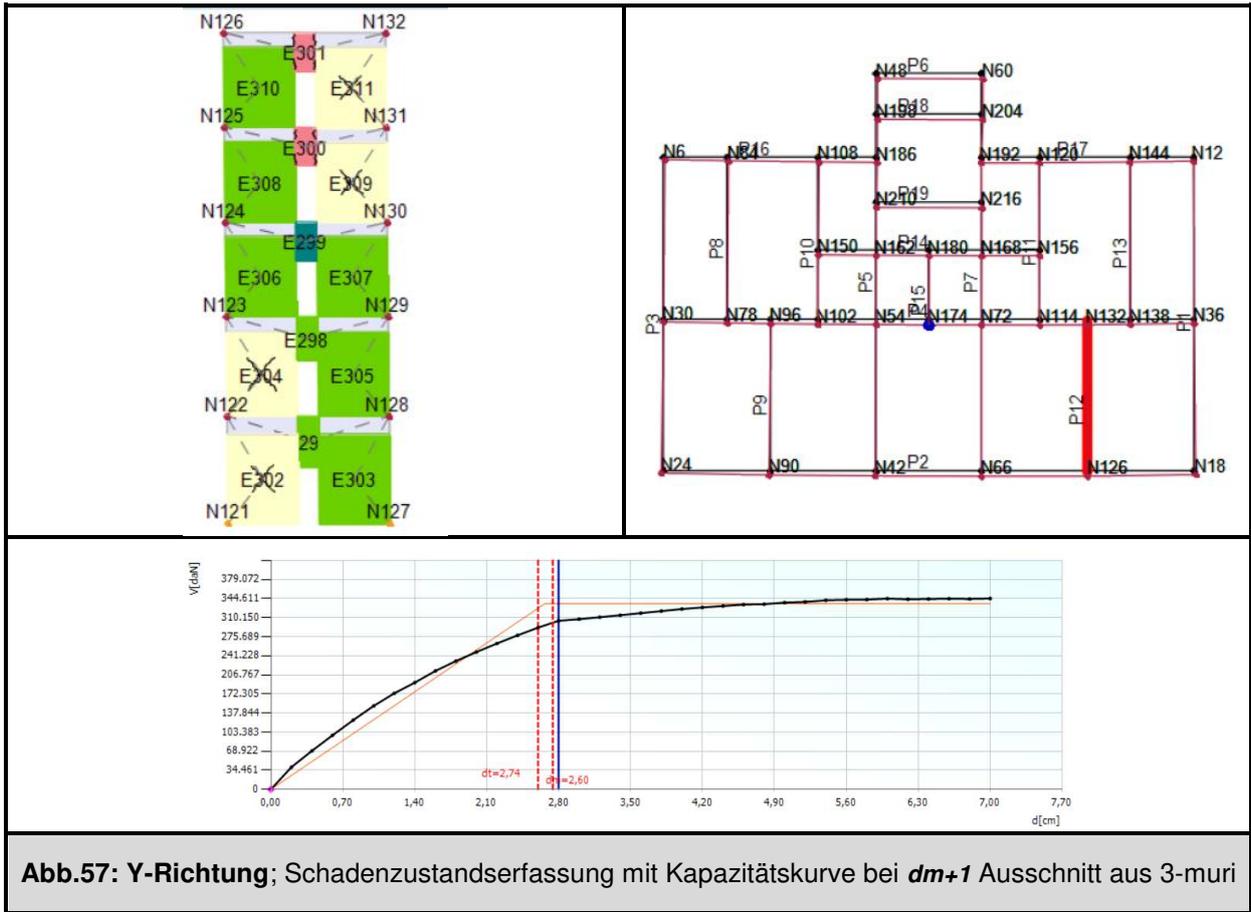
### 10.5.2 Fall – A: Altbestand

Die maßgebenden Resultate der Pushover-Berechnung des Falles – A sind in der Tabelle 23, sowie in den Abbildungen 56 und 57 dargestellt. Tabelle 23 zeigt die maßgebenden Erdbebenerfüllungsfaktoren des Gebäudes in der jeweiligen Gebäuderichtung. Bild 56 zeigt den Schadenszustand, bei Erreichen der vorgegebenen Verformung des Gebäudes sowie die Kapazitätskurve in der X-Richtung. Bild 57 zeigt den Schadenszustand, bei Erreichen der vorgegebenen Verformung des Gebäudes sowie die Kapazitätskurve in der Y-Richtung. Tabelle 24: Auswertung von Fall A

Tab. 23: Auswertung von Fall A

maßgebende Einwirkungsrichtung	MODE	dt [cm]	dm [cm]	α –Wert
	Kraftverteilung	Zielverschiebung	größtmögliche zulässige Verschiebung	Erdbebenerfüllungsfaktor (SD) $\alpha_{SD} = \frac{d_m}{d_t} \cdot \frac{3}{4}$
+X; + 81,75 exz.	MODE 1	5,37	4,00	<b>0,56</b>
-Y; +108,25 exz.	MODE 1	2,74	2,60	<b>0,71</b>





**Abb.57: Y-Richtung;** Schadenzustandserfassung mit Kapazitätskurve bei  $dm+1$  Ausschnitt aus 3-muri

### 10.5.3 Altbestand ohne Berücksichtigung von Geschößdecken

Die maßgebenden Resultate der Pushover-Berechnung des Falles – B sind in Tabelle 24, sowie in den Abbildungen 58, 59 und 60 dargestellt. Tabelle 24 zeigt die maßgebenden Erdbebenerfüllungsfaktoren des Gebäudes in der jeweiligen Gebäuderichtung. Bild 58 zeigt den Schadenszustand bei Erreichen der vorgegebenen Verformung des Gebäudes sowie die Kapazitätskurve in der X-Richtung. Bild 59 zeigt den Schadenszustand bei Erreichen der vorgegebenen Verformung des Gebäudes sowie die Kapazitätskurve in der Y-Richtung. Bild 60 zeigt den Schadenszustand bei Erreichen der vorgegebenen Verformung des Gebäudes sowie die Kapazitätskurve in der Y-Richtung mit einem Lastangriff ohne Exzentrizität.

Tab. 24: Auswertung von Fall B

maßgebende Einwirkungsrichtung	MODE	dt [cm]	dm [cm]	α –Wert
	Kraftverteilung	Zielverschiebung	größtmöglich zulässige Verschiebung	Erdbebenerfüllungsfaktor (SD) $\alpha_{SD} = \frac{d_m}{d_t} \cdot \frac{3}{4}$
-X; + 81,75 exz.	MODE 1	3,74	3,00	<b>0,60</b>
-Y; +108,25 exz.	MODE 1	3,06	1,79	<b>0,43</b>

