

# DIPLOMARBEIT

## Kraftbasierte Bemessung erdbebenbeanspruchter Mauerwerksbauten auf der Grundlage von Eurocode 8

ausgeführt am  
Institut für Betonbau

durch  
Gerald Lanz

Betreuer  
O. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Lutz Sparowitz

Graz, Juni 2007

# Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Diplomarbeit selbständig und ohne fremde Hilfe verfasst, andere als die angegebenen Quellen und Hilfsmittel nicht benutzt und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche erkenntlich gemacht habe.

Diese Arbeit hat in gleicher oder ähnlicher Form noch keiner Prüfungsbehörde vorgelegen.

Graz, 11. Juni 2007

---

Unterschrift

# Danksagung

Ich danke Herrn O.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Lutz Sparowitz für die Betreuung dieser Diplomarbeit.

Weiters möchte ich mich bei Herrn Dipl.-Ing. Karl Heinz Schlöglmann und Herrn Dipl.-Ing. Dr. techn. Helmut Hartl bedanken, die mir durch zahlreiche wissenschaftliche Ratschläge geholfen haben, diese Arbeit in eine erfolgreiche Richtung zu lenken.

Abschließend danke ich Herrn Dipl.-Ing. Dr. techn. Gottfried Stimmeder und Herrn Dipl.-Ing. (FH) Mario Kubista für die entgegengebrachte Hilfsbereitschaft, der Firma Wienerberger Ziegelindustrie GmbH für die Ermöglichung und die finanzielle Unterstützung dieser Diplomarbeit, sowie meinem ehemaligen Lehrer, Herrn Dipl.-Ing. Johann Loibnegger, der mich erstmalig auf das Thema Erdbebeningenieurwesen aufmerksam machte.

# Kurzfassung

## **Titel: Kraftbasierte Bemessung erdbebenbeanspruchter Mauerwerksbauten auf der Grundlage von Eurocode 8**

*Schlagwörter: Mauerwerk, Eurocode 8, kraftbasierte Bemessungsverfahren, Antwortspektrum, Zeitverlauf, Verfüllziegel*

Die derzeit gültigen nationalen Normen sollen Anfang 2009 im Zuge der europäischen Harmonisierung durch die entsprechenden Eurocodes endgültig ersetzt werden. An das Baumaterial Ziegelmauerwerk werden dadurch – insbesondere hinsichtlich seismischer Einwirkungen – normativ höhere Anforderungen gestellt.

Im Auftrag der Firma Wienerberger Ziegelindustrie GmbH wird ein vorgegebenes viergeschoßiges Wohngebäude für die Erdbeben-Bemessungssituation in Österreich analysiert. Der Berechnung wird die maximale Bemessungsbodenbeschleunigung der Erdbebenzone 3 zugrunde gelegt. Die Beanspruchungsgrößen infolge Erdbebeneinwirkung werden mit Hilfe des vereinfachten Antwortspektrumverfahrens, des multimodalen Antwortspektrumverfahrens sowie des Zeitverlaufsverfahrens ermittelt.

Ein Vergleich der verwendeten Berechnungsverfahren und -ergebnisse zeigt, dass dem vereinfachten Antwortspektrumverfahren gegenüber den anderen Verfahren bei annähernd vergleichbaren Ergebnissen hinsichtlich Zeitaufwand und Komplexität der Vorzug zu geben ist.

Da das vorliegende Gebäude in einer Gebäuderichtung große Öffnungen bzw. zu geringe Schubwandquerschnitte aufweist, kann der Schubnachweis nicht erbracht werden. Zur Erhöhung der Schubtragfähigkeit werden Lösungsvorschläge gegeben. Auf die Substitution von Planziegelmauerwerk einer aussteifenden Ziegelwand durch Verfüllziegelmauerwerk mit der Erarbeitung eines Bemessungsvorschlages wird detailliert eingegangen.

# Abstract

## **Title: Force-Based Seismic Design of Masonry According to Eurocode 8**

***Keywords:** Eurocode 8, masonry, force based design method, response spectrum, time-history, filling brick*

Due to the European harmonization the current valid national standards will be replaced by the Eurocodes at the beginning of 2009. Regarding seismic effects normative demands on masonry increase significantly.

By the order of Wienerberger Ziegelindustrie GmbH a four-storey building was analysed seismically. The calculation is based on the maximum design ground acceleration of the Austrian seismic zone 3. Seismic effects are determined by the lateral force method of analysis, the modal response spectrum analysis and the time-history analysis.

A comparison of the used calculation-procedures and -results ranks first the lateral force method of analysis because of its low expenditure of time and simplicity by nearly identical results.

Large openings and too few shear walls in one direction of the selected building would lead to shear failure. For this reason several solutions for increasing shear resistance are shown. One significant hollow clay brick stiffening wall is substituted by a filling brick one. Therefor design recommendations are developed.

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>1</b>
1.1	Problemstellung und Motivation . . . . .	1
1.2	Auftrag und Ziel . . . . .	1
1.3	Abgrenzung . . . . .	1
<b>2</b>	<b>Erdbebeneinwirkung</b>	<b>3</b>
2.1	Seismologische Grundlagen . . . . .	3
2.1.1	Arten von Erdbeben . . . . .	3
2.1.2	Merkmale von Erdbeben . . . . .	3
2.1.3	Erdbebenskalen . . . . .	6
2.1.4	Erdbebenwellen . . . . .	8
2.2	Erdbeben in Österreich . . . . .	9
2.2.1	Geschichtliche Entwicklung . . . . .	10
2.2.2	Schadensbeben in Österreich . . . . .	11
2.3	Erdbebenzonen . . . . .	11
2.3.1	Bemessungsbodenbeschleunigung . . . . .	12
2.3.2	Bedeutungskategorien und Bedeutungsbeiwerte . . . . .	13
2.4	Baugrundbeschaffenheit . . . . .	14
2.5	Darstellung der Erdbebeneinwirkung . . . . .	14
2.5.1	Ermittlung von elastischen Antwortspektren . . . . .	14
2.5.2	Antwortspektren gemäß [ÖNORM EN 1998-1] . . . . .	19
2.5.3	Zeitverläufe der Bodenbewegung . . . . .	22
<b>3</b>	<b>Kraftbasierte Berechnungsverfahren</b>	<b>24</b>
3.1	Ersatzkraftverfahren . . . . .	24
3.1.1	Theoretische Grundlagen . . . . .	24
3.1.2	Anwendungsgrenzen gemäß [ÖNORM EN 1998-1] . . . . .	26
3.1.3	Einwirkungsermittlung gemäß [ÖNORM EN 1998-1] . . . . .	28
3.2	Multimodales Antwortspektrumverfahren . . . . .	34
3.2.1	Theoretische Grundlagen . . . . .	34
3.2.2	Anwendungsgrenzen gemäß [ÖNORM EN 1998-1] . . . . .	38
3.2.3	Einwirkungsermittlung gemäß [ÖNORM EN 1998-1] . . . . .	38
3.3	Zeitverlaufsverfahren . . . . .	40
3.3.1	Theoretische Grundlagen . . . . .	40
3.3.2	Anwendungsgrenzen gemäß [ÖNORM EN 1998-1] . . . . .	40
3.3.3	Einwirkungsermittlung gemäß [ÖNORM EN 1998-1] . . . . .	41
<b>4</b>	<b>Bemessung von Mauerwerksbauten für Erdbebeneinwirkung</b>	<b>43</b>
4.1	Anwendungsbereich . . . . .	43
4.2	Baustoffe und Ausführung . . . . .	43
4.2.1	Mindestfestigkeit von Mauersteinen . . . . .	43
4.2.2	Mörtel . . . . .	43
4.2.3	Mauerwerksverbund . . . . .	44