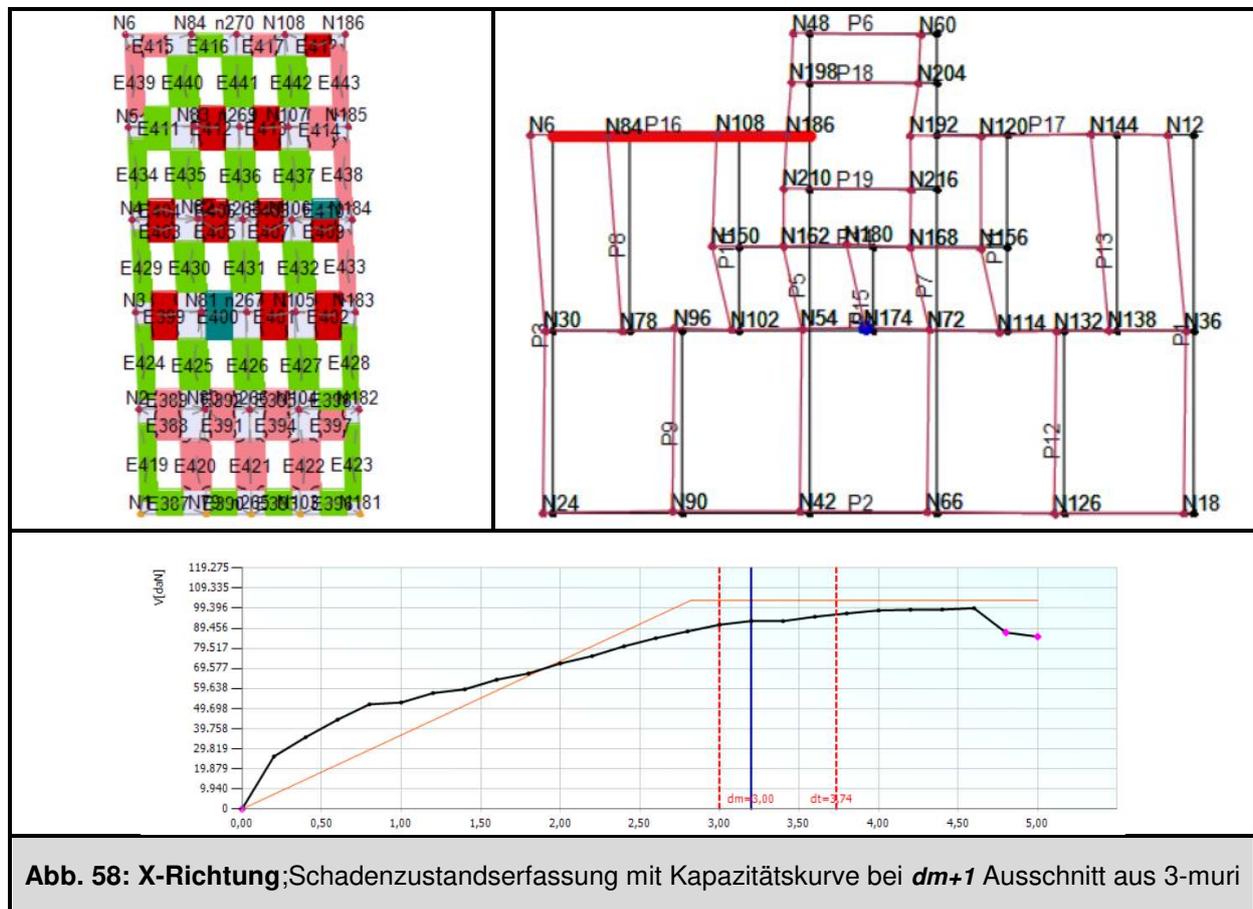
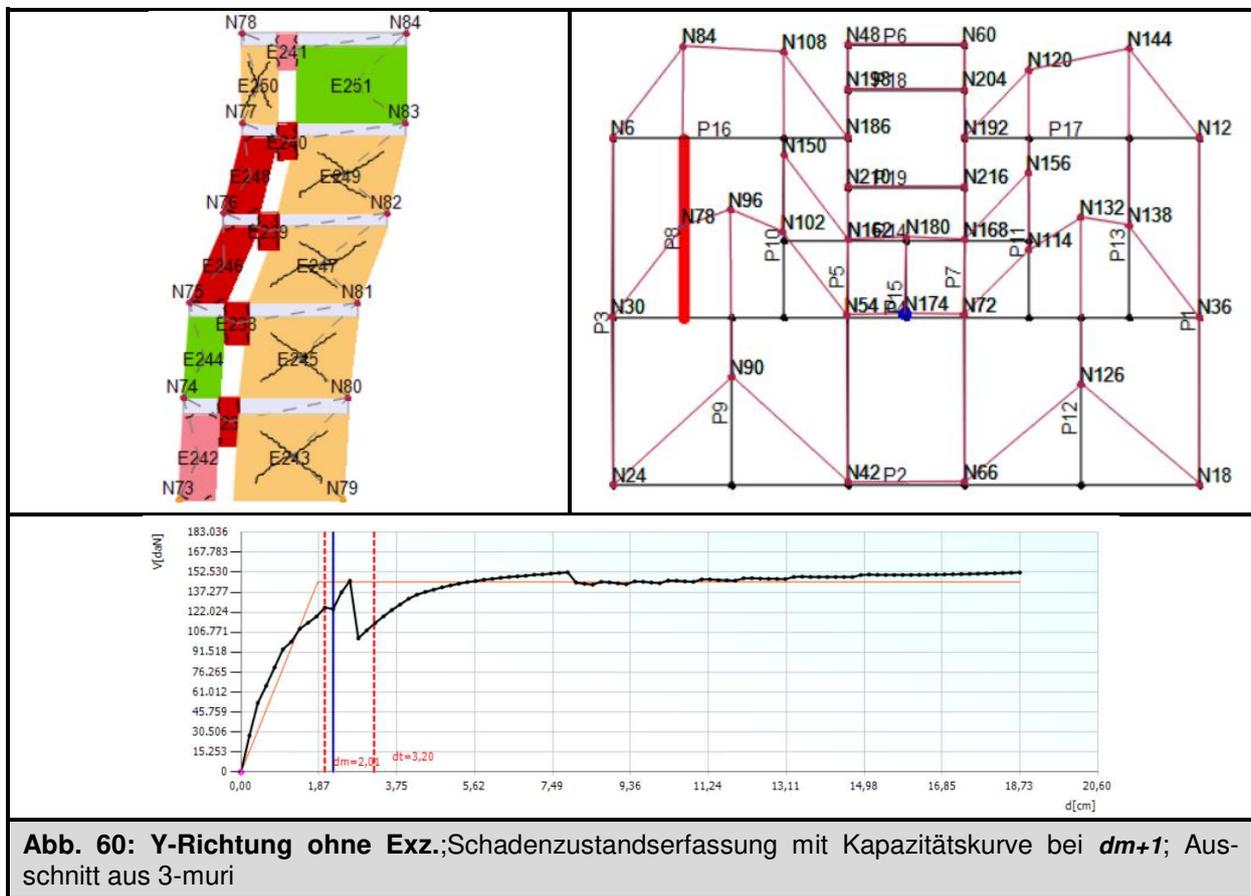
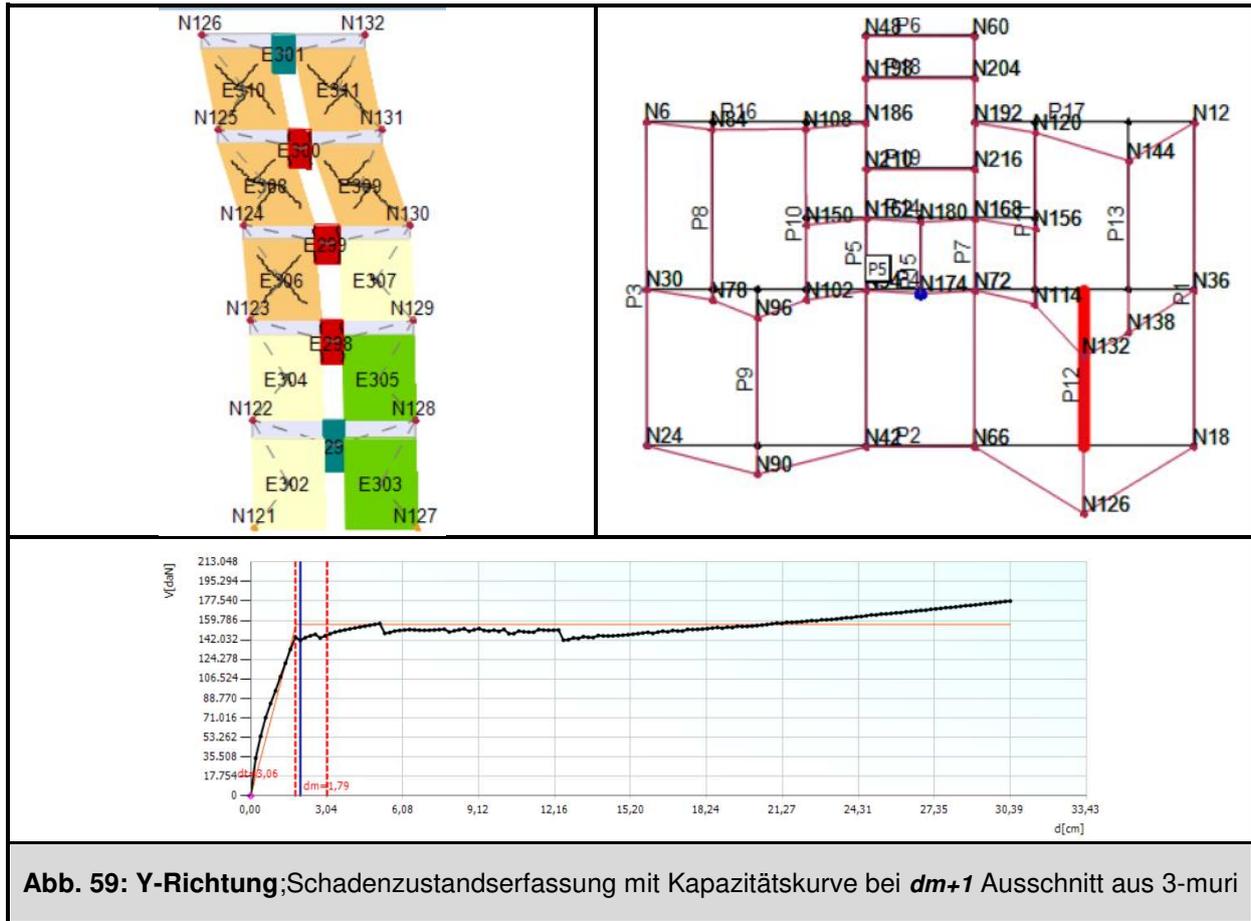


Abb. 58: X-Richtung; Schadenszustandserfassung mit Kapazitätskurve bei dm+1 Ausschnitt aus 3-muri



### 10.5.4 Fall C: Altbestand mit ertüchtigter Dachgeschoßdecke

Die maßgebenden Resultate der Pushover-Berechnung des Falles – C sind in Tabelle 25 sowie in den Abbildungen 61 und 62 dargestellt. Tabelle 25 zeigt die maßgebenden Erdbenerfüllungsfaktoren des Gebäudes in der jeweiligen Gebäuderichtung. Abbildung 61 zeigt den Schadenszustand bei Erreichen der vorgegebenen Verformung des Gebäudes sowie die Kapazitätskurve in der X-Richtung. Abbildung 62 zeigt den Schadenszustand bei Erreichen der vorgegebenen Verformung des Gebäudes sowie die Kapazitätskurve in der Y-Richtung.

Tab. 25: Auswertung von Fall C

maßgebende Einwirkungsrichtung	MODE Kraftverteilung	dt [cm] Zielverschiebung	dm [cm] größtmöglich zulässige Verschiebung	α –Wert Erdbebenerfüllungsfaktor (SD) $\alpha_{SD} = \frac{d_m}{d_t} \cdot \frac{3}{4}$
-X; ohne exz.	MODE 1	5,63	6,00	<b>0,80</b>
-Y; +108,25 exz.	MODE 1	2,37	2,40	<b>0,76</b>

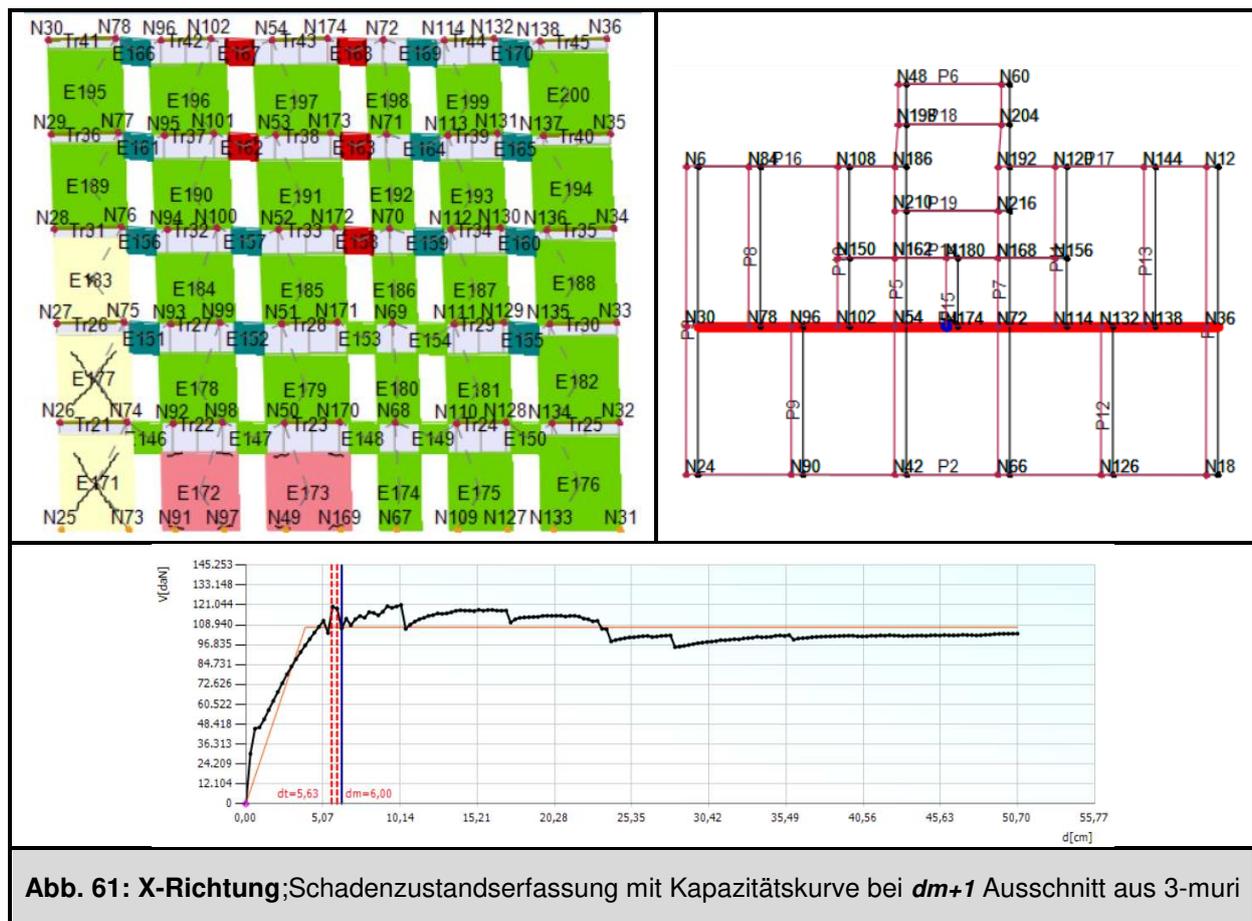
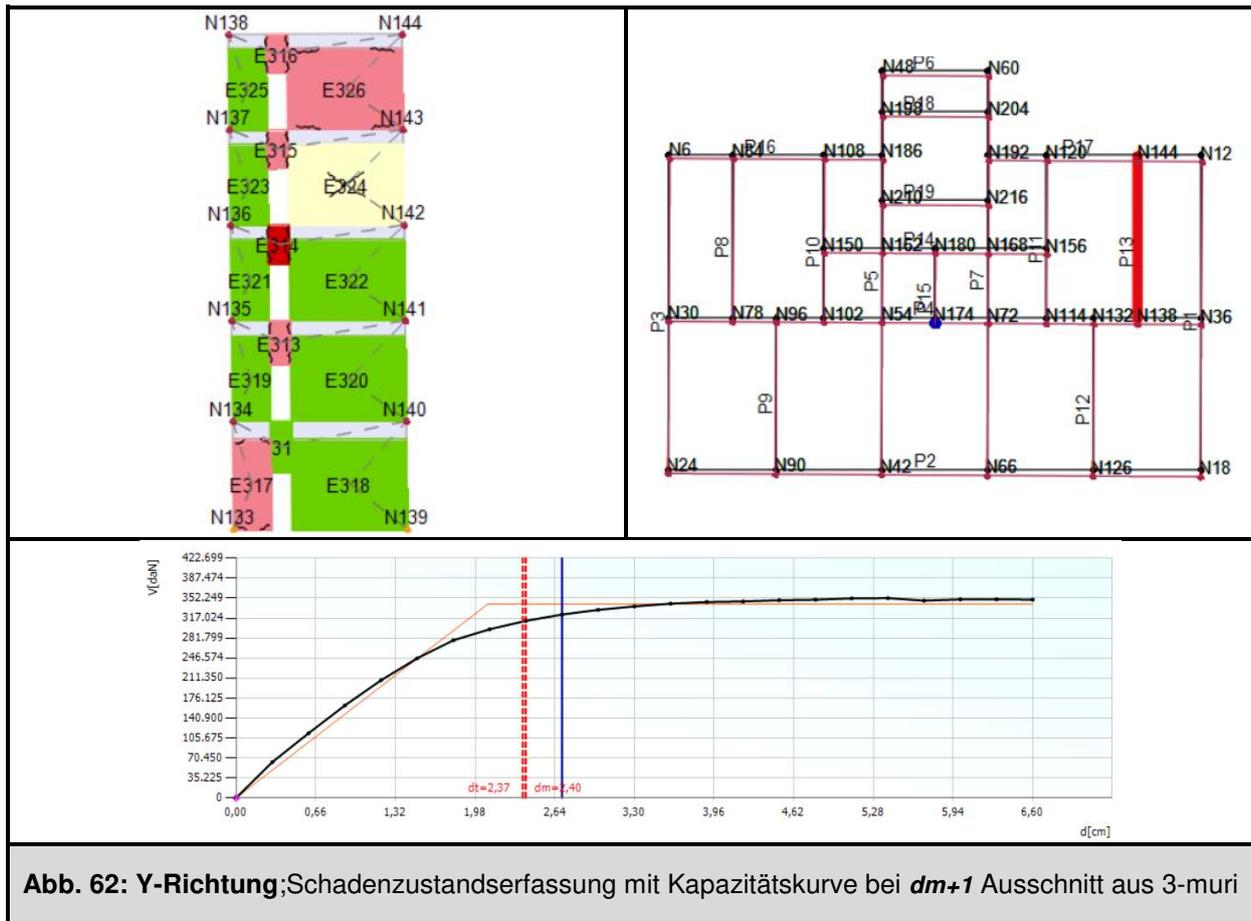


Abb. 61: X-Richtung; Schadenszustandserfassung mit Kapazitätskurve bei  $dm+1$  Ausschnitt aus 3-muri