4.3	Bauwerkstypen und Verhaltensbeiwerte . . . . .	44
4.4	Tragwerksberechnung . . . . .	45
4.5	Auslegungskriterien und Konstruktionsregeln . . . . .	45
4.5.1	Zusätzliche Anforderungen für unbewehrtes Mauerwerk . . . . .	45
4.5.2	Zusätzliche Anforderungen für eingefasstes Mauerwerk . . . . .	46
4.5.3	Zusätzliche Anforderungen für bewehrtes Mauerwerk . . . . .	46
4.6	Sicherheitsnachweise . . . . .	47
4.6.1	Regeln für „einfache Mauerwerksbauten“ . . . . .	47
<b>5</b>	<b>Vorstellung des Projekts</b>	<b>49</b>
5.1	Allgemeines . . . . .	49
5.2	Baustoffe . . . . .	49
5.2.1	Decken und Kellergeschoß . . . . .	49
5.2.2	Tragende Wände . . . . .	49
5.3	Geometrie . . . . .	50
5.3.1	Planskizzen . . . . .	50
5.4	Einwirkungen nach [ÖNORM EN 1991-1-1] sowie [ÖNORM B 1991-1-1] . . . . .	50
5.4.1	Ständige Einwirkungen . . . . .	50
5.4.2	Veränderliche Einwirkungen . . . . .	51
5.4.3	Anwendung der Regeln für „einfache Mauerwerksbauten“ . . . . .	55
<b>6</b>	<b>Musterstatik „Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren“</b>	<b>56</b>
6.1	Erdbebeneinwirkung . . . . .	56
6.1.1	Allgemeines . . . . .	56
6.1.2	Ermittlung der Gesamtmasse des Bauwerks . . . . .	56
6.1.3	Abschätzung der Eigenschwingungsdauer gemäß [ÖNORM EN 1998-1] . . . . .	59
6.1.4	Gesamterdbebenkraft . . . . .	59
6.1.5	Verteilung der horizontalen Erdbebenkräfte . . . . .	59
6.2	Ermittlung der Schnittkräfte für die Bemessung . . . . .	61
6.2.1	Tragfähigkeitsbedingung . . . . .	61
6.2.2	Schnittkräfte für den Nachweis unbewehrter Mauerwerkswände unter vorwiegend vertikaler Belastung . . . . .	62
6.2.3	Schnittkräfte für den Nachweis unbewehrter Mauerwerkswände unter Schubbelastung . . . . .	72
6.3	Bemessung . . . . .	77
6.3.1	Nachweis unbewehrter Mauerwerkswände unter vorwiegend vertikaler Belastung . . . . .	77
6.3.2	Nachweis unbewehrter Mauerwerkswände unter Schubbelastung . . . . .	83
6.3.3	Schubnachweis mit Verfüllziegelmauerwerk . . . . .	85
<b>7</b>	<b>Musterstatik „Multimodales Antwortspektrumverfahren“</b>	<b>101</b>
7.1	Allgemeines . . . . .	101
7.2	Systemgeometrie mittels Modellobjekten . . . . .	101
7.3	Baustoffe . . . . .	101
7.3.1	Materialkennwerte . . . . .	101
7.3.2	Querschnittswerte . . . . .	102
7.4	Generierung des Elementnetzes . . . . .	104
7.4.1	Berechnungsmethode . . . . .	104
7.4.2	Elementbeschreibungen . . . . .	104
7.4.3	Konvergenzuntersuchung . . . . .	104

7.5	Definition sowie Kombination der Lastfälle und Einwirkungen . . . . .	106
7.5.1	Erdbebeneinwirkung . . . . .	107
7.5.2	Lastfall „Zufällige Torsionseinwirkung“ . . . . .	108
7.5.3	Überlagerung der Bebenkomponenten . . . . .	108
7.5.4	Einwirkungskombination . . . . .	111
7.6	Durchführung der Berechnung . . . . .	111
7.7	Berechnungsergebnisse . . . . .	111
7.7.1	Eigenfrequenzen, Eigenformen und Auflagerreaktionen . . . . .	112
7.8	Bemessung . . . . .	113
7.8.1	Nachweis unbewehrter Mauerwerkswände unter vorwiegend vertikaler Belastung . . . . .	113
7.8.2	Nachweis unbewehrter Mauerwerkswände unter Schubbelastung . . . . .	113
<b>8</b>	<b>Musterstatik „Zeitverlaufsverfahren“</b>	<b>117</b>
8.1	Allgemeines . . . . .	117
8.2	Erdbebeneinwirkung . . . . .	117
8.2.1	Auswahl der Beschleunigungszeitverläufe . . . . .	117
8.2.2	Modifizierung der Beschleunigungszeitverläufe . . . . .	119
8.2.3	Theoretischer Hintergrund der Tragwerksplanungssoftware [SW2] . . . . .	119
8.2.4	Berechnungsvorgaben . . . . .	121
8.3	Berechnungsergebnisse . . . . .	122
<b>9</b>	<b>Vergleich der Berechnungsverfahren sowie Evaluierung der Ergebnisse</b>	<b>125</b>
9.1	Vergleich der Berechnungsverfahren . . . . .	125
9.1.1	Bauwerksmodell . . . . .	125
9.1.2	Darstellung der Erdbebeneinwirkung . . . . .	125
9.1.3	Bestimmung der Eigenschwingungsdauer . . . . .	125
9.1.4	Zufällige Torsionswirkungen . . . . .	126
9.2	Vergleich der Berechnungsergebnisse . . . . .	126
9.2.1	Eigenschwingungsdauer . . . . .	126
9.3	Evaluierung der Ergebnisse . . . . .	128
9.3.1	Normalkraftnachweise . . . . .	128
9.3.2	Schubkraftnachweise . . . . .	128
<b>10</b>	<b>Zusammenfassung, Schlussfolgerungen und Ausblick</b>	<b>132</b>
10.1	Zusammenfassung . . . . .	132
10.2	Schlussfolgerungen . . . . .	132
10.3	Ausblick . . . . .	133
10.3.1	Normalkraftnachweis gemäß [ÖNORM EN 1996-1-1] Anhang C . . . . .	133
10.3.2	Schubnachweis unter Berücksichtigung gerissener Bereiche . . . . .	133
10.3.3	Zeitverlaufsverfahren vs. Verhaltensbeiwert . . . . .	135
<b>Literaturverzeichnis</b>		<b>vi</b>
	Allgemeine Literatur . . . . .	vii
	Normen und Richtlinien . . . . .	ix
	Onlinequellen . . . . .	x
	Software . . . . .	xi

# 1 Einleitung

## 1.1 Problemstellung und Motivation

In Österreich wurde das Erdbebenrisiko lange Zeit kaum beachtet und deutlich unterschätzt, obwohl jährlich im Durchschnitt ca. 40 Erdbeben registriert werden. Diese Beben sind meist schwach, doch ereignen sie sich in jenen Teilen des Bundesgebietes, die für stärkere Beben mit erheblichen Gebäudeschäden bereits aus der Geschichte her bekannt sind. Allein diese Tatsache verdeutlicht die Notwendigkeit einer erdbebensicheren Planung und Konstruktion.

Anfang 2009 werden die derzeit gültigen nationalen Normen im Zuge der europäischen Harmonisierung durch die entsprechenden Eurocodes endgültig ersetzt. Das Baumaterial Ziegelmauerwerk wird dadurch – insbesondere hinsichtlich seismischer Einwirkungen – normativ vor neue Herausforderungen gestellt. Es stehen für die Berechnung der Erdbebeneinwirkung gemäß [ÖNORM EN 1998-1] verschiedenste Verfahren zur Verfügung, deren Eignung für den Mauerwerksbau kritisch zu hinterfragen ist. Für die Bemessung kommt erschwerend hinzu, dass die in der [ÖNORM EN 1996-3] angegebenen vereinfachten Berechnungsmethoden für Bemessungssituationen bei Erdbeben nicht mehr verwendet werden dürfen.

## 1.2 Auftrag und Ziel

Im Auftrag der Firma Wienerberger Ziegelindustrie GmbH soll ein vorgegebenes viergeschoßiges Wohngebäude für die Erdbeben-Bemessungssituation analysiert werden. Sämtlichen Berechnungen soll eine Bemessungsbodenbeschleunigung von  $a_g = 0,99 \text{ m/s}^2$  zugrunde gelegt werden. Diese repräsentiert den Maximalwert der Erdbebenzone 3 in Österreich. Zum Einen soll das erforderliche theoretische Hintergrundwissen der Berechnungsmethoden

- vereinfachtes Antwortspektrumverfahren,
- multimodales Antwortspektrumverfahren und
- Zeitverlaufsverfahren

erarbeitet werden, und zum Anderen soll deren praktische Anwendung anhand des vorgegebenen Wohngebäudes gezeigt werden. Ein Vergleich der Verfahren und -ergebnisse soll die notwendige Hilfestellung zur Beurteilung liefern, welcher Berechnungsmethode hinsichtlich Zeitaufwand und Komplexität der Vorzug zu geben ist.

## 1.3 Abgrenzung

Im Rahmen dieser Diplomarbeit werden ausschließlich die in Abschnitt 1.2 genannten Verfahren gemäß [ÖNORM EN 1998-1] zur Berechnung der Erdbebeneinwirkung herangezogen. Die Erdbeben-Beanspruchungen und die Beanspruchungen infolge anderer, bei der Erdbebenbemessung auftretenden Einwirkungen, werden auf der Grundlage eines

- homogenen,
- isotropen und

- linear-elastischen

Materialmodells ermittelt. Geometrische Nichtlinearitäten bleiben unberücksichtigt. Die Arbeit konzentriert sich hinsichtlich der Bemessung auf den Bereich Mauerwerksbau. Die Bemessung des vorgegebenen Wohnbaus erfolgt ausschließlich kraftbasiert. Auf die Ermittlung von Schnee- und Windlasten wird verzichtet.

## 2 Erdbebeneinwirkung

### 2.1 Seismologische Grundlagen

#### 2.1.1 Arten von Erdbeben

Es können zwei Hauptgruppen von Erdbeben unterschieden werden [URL1]:

- natürliche und
- induzierte Erdbeben.

Zu den natürlichen Erdbeben zählen tektonische und vulkanische Beben sowie Einsturzbeben. Tektonische Beben (Dislokationsbeben) werden durch schlagartige Bruchvorgänge in der Erdkruste hervorgerufen. Da sich die Erdkruste infolge geothermischer Strömungen dauernd in Bewegung befindet, ändert sich auch der Spannungszustand entsprechend. Erreichen die tektonischen Spannungen entlang einer meist schon existierenden Bruchfläche (Verwerfung, Plattenrand) die Bruchfestigkeit des Gesteins (Scher-, Zug-, oder Druckfestigkeit), ereignet sich ein Bruch mit plötzlichen Verschiebungen, welcher Auslöser für das Erdbeben ist. Dabei entsteht ein neuer Spannungszustand mit kleineren Spannungen als kurz vor Erreichen der Bruchfestigkeit des Gesteins (Entspannungsvorgang). In Abb. 2.1 sind die Verformungs- und Verschiebungsmöglichkeiten von Gesteinsblöcken, welche zu einem Erdbeben führen, schematisch dargestellt.

Vulkanische Erdbeben entstehen durch rasche örtliche Veränderung der Temperatur- und Druckverhältnisse im Erdinneren. Bezüglich der Auswirkungen auf Bauwerke stehen sie gemeinsam mit den Einsturzbeben (z. B. Dolinen im Karst, Bergbau) zahlen- und stärke­mäßig im Hintergrund [Bac02b, Fle93].

Erdbeben, welche durch anthropogene Eingriffe in die Natur verursacht werden, bezeichnet man als induzierte Beben. Als Ursachen können beispielsweise das Auffüllen eines Stausees, Prozesse der Rohstoffentnahme aus dem Erdinneren, Sprengungen und ober- bzw. unterirdische Atombombenexplosionen genannt werden [Ham97].

#### 2.1.2 Merkmale von Erdbeben

Der Ausgangspunkt eines Bebens im Erdinneren – der Ort wo der Bruch in der Erdkruste beginnt – wird als Hypozentrum (Herd) bezeichnet (Abb. 2.2). Der Punkt an der Erdoberfläche über dem Herd ist das Epizentrum. Der Abstand  $h$  zwischen dem Hypo- und Epizentrum wird als Herdtiefe definiert. Man unterscheidet Flachbeben ( $h \leq 70$  km) und Tiefbeben ( $h \approx 70$  km bis 700 km). Im Schüttergebiet werden die Bodenbewegungen ohne die Zuhilfenahme von Messinstrumenten verspürt (MSK-Intensität grösser als 3). Linien gleicher Intensität auf der Erdoberfläche werden im Erdbebeningenieurwesen als Isoseisten<sup>1</sup> bezeichnet (Abb. 2.3) [Fle93].