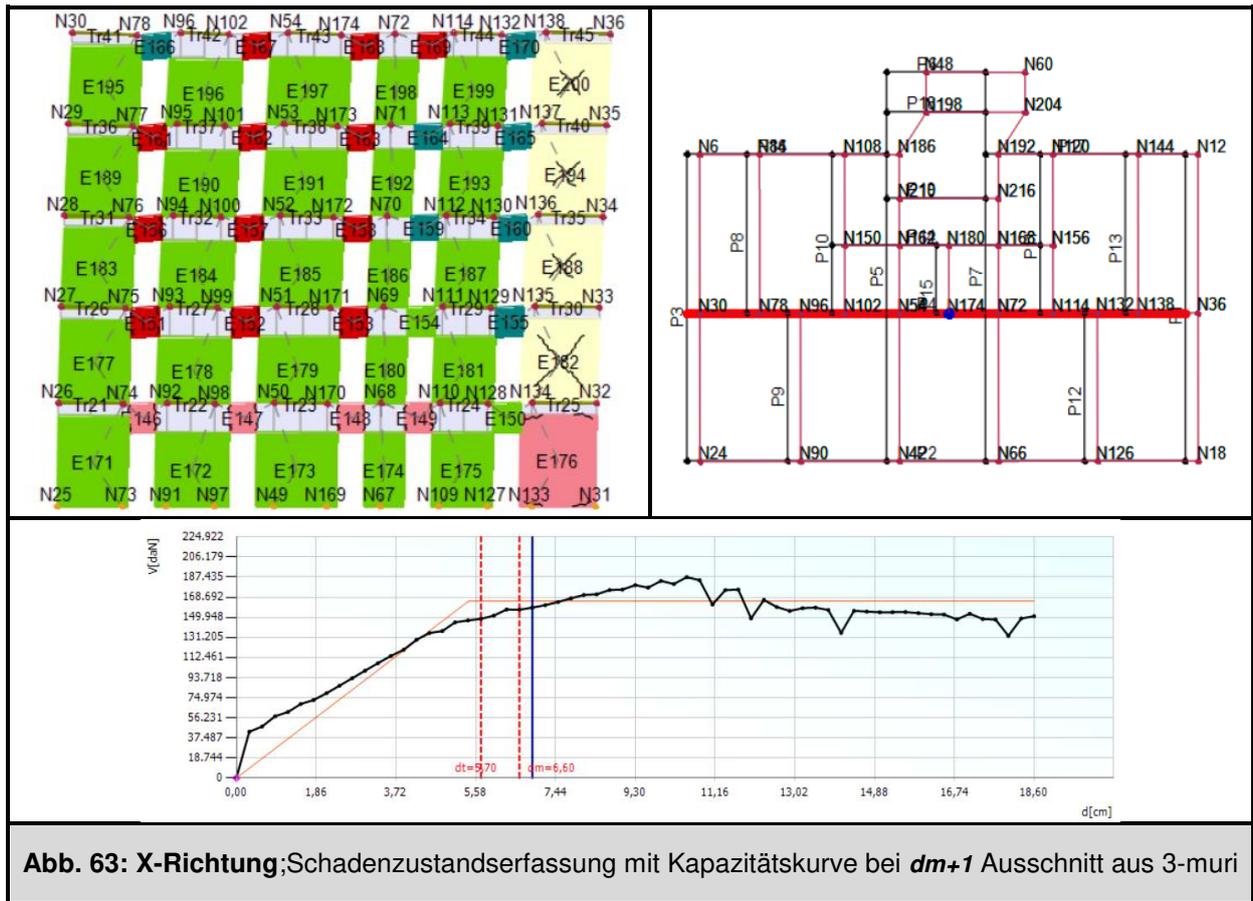


### 10.5.5 Fall – D: Altbestand mit Ertüchtigung aller Geschoßdecken

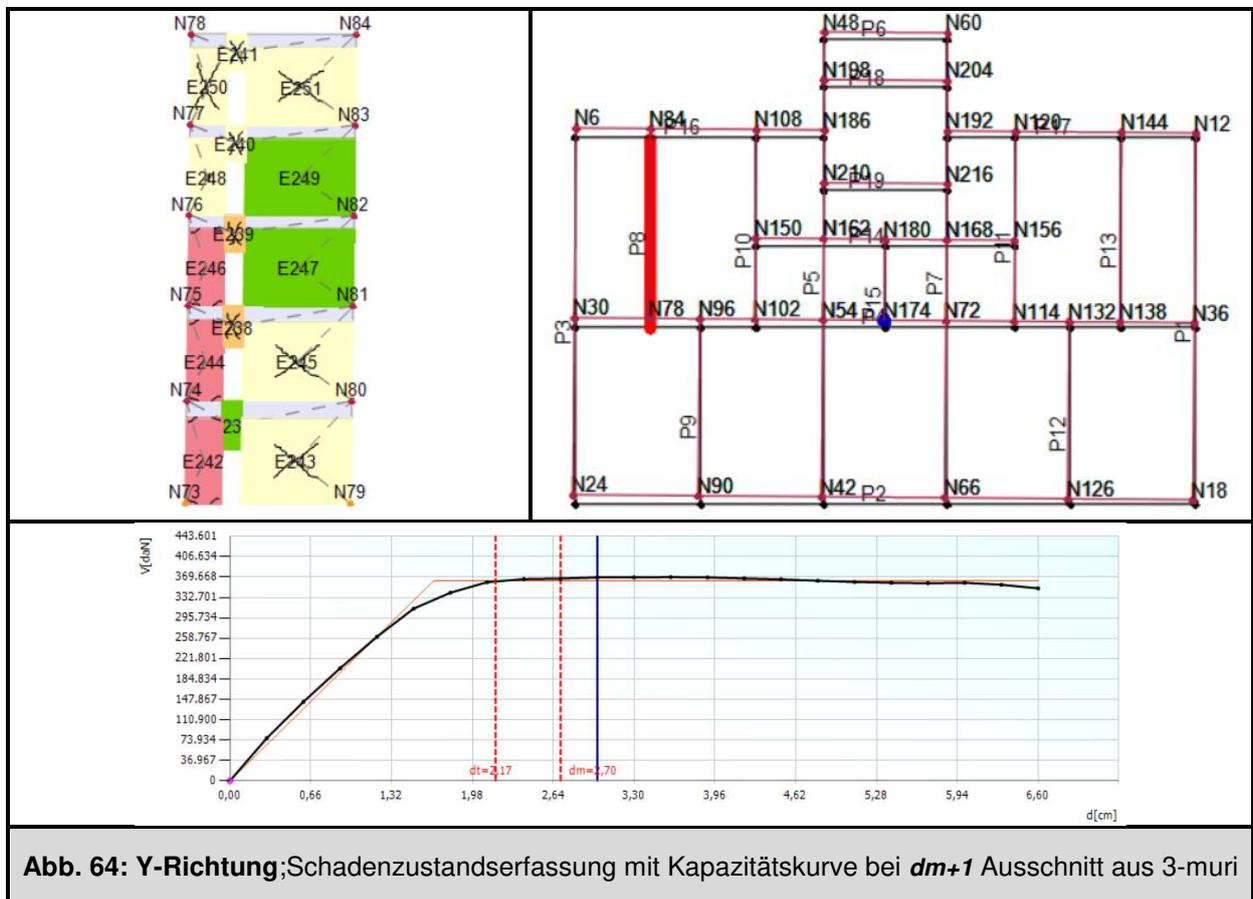
Die maßgebenden Resultate der Pushover-Berechnung des Falles – D sind in Tabelle 26, sowie in den Abbildungen 63 und 64 dargestellt. Tabelle 26 zeigt die maßgebenden Erdbenerfüllungsfaktoren des Gebäudes in der jeweiligen Gebäuderichtung. Die Abbildung 63 zeigt den Schadenszustand, bei Erreichen der vorgegebenen Verformung des Gebäudes sowie die Kapazitätskurve in der X-Richtung. Die Abbildung 64 zeigt den Schadenszustand, bei Erreichen der vorgegebenen Verformung des Gebäudes sowie die Kapazitätskurve in der Y-Richtung.

**Tab. 26:** Auswertung von Fall D

maßgebende Einwirkungsrichtung	MODE Kraftverteilung	$d_t$ [cm] Zielverschiebung	$d_m$ [cm] größtmöglich zulässige Verschiebung	$\alpha$ –Wert Erdbenerfüllungsfaktor (SD) $\alpha_{SD} = \frac{d_m}{d_t} \cdot \frac{3}{4}$
+X; +81,75 exz.	MODE 1	5,70	6,60	<b>0,87</b>
+Y; -108,25 exz.	MODE 1	2,17	2,70	<b>0,93</b>



**Abb. 63: X-Richtung;**Schadenzustandserfassung mit Kapazitätskurve bei  $dm+1$  Ausschnitt aus 3-muri



**Abb. 64: Y-Richtung;**Schadenzustandserfassung mit Kapazitätskurve bei  $dm+1$  Ausschnitt aus 3-muri

### 10.5.6 Fall – E: Altbestand mit Ertüchtigung aller Geschoßdecken mit doppelter Beplankung

Die maßgebenden Resultate der Pushover-Berechnung des Falles – E sind in Tabelle 27, sowie in den Abbildungen 65 und 66 dargestellt. Tabelle 27 zeigt die maßgebenden Erdbenerfüllungsfaktoren des Gebäudes in der jeweiligen Gebäuderichtung. Abbildung 65 zeigt den Schadenszustand bei Erreichen der vorgegebenen Verformung des Gebäudes sowie die Kapazitätskurve in der X-Richtung. Abbildung 66 zeigt den Schadenszustand bei Erreichen der vorgegebenen Verformung des Gebäudes sowie die Kapazitätskurve in der Y-Richtung.

Tab. 27: Auswertung von Fall E

maßgebende Einwirkungsrichtung	MODE	dt [cm]	dm [cm]	α –Wert
-X; ohne exz.	MODE 1	5,52	4,50	<b>0,61</b>
+Y; +108,25 exz.	MODE 1	2,65	2,40	<b>0,68</b>

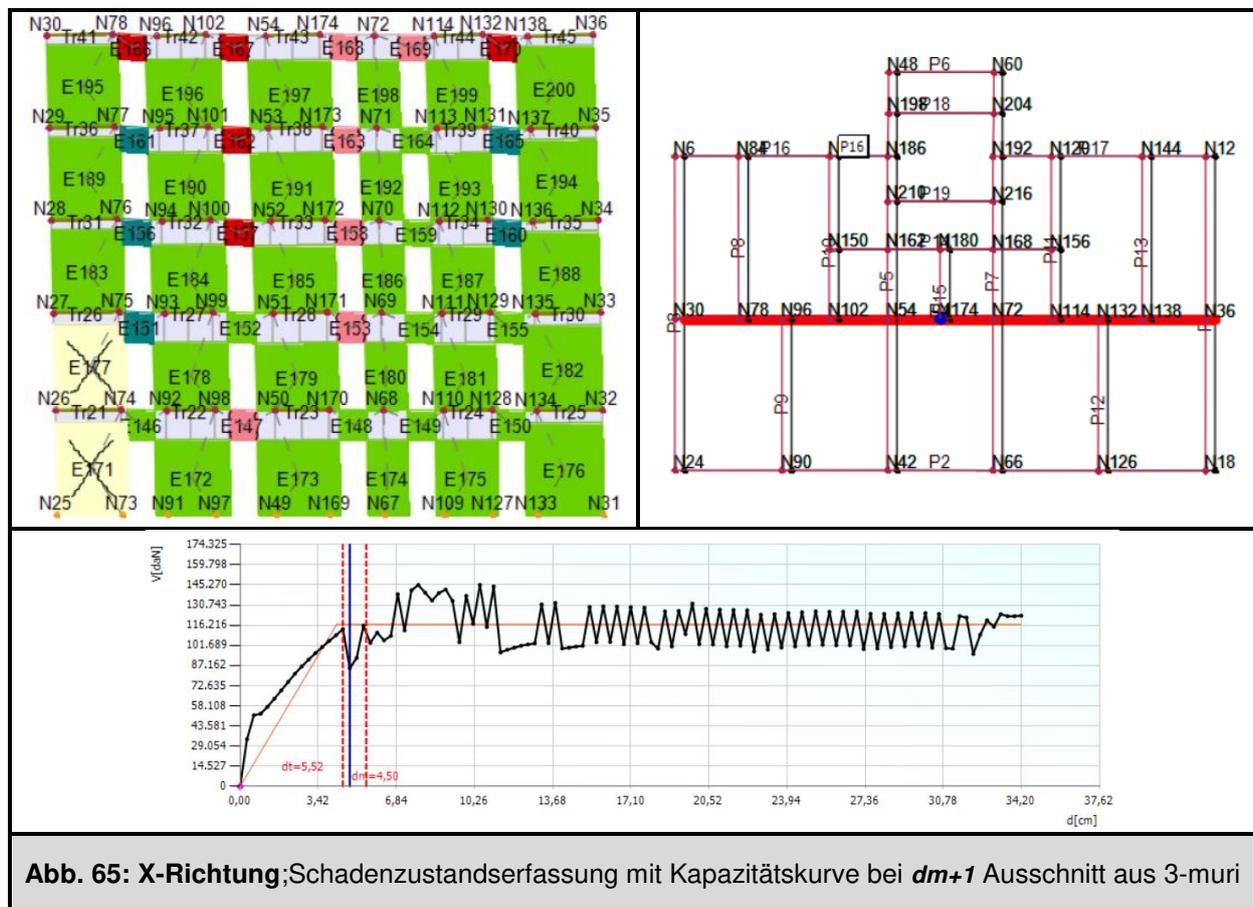


Abb. 65: X-Richtung; Schadenszustandserfassung mit Kapazitätskurve bei  $dm+1$  Ausschnitt aus 3-muri

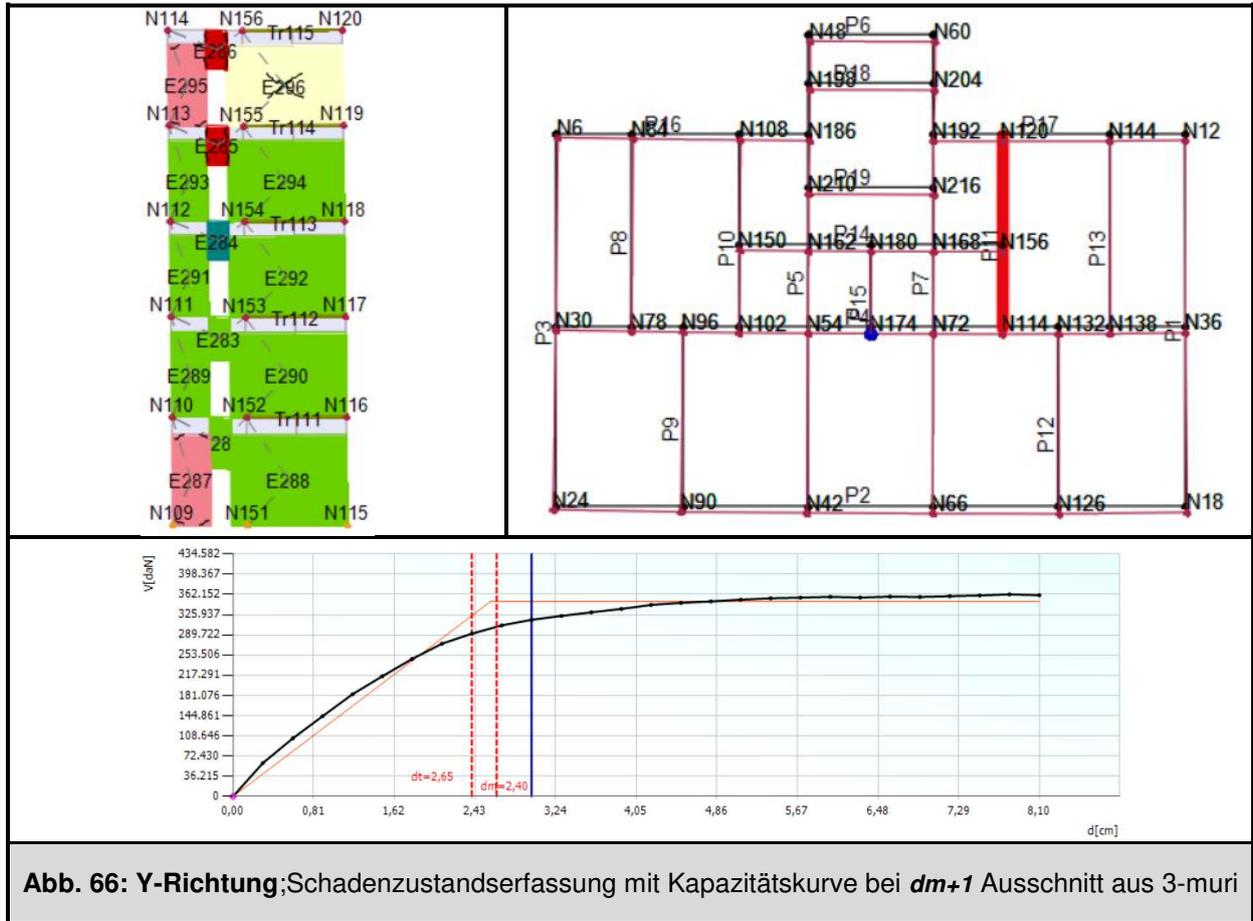


Abb. 66: Y-Richtung;Schadenzustandserfassung mit Kapazitätskurve bei  $dm+1$  Ausschnitt aus 3-muri

# 11 Interpretation der Ergebnisse

## 11.1 Fall – A: Altbestand

Aufgrund der vielen Querwände weist das Gebäude sowohl eine höhere Erdbebenkapazität als auch eine höhere Steifigkeit in Querrichtung (Y-Richtung) auf.