---

<sup>1</sup>iso (griech.) = gleich und seistos (griech.) = erschüttert

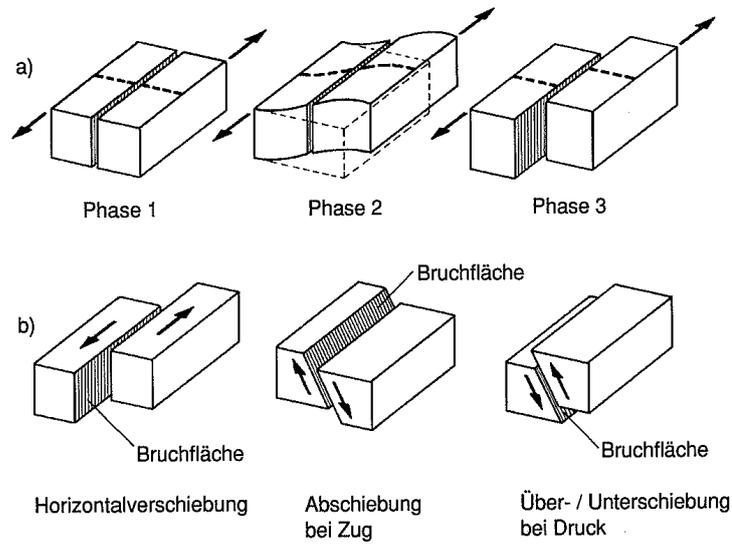


Abbildung 2.1: Schematische Darstellung der Entstehung von Erdbeben: a) Verformung und Verschiebung von Blöcken, b) mögliche Blockverschiebungen [Bac02b]

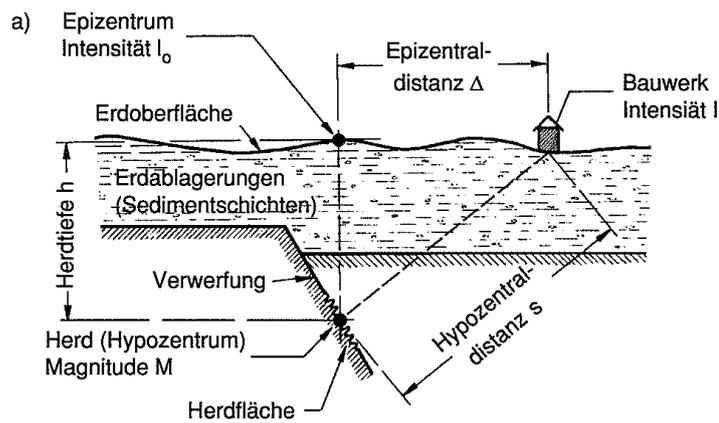


Abbildung 2.2: Schnitt durch das Herdgebiet [Fle93]

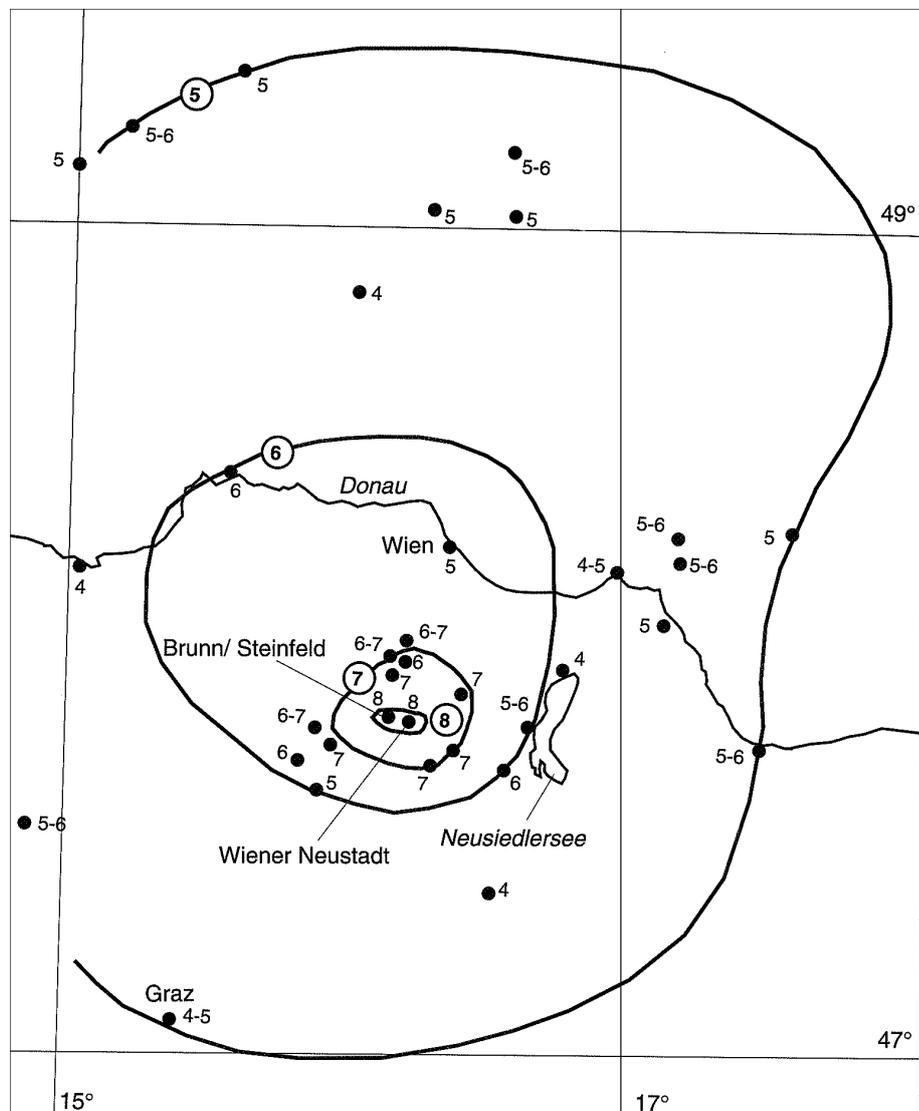


Abbildung 2.3: Isoseistenkarte des Bebens vom 27. Februar 1768 in Brunn am Steinfeld [Ham97]

### 2.1.3 Erdbebenskalen

#### Magnitudenskala (Richterskala)

Die Magnitude  $M$  ist ein Maß für die bei einem Erdbeben im Herd in Form elastischer Wellen abgestrahlte Energie. Es gilt folgender empirischer Zusammenhang [Bac02b]:

$$\log E = 11,8 + 1,5 \cdot M \quad (2.1)$$

Darin stellt  $E$  die Herdenergie dar. Ist die Herdlänge  $l_0$  in km bekannt, kann über folgenden empirischen Zusammenhang die Magnitude  $M$  berechnet werden [Fle93]:

$$M = 5,65 + 0,98 \cdot \log l_0 \quad (2.2)$$

Um die Magnitudenskala (auch benannt nach ihrem Erfinder C. F. Richter) von der Intensitätsskala zu unterscheiden, wird sie oft als „nach oben offene“ Skala bezeichnet. Da es sich – wie aus Glg. 2.1 ersichtlich – um eine logarithmische Skala handelt, weist ein Erdbeben der Magnitude 7 eine ca. 30 Mal größere Herdenergie auf, als ein Erdbeben der Magnitude 6.