Der Grund für die schwächere Längsachse des Gebäudes sind die vielen Öffnungen in den Außenmauern und der Mittelmauer. Durch die Öffnungen werden die Längswände geschwächt. Ein weiterer Punkt ist die Berechnungsvoraussetzung des Programms, dass der Fenstersturz ein Kopplungsträger ist. Dadurch versagen dieser zumeist als erster bei der Belastungsrichtung längs zum Gebäude.

## 11.2 Fall – B: Altbestand ohne Berücksichtigung von Geschoßdecken

Das Fehlen der Tramdecken macht sich deutlich bemerkbar. Das 3-muri Programm setzt eine Kraftübertragung in Tramrichtung voraus. Die Tramdecken können in Y-Richtung Zug- und Druckkräfte übertragen. Sind die Tramdecken nicht vorhanden oder nicht entsprechend Kapitel 9.3 mit den Außenmauern verschlossen, wirkt sich das negativ auf die Erdbebenkapazität in Querrichtung aus.

Das Gebäude ist um einiges schwächer in Querrichtung ohne Tramdecken. Durch das fehlende Aussteifungsvermögen der Tramdecken werden die Knicklängen der Außen- und Mittelmauerpfeiler größer. Das führt dazu, dass die Pfeiler früher ausknicken. Ohne Tramdecke bzw. Schließen werden die Querwände nicht belastet und die Außenwandpfeiler nicht entlastet. Die Pfeiler, welche nicht mit den Querwänden verzahnt sind, müssen höhere Erdbebenkräfte abtragen, wodurch deren Kapazität sinkt und sie sich mehr verformen. Ab einer gewissen Verformung versagen die Querwände auf Schub wodurch auch die angrenzenden Pfeiler versagen. Dieses Verhalten ist in Abbildung 59 und 60 zu beobachten.

In Längsrichtung ist keine Auswirkung der fehlenden Tramdecken hinsichtlich der Erdbebenkapazität zu beobachten. Das Programm 3-muri setzt keine Kraftübertragung in X-Richtung bei den Tramdecken an. Zudem verringern die vorhandenen Fensterstürze die Knicklängen der Pfeiler in Längsrichtung. Allerdings konnte eine Änderung der Gebäudesteifigkeit beobachtet werden (siehe Kapitel: Vergleich der Fälle A und B).

In der Realität jedoch steifen die Verschließungen der Tramdecken die Längsrichtung des Gebäudes ein wenig aus (siehe Kapitel 9.4.2.) Jedoch wird diese geringfügige Aussteifung bei der Berechnung vernachlässigt.

### **11.3 Fall – C: Altbestand mit ertüchtigter Dachgeschoßdecke**

Der Einfluss der schubsteifen Holzbetonverbunddecke im obersten Geschoß ist in den Erdbenerfüllungswerten sehr gut sichtbar. Die Auswirkung der schubsteifen Decke auf das Erdbebenverhalten wurde im Kapitel 9.1.1 genau erläutert.

Zu sehen ist, dass die Verbunddecke aufgrund ihrer Scheibenwirkung die Wände verbindet und diese dadurch eine annähernd gleiche Verschiebung erfahren. Dies wirkt sich auch durch die Kraftumlagerung positiv auf die Erdbebenkapazität aus, wie die Erdbenerfüllungswerte zeigen.

### **11.4 Fall – D: Altbestand mit Ertüchtigung aller Geschoßdecken**

Die zusätzlichen Holzbetonverbunddecken in den unteren Geschoßen steifen zwar das Gebäude mehr aus, jedoch bewirken sie aufgrund der geringeren Energiedissipation ein Versagen bereits bei kleineren Verformungen.

Durch die Verringerung der Pfeilerknicklängen auf die Geschoßhöhe wird die Erdbebenkapazität in Längsrichtung verbessert. Das schon ohnehin in Querrichtung steife Gebäude erfährt eine, im Vergleich zum Fall C verhältnismäßig geringe Steigerung der Erdbebenkapazität. Grund dafür sind die geschoßweisen Kraftumlagerungen der Querwände.

### **11.5 Fall – E: Altbestand mit Ertüchtigung aller Geschoßdecken mit doppelter Beplankung**

Die zusätzliche Holzschalung hat kaum einen Einfluss auf das Erdbebenverhalten des Gebäudes. Die Holzschalung kann die abzuleitenden Kräfte aufgrund ihrer niedrigen Festigkeit und Dimensionen nicht aufnehmen.

## 12 Vergleich der Fälle

Der Einfluss der Decken auf die Erdbebenkapazität des Gebäudes wurde durch den Vergleich der maßgebenden Erdbebenerfüllungsfaktoren ( $\alpha$ -Werte) dargestellt. Der Vergleich der Kollaps-Verformungen der fünf Fälle liefert eine Aussage über den Einfluss der Deckensysteme auf die Gebäudesteifigkeit.

### 12.1.1 Vergleich der Fälle A und B

Fall	$\alpha$ -Wert		Kollaps-Verformung [cm]	
	X - Richtung	Y- Richtung	X - Richtung	Y- Richtung
A	0,56	0,71	39,60	7,00
B	0,60	0,43	5,00	28,60
<b>Abweichung vom Fall A [%]</b>	<b>+4</b>	<b>-28</b>	<b>-792</b>	<b>+409</b>

Tab. 28: Vergleich - Fall A und B

Beim Vergleich der Kollaps-Verformung ist die Änderung der globalen Steifigkeit am deutlichsten zu erkennen. Im Fall A ist das Gebäude aufgrund der vielen Querwände, der vorhandenen Tramdecken und deren Verschließungen viel steifer in der Querrichtung (Y-Richtung). Das erkennt man anhand der Kollaps-Verformung die nur 7 cm beträgt. Vergleicht man diese mit der Verformung des zweiten Falles sieht man den Einfluss der fehlenden Tramdecken. Das Gebäude ist in der Y-Richtung wie erwartet weicher geworden und verformt sich deutlich mehr.

Durch die fehlenden Tramdecken und deren Verschließung werden die Pfeiler bzw. die Außen- und Mittelmauern nicht entlastet, wodurch mehr Kräfte angezogen werden. Das bewirkt eine Steigerung der Steifigkeit in Längsrichtung, was auch aus dem Vergleich der beiden Kollaps-Verformungen herausgelesen werden kann.

### 12.1.2 Vergleich der Fälle A und C

Fall	$\alpha$ -Wert		Kollaps-Verformung [cm]	
	X - Richtung	Y- Richtung	X - Richtung	Y- Richtung
A	0,56	0,71	39,60	7,00
C	0,80	0,76	50,70	6,60
<b>Abweichung vom Fall A [%]</b>	<b>+24</b>	<b>+5</b>	<b>+128</b>	<b>-6</b>

Tab. 29: Vergleich - Fall A und C

Der Einfluss der obersten Verbunddecke macht sich in der Y- Richtung (Querrichtung) des Gebäudes kaum bemerkbar. Der Grund ist, dass das Gebäude aufgrund der vielen durchgehenden Querwände ohnehin im Bestand steif genug ist und der Beitrag der Verbunddecke zur Aussteifung nur noch ein geringer ist. Bemerkbar wird dies durch den Vergleich der Ver-

formungen. Das ertüchtigte Gebäude verformt sich um 6% (4mm) weniger als das Bestandsgebäude. Daraus folgend wird die Erdbebenkapazität in Y-Richtung nur um 5% verbessert. Hingegen merkt man eine deutliche Verbesserung in Längsrichtung des Gebäudes. Die Verbunddecke verbindet die Außen- und Mittelmauern wodurch mehrere Wege der Kraftumlagerung eröffnet werden. Das wird deutlich indem man die beiden Verformungen vergleicht. Das ertüchtigte Gebäude kann größere Verformungen aufnehmen da es wegen der Verbunddecke Energie dissipieren und Kräfte umleiten kann. Die Kraftumlagerungen erlauben den weiteren Anstieg der Verformung. Versagende Bauteile leiten ihre Lasten auf andere intakte Bauteile weiter bis das Gebäude kollabiert.

### 12.1.3 Vergleich der Fälle A und D

Fall	$\alpha$ -Wert		Kollaps-Verformung [cm]	
	X - Richtung	Y- Richtung	X- Richtung	Y- Richtung
A	0,56	0,71	39,60	7,00
D	0,87	0,93	18,60	6,60
<b>Abweichung vom Fall A [%]</b>	<b>+31</b>	<b>+22</b>	<b>-213</b>	<b>-6</b>

Tab. 30: Vergleich - Fall A und D

Wie zu erwarten war, steifen die geschoßweisen Verbunddecken im Vergleich zum Bestand das Gebäude mehr aus. Das ohnehin in der Y-Richtung (Querrichtung) steife Bestandsgebäude wird zufolge der geschoßweisen Aussteifung der Verbunddecken zusätzlich verstärkt. Die Knick- und Einspannlänge der Querwände wird auf die Geschoßhöhe reduziert, was sich auch in der Verformung und im Erdbebenerfüllungsfaktor bemerkbar macht. Es ist eine Kapazitätsverbesserung von 22% zu beobachten. Die maximale Verformung des Bestandsgebäudes in der Querrichtung ist beinahe ident mit der des ertüchtigten Gebäudes woraus zu schließen ist, dass die geschoßweisen Verbunddecken zur Steifigkeit in der Y-Richtung nicht so viel beigetragen haben, sondern eher die Querwände gegen globales und lokales Versagen geschützt haben. Betrachtet man auch die maßgebende Kapazitätskurve (siehe Abbildung 58) so ist auch zu erkennen dass diese beinahe der bilinearen Annäherungskurve folgt, woraus zu schließen ist, dass die Verbunddecken mit ihrem „linearen“ Verhalten, dem nicht-linearen Verhalten vom Mauerwerk entgegengewirkt haben.

In der X-Richtung (Längsrichtung) des Gebäudes ist eine signifikante Steigerung der Erdbebenkapazität und der Steifigkeit zu beobachten. Das Gebäude erfährt eine enorme Steigerung der Erdbebenkapazität von 31%, was auf eine umfangreichere Kraftumlagerung zurückzuführen ist. Das in der X-Richtung sehr steife Gebäude zieht mehr Kräfte an, hat jedoch eine geringere Energiedissipation wodurch es sich weniger verformen kann, bis der Kollaps eintritt. Dieses steife Verhalten wird durch die deutlich geringere Verformung von 18,60 cm ausgedrückt.

### 12.1.4 Vergleich der Fälle C und D

Fall	$\alpha$ -Wert		Kollaps-Verformung [cm]	
	X - Richtung	Y- Richtung	X - Richtung	Y- Richtung
C	0,80	0,76	50,70	6,60
D	0,87	0,93	18,60	6,60
<b>Abweichung vom Fall C [%]</b>	<b>+7</b>	<b>+17</b>	<b>-272</b>	<b>±0</b>

Tab. 31: Vergleich - Fall C und D

Beim Vergleich der zwei ertüchtigten Versionen des Mustergebäudes konnten zwei Effekte beobachtet werden. Das Gebäude erfährt durch die zusätzlichen Verbunddecken in den Zwischengeschoßen eine enorme Aussteifung in X-Richtung (Längsrichtung), jedoch werden mehr Kräfte angezogen, welchen die Mauerwerksbauteile nicht lang genug standhalten können. So verbessert sich die Erdbebenkapazität in der X-Richtung nur um 7%. Die Kollaps-Verformung nimmt aufgrund der höheren Steifigkeit um 32,1 cm ab.

Die Erdbebenkapazität in Y-Richtung (Querrichtung) des Gebäudes wurde um 17% erhöht. Grund dafür ist das Entgegenwirken der geschoßweisen Verbunddecken gegen das lokale oder globale Versagen der Querwände.

Die Interaktion zwischen den einzelnen Wänden im Grundriss und den Geschoßdecken ist maßgebend für das globale Tragverhalten von Mauerwerksbauten. Eine horizontale Erdbebeneinwirkung verursacht geschoßweise Wandrotationen und diese Wandrotationen erzeugen Druckdiagonalen zwischen den Wandecken. [13]

Zudem erfahren die Wandscheiben eine Einspannwirkung durch die schubsteifen Deckenscheiben. Bei kurzen Wänden ist diese Einspannwirkung durch größere Wandrotationen stärker ausgeprägt als bei langen Wänden, welche die Wandrotation durch Schubkräfte abtragen. [13]

Bei nachträglich hergestellten schubsteifen Decken (Verbunddecken) kann aber nicht von einer völligen Einspannwirkung zwischen Wand und Deckenscheibe ausgegangen werden. Der Anschluss ist zudem in der Realität sehr aufwändig bzw. gar nicht ausführbar. Das berücksichtigt das 3-muri Programm, indem es die Einspanngrade automatisch so angepasst wird, dass die Wände, unabhängig von deren Länge, hauptsächlich auf Schub versagen.

Eine enorme Verbesserung der Erdbebenkapazität durch das Herstellen mehrerer Verbunddecken wird somit nicht erreicht, da am Ende das Versagen der Mauerwerksscheiben maßgebend ist und dieses unabhängig von der Anzahl der Verbunddecken ab einer gewissen Belastung eintritt.

Der Vergleich zeigt also, dass die oberste Verbunddecke für die Erdbebenertüchtigung von Wiener Gründerzeithäuser vollkommen ausreichend ist. Zudem ist die geschoßweise Ausführung von Verbunddecken technisch sehr anspruchsvoll, unwirtschaftlich und auch rechtlich nicht durchführbar, da die meisten Wohnungen in den unteren Geschoßen bewohnt und somit nicht zugänglich sind.

### 12.1.5 Vergleich der Fälle A und E

Fall	$\alpha$ -Wert		Kollaps-Verformung [cm]	
	X - Richtung	Y- Richtung	X - Richtung	Y- Richtung
A	0,56	0,71	39,60	7,00
E	0,61	0,68	34,20	8,10
<b>Abweichung vom Fall A [%]</b>	<b>+5</b>	<b>-3</b>	<b>-14</b>	<b>+16</b>

Tab. 32: Vergleich - Fall A und E

Der Vergleich zeigt, dass die Ertüchtigung durch die zusätzliche Schalung keine Verbesserung bringt. Die abzuleitenden Trägheitskräfte sind viel zu groß, als dass sie von der doppelten Schalung in die bestehenden Schubwände eingeleitet werden könnten. In der Realität wäre diese Verstärkungsmaßnahme zwar sehr wirtschaftlich jedoch hätte man trotzdem Hindernisse bei der Ausführung. Unter anderem müsste man einen schubsteifen Anschluss zwischen den Querwänden und der Schalung herstellen. Solch ein Anschluss ist technisch nicht möglich, da die zu übertragenden Trägheitskräfte viel zu groß sind. Das Problem liegt nicht nur an den Verbindungsmitteln, sondern auch an den zu verbindenden Materialien. Selbst wenn man eine technische Lösung finden würde, würde man letztendlich daran scheitern, dass die Wohnungen in den Geschoßen bewohnt sind.

## 13 Zusammenfassung

Die Ergebnisse der Simulationen zeigen, dass der Einfluss der Holztramdecken in Gründerzeithäuser nicht zu unterschätzen ist. Sind die Holzträmme mit den Pfeilern verschlossen, verbessern sie das Erdbebenverhalten in Querrichtung des Gebäudes enorm. Beim Fehlen der Tramdecken bzw. deren Verschließung kommt es schnell zu einem lokalen Versagen der tragenden Außen- und Mittelmauern.

**Tab. 33:** Zusammenfassung der Erdbebenerfüllungsfaktoren

Fall	X-Richtung (Längsrichtung)	Y-Richtung (Querrichtung)
<b>A</b>	0,56	0,71
<b>B</b>	0,60	0,43
<b>C</b>	0,80	0,76
<b>D</b>	0,87	0,93
<b>E</b>	0,61	0,86

Eine zusätzliche Schalung hat sich in den Berechnungen als Verstärkungsmaßnahme nicht als sinnvoll erwiesen. Es wurde keine deutliche Verbesserung zum Bestandsgebäude bemerkt. In der Realität lässt sich diese Verstärkungsmaßnahme nur schwer herstellen. Zu einem ist der technische Anschluss schwierig zum anderen kann man die bewohnten Wohnungen selten betreten, um eine Verstärkung durchzuführen.

Der Einfluss der Verbunddecken auf die Ertüchtigung wird jedoch sehr gut dargestellt. Der Vergleich der Fälle C und D liefert die Antwort auf die Frage, ob mehrere Verbunddecken in einem Gebäude Sinn machen. Die Ausführung mehrerer Verbunddecken bringt im Vergleich zur Ausführung einer obersten Verbunddecke keinen wesentlichen Zuwachs der Erdbebenkapazität. Das Gebäude ist zwar viel steifer, zieht dadurch aber mehr Kräfte an und versagt aufgrund der fehlenden Energiedissipation bei einer geringeren Verformung.