$$\begin{aligned} \log E_1 &= 11,8 + 1,5 \cdot 7 \rightarrow \log E_1 = 1,995 \cdot 10^{22} \\ \log E_2 &= 11,8 + 1,5 \cdot 6 \rightarrow \log E_2 = 6,310 \cdot 10^{20} \\ \frac{\log E_1}{\log E_2} &= \frac{1,995 \cdot 10^{22}}{6,310 \cdot 10^{20}} \cong 30 \end{aligned}$$

Magnituden können innerhalb folgender Bereiche liegen [Fle93]:

- $M=1-2$  bei gerade noch spürbaren Flachherdbeben
- $M=5-6$  bei den stärksten Ereignissen in Österreich und Deutschland seit 1800
- $M=8,7$  bei den größten Erdbeben auf der Erde seit 1900.

#### Intensitätsskala

Die Intensität  $I$  ist ein Maß für die Wahrnehmbarkeit eines Erdbebens an der Erdoberfläche und wird von folgenden Parametern beeinflusst [Bac02b]:

- Magnitude
- Frequenzgehalt an der Quelle
- Herdtiefe
- Herdentfernung vom Standort
- Geologie/Topografie
- Lokaler Untergrund/Baugrund
- Frequenzgehalt am Standort
- Dauer des Bebens am Standort

Grad	Maximale Erdbebenwirkungen an der Erdoberfläche	Österreich	
		Zone	$a_{gR}$
			m/s <sup>2</sup>
I	<b>Nicht fühlbar:</b> Wird nur von Erdbebeninstrumenten registriert.	0	bis 0,35
II	<b>Kaum bemerkbar:</b> Wird nur vereinzelt von ruhenden Personen wahrgenommen.		
III	<b>Schwach fühlbar:</b> Wird von wenigen Personen in Gebäuden wahrgenommen, Lampen schwingen leicht.		
IV	<b>Deutlich fühlbar:</b> Wird im Freien vereinzelt, in Gebäuden von vielen Personen wahrgenommen. Einige Schlafende erwachen. Geschirr und Fenster klirren.		
V	<b>Stark fühlbar:</b> Wird im Freien von einigen, in Gebäuden von allen wachen Personen wahrgenommen. Viele Schlafende erwachen. Hängende Gegenstände pendeln stark, angelehnte Gegenstände können umfallen. Gelegentlich treten Haarrisse im Verputz auf.		
VI	<b>Leichte Gebäudeschäden:</b> Viele Menschen flüchten aus den Häusern ins Freie. Möbel können von der Stelle gerückt werden. An vielen Häusern entstehen leichte Schäden (Risse im Verputz), von älteren Häusern können Verputzteile, Dachziegel oder Schornsteine herabfallen. Quellschüttungen können sich ändern, es können Trübungen von Quellwässern auftreten.		
VII	<b>Gebäudeschäden:</b> Die meisten Personen erschrecken und flüchten ins Freie. Gegenstände fallen aus Regalen. An vielen Häusern solider Bauart treten mäßige Schäden auf (kleine Mauerrisse, größere Verputzteile fallen ab, Risse an Schornsteinen, Schornsteine fallen herab). Ältere Gebäude zeigen häufig Mauerrisse oder Schornsteineinstürze, vereinzelt auch Spalten im Mauerwerk – Einsturz von Zwischenwänden. Auftreten oder Versiegen von Quellen. Erdbeben, Fels- oder Bergstürze können ausgelöst werden.	2	über 0,5 bis 0,75
		3	über 0,75 bis 1,0
VIII	<b>Schwere Gebäudeschäden:</b> Viele Personen verlieren das Gleichgewicht. Selbst schwere Möbel werden verschoben und zum Teil umgeworfen. An vielen Gebäuden einfacher Bausubstanz treten schwere Schäden auf, d. h. Giebelteile und Dachgesimse stürzen ein. Einige Gebäude sehr einfacher Bauart stürzen ein. Bodenrisse können auftreten. Bodenverflüssigung möglich.	4	über 1,0
IX	<b>Zerstörend:</b> Allgemeine Panik unter den Betroffenen. Viele schlecht gebaute oder alte Häuser stürzen ein, andere Gebäude werden stark beschädigt.		
X	<b>Umfangreiche Zerstörungen:</b> Viele gut gebaute Häuser werden zerstört oder erleiden schwere Beschädigungen. Mögliche Schäden an Dämmen und Brücken.		
XI	<b>Verwüstend:</b> Die meisten Bauwerke werden zerstört. Straßen werden unbrauchbar.		
XII	<b>Vollständig verwüstend:</b> Hoch- und Tiefbauten werden vernichtet.		

Abbildung 2.4: Intensitäts-Skala, basierend auf der Europäischen Makroseismischen Skala 1998 (EMS-98) – Kurzfassung [ÖNORM B 1998-1]

Daraus ist ersichtlich, dass ein Erdbeben mit bestimmter Magnitude  $M$  eine von Ort zu Ort verschiedene Intensität  $I$  besitzen kann. Um die bei einem Erdbeben auftretenden Schäden bzw. Auswirkungen auf Personen zu klassifizieren, wird die zwölfteilige Intensitätsskala (auch makroseismische Skala genannt) verwendet. Die in [ÖNORM B 4015] enthaltene Intensitätsskala beschreibt nicht nur die Auswirkungen eines Erdbebens an der Erdoberfläche, sondern weist den unterschiedlichen Intensitätsgraden auch entsprechende Erdbebenzonen in Österreich zu (Abb. 2.4). Darüber hinaus gilt für Starkbeben in Österreich ( $I \geq 6$  und  $h \approx 10$  km) folgender statistischer Zusammenhang zwischen Magnitude  $M$  und Epizentralintensität  $I_0$  (Maximalintensität im Epizentrum) [Fle93]:

$$M = 0,7 \cdot I_0 - 0,1 \quad (2.3)$$

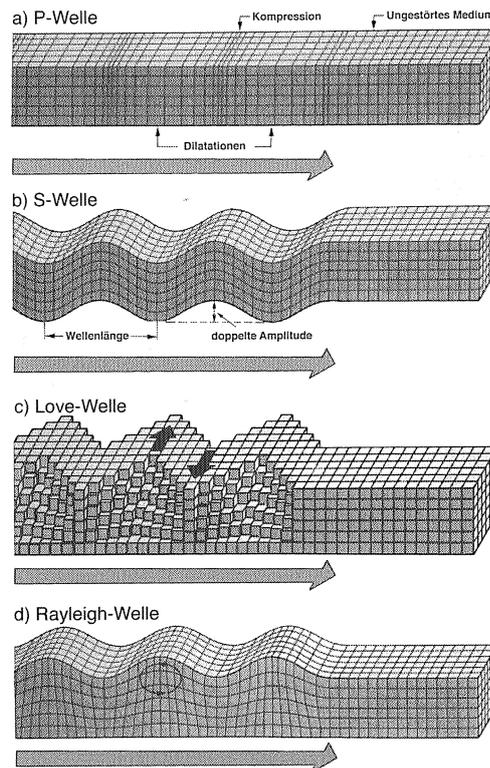


Abbildung 2.5: Verschiedene Arten von Erdbebenwellen [Bac02b]