## 14 Schlussfolgerung und Ausblick

Faktum ist, dass sich die Modellbildung sowie die Untersuchung der Gebäude im Erdbebenfall vor allem in der Nachbemessung von Altbauten noch in der Anfangsphase der Erdbebenforschung befinden, da viele Gebäude rein rechnerisch sehr schwer nachweisbar sind, jedoch einige Erdbeben aus der Vergangenheit ohne große Schäden an der Tragstruktur überstanden haben. Das bedeutet, dass das Tragverhalten des Altbestands noch nicht vollständig wiedergegeben werden kann und dieses in Zukunft erforscht werden sollte. Weiteres ist der Einfluss der bestehenden Holztramdecken auf die Gebäudeaussteifung noch unklar, wo noch sehr viel Potential liegen könnte.

Die Ergebnisse dieser Arbeit weisen eindeutig darauf hin, dass die bestehenden Holztramdecken einen erheblichen Einfluss auf die Gebäudesteifigkeit haben. Ein weiteres Ergebnis liegt darin, dass zusätzliche Verbunddecken in den unteren Geschoßen keine wesentliche Verbesserung bringen, sondern im Gegenteil sogar kontraproduktiv sein könnten. Die jüngste Erkenntnis weist darauf hin, dass die Ertüchtigung durch eine zusätzliche Holzschalung kaum sinnvoll ist. Um die Ergebnisse dieser Arbeit zu verifizieren, würden sich Versuche im Großmaßstab zielführend erweisen. Was den Ausblick auf zukünftige Entwicklungen betrifft, hat besonders das Thema Fensterstürze einiges Potential für Untersuchungen, weil die nicht ausgenutzten Fensterstürze in den meisten Rechenmodellen nicht nachvollziehbar berücksichtigt werden. Entweder werden sie biegesteif angenommen (was sie nicht sind) und erzeugen daher große virtuelle Einspannmomente in den Wandpfeilern oder sie werden als Kopplungsträger ohne jeglichen Einfluss auf die Wandscheibe angesetzt. Die gründerzeitlichen Fensterstürze sind in Form Gewölben ausgebildet, die in der Lage sind Schubkräfte aufzunehmen und weiterzuleiten. Bis deren Verhalten richtig untersucht wurde sind die Annahmen in den Rechenmodellen noch zu unpräzise und können daher zu sehr ungenauen Ergebnissen führen.

Ein weiterer Punkt ist die Verstärkung vorhandener bzw. der Einbau zusätzlicher Gebäudeschließen. Diese würden bei relativ geringen Kosten eine maßgebliche Verbesserung des bestehenden Gründerzeithauses bewirken. Den positiven Einfluss der Schließen auf die Erdbebenkapazität wurde schon in der Arbeit von Stefanoudakis [10] aufgezeigt.

Fernziel dieser Arbeit ist das Aufzeigen des Potentials unterschiedlicher Ertüchtigungsmaßnahmen in bestehenden Altbauten und so die Personengefährdung im Erdbebenfall mit gezielt gesetzten Ertüchtigungsmaßnahmen auf ein Minimum zu reduzieren.

## 15 Literaturverzeichnis

- [1] Hammerl C.; Lenhardt W.: *Erdbeben in Österreich*. Leykam Druck Graz, 1997.
- [2] Kolbitsch A.: *Hochbaukonstruktionen HBK II*. TU Verlag, WS 2017/2018.
- [3] *Wikipedia* (kein Datum). Abgerufen am 01.10.2019 von <https://de.wikipedia.org/wiki/Richterskala>
- [4] *Wikipedia* (kein Datum). Abgerufen am 01.10.2019 von [https://de.wikipedia.org/wiki/Europ%C3%A4ische\\_Makroseismische\\_Skala](https://de.wikipedia.org/wiki/Europ%C3%A4ische_Makroseismische_Skala)
- [5] Achs G.; Adam C.; Bekö A.; Brusatti W.; Fritz M.; Furtmüller T.; Kopf F.; Pietsch M.; Schäfer D.; Strauss A.; Theilen-Willige B.; Wenzel H.; Zimmermann T.: *Erdbeben im Wiener Becken*. Wien: VCE Holding GmbH (Hg.), 2011.
- [6] Abrihan C.: *Dekorative Fassadenelemente in der Gründerzeit zwischen 1840 und 1918*. Stadtentwicklung Wien; Magistratsabteilung 18, 2013
- [7] Kolbitsch A.; Popp R.; Kirchmayer W.: *Dachgeschoßausbau in Wien*. Verlag Österreich, 2.Auflage, 2016.
- [8] Kolbitsch A.: *Erhaltung und Erneuerung von Hochbauten*. TU Verlag WS.2017/2018.
- [9] Kolbitsch A.: *Altbaukonstruktionen*. Springer – Verlag Wien, 1989.
- [10] Stefanoudakis D.: *Aussteifungsvermögen der bestehenden Holztramdecken in Wiener Gründerzeithäusern im Lastfall Erdbeben*. Dissertation TU Wien, 2016.
- [11] Krohn P.: *Gründerzeitliches Mauerwerk*. Diplomarbeit TU Wien, 2015.
- [12] Plocek R.: *Erdbebenbemessung von Gründerzeithäusern*. Diplomarbeit TU Wien, 2019.
- [13] Meskouris K.; Hinzen K.; Butenweg C.; Mistler M.: *Bauwerke und Erdbeben*. Vieweg +Teubner, 2011.
- [14] Innenministerium Baden-Württemberg (Hg.): *Erdbebensicheres Bauen*.
- [15] Scheidl C.: *Mauerwerksöffnungen in Zwischenwänden von Gründerzeitbauten*. Diplomarbeit TU Wien, 2012.
- [16] Wenk T.: *Erdbebensicherung von Bauwerken*, ETH-Zürich, 21.Februar 2011.
- [17] Karic A.: *Seismische Betrachtung von zentrischen und exzentrischen Massenverteilungen im Industriebau*, Diplomarbeit TU Wien, 2018.
- [18] Karic A.: *Verhalten von historischen Mauerwerksbauten unter Erdbebenbeanspruchung-Einfluss schubstarrer Decken auf die Erdbebensicherheit*, D-A-C-H-Fachteil, 2019.
- [19] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (Hg.): *Dokumentation SIA D 0237 Beurteilung von Mauerwerksgebäuden bezüglich Erdbeben*, 2010.

- [20] Austrian Standards Institute (Österreichisches Normungsinstitut): *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten*. Ausgabe 2013.
- [21] Austrian Standards Institute (Österreichisches Normungsinstitut): *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten – Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-1 und Erläuterungen*. Ausgabe 2017.
- [22] Austrian Standards Institute (Österreichisches Normungsinstitut): *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Tragwerke – Teil 1: Hochbau- ÖNORM B 4008-1:2018 10 15*. Ausgabe 2018
- [23] Heuer R.: *Baudynamik Vorlesung - Erbeben - Teil 3*, Sommersemester 2016
- [24] Schweizerische Eidgenossenschaft: *Erdbeben: Karten der Baugrundklassen*, Bundesamt für Umwelt BAFU, 2016
- [25] Austrian Standards Institute (Österreichisches Normungsinstitut): *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden – Nationale Festlegung zu ÖNORM EN 1998-3 und nationale Erläuterung*. Ausgabe 2018.
- [26] Bachmann H.: *Erdbebensicherung von Bauwerken*. Springer Basel AG, 2. Auflage, 2002
- [27] Wenk T.: *Nichtlineare dynamische Berechnung von Stahlbetonrahmen unter Erdbebeneinwirkung*. ETH-Zürich, 2002.
- [28] Pech A.: *Ziegel im Hochbau*. Birkhäuser Verlag GmbH, 2015
- [29] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (Hg.): *Dokumentation SIA D 0231 Erdbeben und Mauerwerk*, 2009.
- [30] Heuvel D.: *Erdbebensicherheit vom bestehenden Mauerwerksgebäuden*. Projektarbeit Berner Fachhochschule. 2012.
- [31] Plachy R.: *Die Push-Over-Methode*. Projektarbeit TU Wien, 2016.
- [32] Gass D. (Ingware) : *Gründerzeithaus Wien - Vergleichsrechnung nach Push-Over*. Von Ingware Homepage <https://www.ingware.ch/files/gruenderzeithaus.pdf> abgerufen, 2013
- [33] Radlherr C.: *Holzbetonverbund*. TU-Wien Vorlesung Holzbau 2, Sommersemester 2018.
- [34] Kolbitsch A.; Pech A.; Zach F.: *Baukonstruktionen Band 5 – Decken*. Springer Verlag Wien NewYork. 1 Auflage, 2006.
- [35] Krakora A.: *Erdbebenbeanspruchung eines Gründerzeithauses mit Dachgeschoßausbau „Leicht“*. Kammer der Architekten und Ingenieurkonsulenten; Wien, Juli 2008
- [36] *mauerwerksbau-lehre* (kein Datum). Abgerufen am 29.02.2020 von <https://www.mauerwerksbau-lehre.de/>

- [37] Kolbitsch A.; Pech A.; Zach F.: *Tragwerke*. Birkhäuser Verlag Basel .2 Auflage, 2007.