### 2.1.4 Erdbebenwellen

Durch Bruchvorgänge wird im Herd Bewegungsenergie freigesetzt, welche für die Entstehung von Wellen unterschiedlichster Art verantwortlich ist:

- Raumwellen
  - Primärwellen
  - Sekundärwellen
- Oberflächenwellen
  - Love-Wellen
  - Rayleigh-Wellen

Neben Raumwellen, die in der Erdkruste und auch im Erdinneren auftreten, existieren Oberflächenwellen, die sich entlang der Erdoberfläche ausbreiten. Unter den Raumwellen unterscheidet man Primärwellen (P-Wellen, Kompressions-Dilatationswellen) und Sekundärwellen (S-Wellen, Scherwellen). Bei den sog. P-Wellen bewegen sich die Teilchen in Fortpflanzungsrichtung vorwärts und zurück (Abb. 2.5, a). Dabei kann die Ausbreitung im festen Gestein, im flüssigen Magma oder im Wasser erfolgen. Im Gegensatz zu den P-Wellen bewegen sich die Teilchen bei S-Wellen quer zur Fortpflanzungsrichtung hin und her (Abb. 2.5, b). Da flüssiges Magma bzw. Wasser keine Scherfestigkeit besitzt, findet die Ausbreitung nur – etwa halb so schnell wie bei P-Wellen – im festen Gestein statt.

Oberflächenwellen können in Love- und Rayleigh-Wellen eingeteilt werden. Bei Erstgenannten bewegen sich die Erdpartikel horizontal quer zur Fortpflanzungsrichtung (Abb. 2.5, c); Rayleigh-Wellen hingegen sind Wasserwellen sehr ähnlich (Abb. 2.5, d).

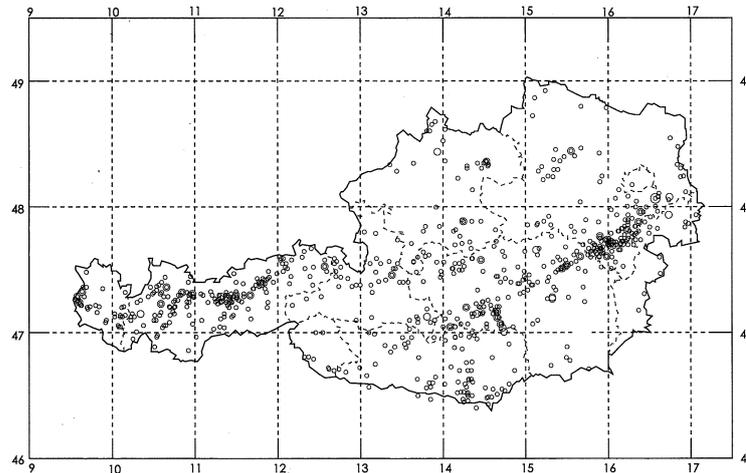


Abbildung 2.6: Epizentrenverteilung in Österreich seit 1900 [Ham97]

## 2.2 Erdbeben in Österreich

Obwohl die österreichische Seismizität nicht mit der der Türkei oder Japans vergleichbar ist, so zeigt doch ein Blick in die Geschichte, dass sich auch in Österreich praktisch in jedem Jahrhundert schwere Erdbeben (Epizentralintensität  $I_0 \geq 8$ ) ereignet haben. Allein seit 1900 wurden im österreichischen Bundesgebiet mehr als 1500 wahrnehmbare Erdbeben aufgezeichnet (Abb. 2.6). Folgende Beben waren die Stärksten [Grü98]:

- 8. Okt. 1927, Schwadorf (Niederösterreich),  
Intensität VIII, Magnitude ca. 5,2
- 7. Okt. 1930, Namlos (Tirol),  
Intensität VIII, Magnitude ca. 5,3
- 3. Okt. 1936, Obdacher Sattel (Steiermark),  
Intensität VII-VIII, Magnitude ca. 5,1
- 16. April 1972, Seebenstein (Niederösterreich),  
Intensität VII-VIII, Magnitude 5,3

Die Epizentrenverteilung spiegelt sich auch in der Erdbebengefährdungskarte Österreichs wieder (Abb. 2.7). Darin zählen etwa 16 % der Fläche zur Erdbebenzone 3 und 4 % zur Erdbebenzone 4 [Fle05]. In diesem Zusammenhang seien noch die bekanntesten seismotektonischen Störungszonen der Vollständigkeit halber erwähnt [Grü98]:

- das Wiener Becken,
- die Mur-Mürztal-Störung,
- die Inntal-Störung und
- die Lavanttal-Störung.

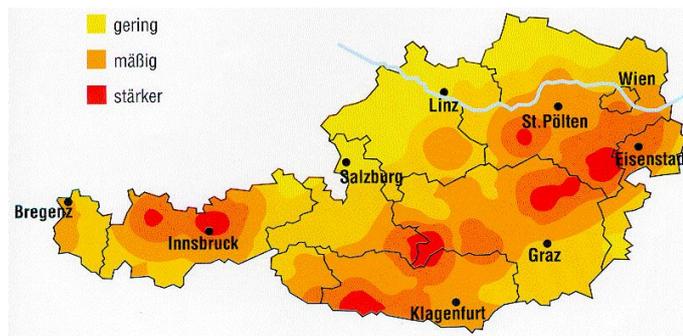


Abbildung 2.7: Erdbebengefährdungskarte für das österreichische Bundesgebiet [Fle05]

### 2.2.1 Geschichtliche Entwicklung

Erst die Entwicklung neuer Meßsysteme (Wiechert-Seismograph) ermöglichte zu Beginn des 20. Jahrhunderts Bodenbewegungen weit unter der menschlichen Fühlbarkeitsgrenze zu messen und zeitgetreu aufzuzeichnen. Ein sogenannter „Wiechert“ war immerhin bis zum 10. März 1977 auf der Hohen Warte in Wien in Betrieb [Ham97].

National wurde die Erdbebeneinwirkung erstmals nach dem zweiten Weltkrieg durch die [ÖNORM B 4000-3] geregelt. In der [ÖNORM B 4000-3, 1961-10-01] wurden nur generelle Unterscheidungen getroffen. Es hieß: „Bei Wohnhäusern, nicht aber Hochhäusern, die durch massive Aussenwände, Feuermauern, steife und mindestens 12 cm dicke Scheidewänden oder massive Decken ausgesteift sind, braucht die Beanspruchung der Decken und Wände durch Erdbeben nicht berücksichtigt zu werden. Bei Wohnhäusern, bei denen die um die halbe Dachhöhe verminderte Firsthöhe die Gebäudetiefe nicht überschreitet, brauchen die Auswirkungen von Erdbeben nicht berücksichtigt zu werden. Bei Bauwerken, bei denen schwere Teile auf einzelnen Stützen ruhen, so wie bei turmartigen Bauwerken ist mit einer waagrechten Beschleunigung von mindestens  $1/200$  der Schwerebeschleunigung zu rechnen. Bei aufragenden Bauteilen sind Wind und Erdbeben zu berücksichtigen.“

Weiters wurden Gebiete mit einer waagrechten Beschleunigung  $b > g/200$  global angegeben [ÖNORM B 4000-3]:

- Burgenland: Verwaltungsgebiete Eisenstadt und Mattersburg
- Kärnten: Bezirke St. Veit/Glan, Wolfsberg, Völkermarkt, Klagenfurt-Land
- Niederösterreich: Rax-Semmeringgebiet, Gebiet von Schwechat-Schwadorf-Fischamend, Verwaltungsbezirke Neunkirchen, Baden, Wr. Neustadt, Gerichtsbezirk Hainburg/Donau
- Oberösterreich: Gebiet zwischen Pyhrnpass und Windischgarsten
- Steiermark: Verwaltungsbezirke Bruck/Mur, Judenburg, Knittelfeld, Leoben, Mürzzuschlag, Murau, Liezen
- Tirol: das gesamte Landesgebiet mit Ausnahme von Osttirol und dem Bezirk Kitzbühel
- Vorarlberg: Rheinebene im Bereich Feldkirch-Hohenems

Im Jahr 1979, drei Jahre nach dem schweren Erdbeben von Friaul (Magnitude  $M = 6,5$  [URL2]), wurde die [ÖNORM B 4015-1] herausgegeben. Von nun an stand der Öffentlichkeit eine Karte mit Erdbebenzonen zur Verfügung, welche die Erdbebengefährdung aller Orte Österreichs gut erkennen ließ. Weitere geplante Teile wurden damals nicht fertig gestellt, da im

Nr.	Jahr	Monat	Tag	Herdtiefe [km]	Magnitudo	Epizentrum
1	1995	11	10	10	4,2	Judenburg
2	1996	01	09	8	4,1	Ebreichsdorf
3	2000	07	11	13	4,8	Ebreichsdorf
4	2003	07	21	11	4,4	Niederwölz
5	2003	10	29	6	3,9	bei Wörgl
6	2004	10	01	10	3,8	Niklasdorf

Tabelle 2.1: Schadensbeben in Österreich seit 1995 mit einer Epizentralintensität vom Grad 6 [Fle05]

Zuge der europäischen Arbeiten am EUROCODE 8 der erste Teil der ÖNORM B 4015 grundlegend überarbeitet werden musste. Erst am 1. Oktober 1997 kam es zur Veröffentlichung einer neuen Fassung der ÖNORM B 4015-1, im August 1999 folgte der zweite Teil. Im Juni 2002 erschien die Version der ÖNORM B 4015, die die beiden Teile 1 und 2 zusammenfasste [URL3]. Am 1. Februar 2007 folgte die bislang letzte Version. Da bis spätestens Ende 2007 in Österreich alle nationalen Anhänge vorliegen, beginnt ab diesem Zeitpunkt die sogenannte Koexistenzperiode. In dieser stehen sowohl die ÖNORMEN EN 199x und die dazugehörigen nationalen Anhänge ÖNORMEN B 199x als auch die ÖNORMEN B 4xxx zur Verfügung. Das Ende der Koexistenzperiode wird mit 31. Dezember 2008 angestrebt, d. h. ab diesem Zeitpunkt sind nur noch die ÖNORMEN EN 199x und die dazugehörigen ÖNORMEN B 199x anzuwenden. Die ÖNORMEN B 4xxx werden zu diesem Zeitpunkt zurückgezogen [ONR 21990].

### 2.2.2 Schadensbeben in Österreich

Jährlich werden in Österreich ca. 40 Erdbeben verspürt. Diese Beben werden nicht im gesamten Bundesgebiet wahrgenommen, sondern meist nur im 10-km-Umkreis des jeweiligen Epizentrums. Damit entspricht auch das Jahr 2006 mit 33 in Österreich verspürten, und dem Erdbebendienst gemeldeten Beben dem langjährigen Durchschnitt. Von diesen 33 Beben ereigneten sich 12 in Kärnten, 9 in Tirol, 6 in der Steiermark, 4 in Oberösterreich und je eines in Vorarlberg und Niederösterreich. Die Bundesländer Salzburg, Burgenland und Wien blieben frei von Erdbeben [URL1].

Erdbeben, die zu Gebäudeschäden führen, treten in Österreich im Durchschnitt alle zwei Jahre auf. Dazu zählen vor allem leichte Gebäudeschäden wie Risse im Verputz, die dem Intensitätsgrad 6 entsprechen. Allein seit 1995 ereigneten sich sechs Erdbeben dieser Kategorie (Tab. 2.1).

Das letzte Erdbeben, das eine Epizentralintensität von 7 aufwies, fand 1972 bei Seebenstein statt. In Guntramsdorf und in Schwarzaun stürzten zwei ältere Gebäude ein, in Wien musste die Feuerwehr über 800 Mal ausrücken, um herabgefallene Schornsteine und Balustradenteile zu sichern [Fle05, Ham97].

## 2.3 Erdbebenzonen

Gemäß [ÖNORM EN 1998-1] wird die seismische Gefährdung mittels der Referenzspitzenbodenbeschleunigung  $a_{gR}$  für die Baugrundklasse A beschrieben. In Österreich wird die Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung aufgrund der nationalen seismotektonischen Gegebenheiten durch die Referenzbodenbeschleunigung dargestellt, welche der Erdbebenkarte bzw. dem Ortsverzeichnis der [ÖNORM B 1998-1] entnommen werden kann (Abb. 2.8).

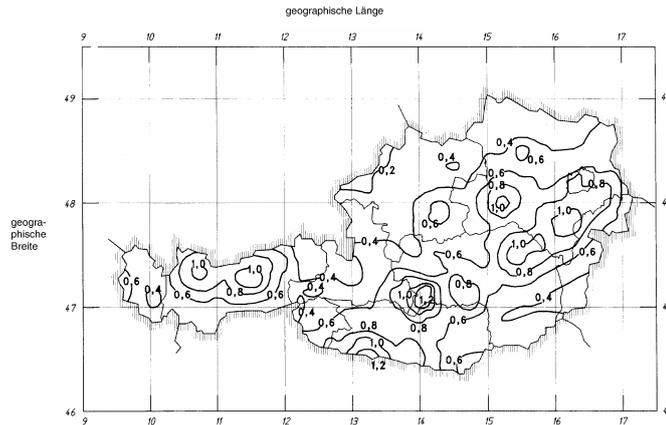


Abbildung 2.8: Isolinien der Referenzbodenbeschleunigung  $a_{gR}$  in  $\text{m/s}^2$  [ÖNORM B 1998-1]

Die Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung entspricht der Referenz-Wiederkehrperiode<sup>2</sup> der Erdbebeneinwirkung für die Standsicherheitsbedingung, welche verlangt, dass das Bauwerk einer geeignet definierten seismischen Wirkung ohne Auftreten eines lokalen oder globalen Kollapses standhält. Dieser Referenz-Wiederkehrperiode wird ein Bedeutungsbeiwert  $\gamma_i$  gleich 1,0 zugewiesen. Für andere Wiederkehrperioden muss der Bedeutungsbeiwert abgeändert werden.

### 2.3.1 Bemessungsbodenbeschleunigung

Die Bemessungsbodenbeschleunigung ergibt sich aus folgender Gleichung:

$$a_g = \gamma_i \cdot a_{gR} \quad (2.4)$$

mit

- $a_g$  ... Bemessungsbodenbeschleunigung für Baugrundklasse A in  $\text{m/s}^2$
- $\gamma_i$  ... Bedeutungsbeiwert
- $a_{gR}$  ... Referenzbodenbeschleunigung in  $\text{m/s}^2$

In Abhängigkeit von der Bemessungsbodenbeschleunigung können drei Fälle von Seismizität gemäß [ÖNORM B 1998-1] unterschieden werden:

- normale Seismizität;  $\gamma_i \cdot a_{gR} \cdot S > 0,132 \cdot g$  ( $1,29 \text{ m/s}^2$ )
- geringe Seismizität;  $\gamma_i \cdot a_{gR} \cdot S \leq 0,132 \cdot g$  ( $1,29 \text{ m/s}^2$ )
- sehr geringe Seismizität;  $\gamma_i \cdot a_{gR} \cdot S \leq 0,043 \cdot g$  ( $0,42 \text{ m/s}^2$ )

mit

- $g$  ... Erdschwerebeschleunigung;  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$
- $S$  ... Bodenparameter

In Fällen geringer Seismizität dürfen reduzierte oder vereinfachte Erdbebenauslegungsverfahren für bestimmte Bauwerkstypen oder -kategorien verwendet werden. Bei sehr geringer Seismizität brauchen hingegen die Vorschriften von [ÖNORM EN 1998-1] nicht berücksichtigt zu werden, da in diesem Fall die Windeinwirkung höhere Beanspruchungen als die Erdbebeneinwirkung erzeugt.

<sup>2</sup> $T_{NCR} = 475$  Jahre

### 2.3.2 Bedeutungskategorien und Bedeutungsbeiwerte

Hochbauten werden gemäß [ÖNORM EN 1998-1] – abhängig von den Folgen eines Einsturzes für menschliches Leben – vier Bedeutungskategorien zugeordnet:

Bedeutungskategorie	Bauwerke	$\gamma_i$
I	Bauwerke von geringer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit, z. B. landwirtschaftliche Bauten	0,8
II	Gewöhnliche Bauwerke, die nicht unter die anderen Kategorien fallen	1,0
III	Bauwerke, deren Widerstand gegen Erdbeben wichtig ist im Hinblick auf die mit einem Einsturz verbundenen Folgen, z. B. Schulen, Versammlungsräume, kulturelle Einrichtungen	1,2
IV	Bauwerke, deren Unversehrtheit während Erdbeben von höchster Wichtigkeit für den Schutz der Bevölkerung ist, z. B. Krankenhäuser, Feuerwachen, Kraftwerke	1,4

Tabelle 2.2: Bedeutungskategorien für Hochbauten [ÖNORM EN 1998-1]

Die Bedeutungskategorien werden durch verschiedene Bedeutungsbeiwerte  $\gamma_i$  – wie in Tab. 2.2 ersichtlich – charakterisiert. Weitere Beispiele für Bedeutungskategorien sowie eine Festlegung der  $\gamma_i$ -Werte in Abhängigkeit von den Erdbebenzonen und Bedeutungskategorien sind in Tab. 2.3 und Tab. 2.4 für Österreich dargestellt.

Bedeutungskategorie	Bauwerke
III	Einkaufszentren, Sportstadien
IV	Bauwerke sowie Anlagen und Einrichtungen für das Katastrophenmanagement, Telekommunikationseinrichtungen

Tabelle 2.3: Weitere Beispiele für Bedeutungskategorien [ÖNORM B 1998-1]

Zonen- gruppe	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

Tabelle 2.4: Festlegung der  $\gamma_i$ -Werte [ÖNORM B 1998-1]

## 2.4 Baugrundbeschaffenheit

Um den Einfluss der örtlichen Baugrundbeschaffenheit auf die Erdbebeneinwirkung zu berücksichtigen, führt [ÖNORM EN 1998-1] sieben Baugrundklassen ein (Tab. 2.5). Als Parameter dienen [Mes03]:

- die mittlere Scherwellengeschwindigkeit in den ersten 30 Tiefenmetern als wichtigster Kennwert sowie
- die Anzahl der Schläge des Standard Penetration Tests für eine Eindringtiefe von 30 cm und
- die undrained Scherfestigkeit des Bodens.

Gemäß [ÖNORM B 1998-1] sind Baugrunduntersuchungen, die über die statisch erforderlichen Untersuchungen hinausgehen, nur in den Erdbebenzonen 3 und 4 und bei Bauwerken der Bedeutungskategorie III und IV durchzuführen. In allen anderen Fällen darf eine Grobschätzung der Baugrundklasse vorgenommen werden.

## 2.5 Darstellung der Erdbebeneinwirkung

### 2.5.1 Ermittlung von elastischen Antwortspektren

Ein Einmassenschwinger – das einfachste dynamische System – wird am Fußpunkt durch einen Bodenbeschleunigungszeitverlauf eines zuvor festgelegten Bodentyps angeregt und vollführt eine Schwingung. Die Zeitverläufe dieser Antwortschwingung werden bestimmt, wobei vor allem der Zeitverlauf der

- Relativverschiebung  $d$  (Verschiebung zwischen Masse und Fußpunkt des Schwingers)
- Relativgeschwindigkeit  $v$  (Geschwindigkeit zwischen Masse und Fußpunkt des Schwingers)
- Absolutbeschleunigung  $a$  (der Masse des Schwingers)

von großem Interesse sind. Der Maximalwert der Antwortschwingung (Beschleunigung, Geschwindigkeit, Verschiebung) wird über der Eigenfrequenz oder der Eigenschwingzeit aufgetragen. Dieses Prozedere wird für Einmassenschwinger unterschiedlicher Eigenfrequenz bzw. Eigenschwingzeit und Dämpfung wiederholt. Werden die Spektralwerte  $S_d$ ,  $S_v$  und  $S_a$  (Maximalwerte der Antwortschwingungen) jedes Einmassenschwingers aufgetragen und miteinander verbunden, erhält man Antwortspektren der entsprechenden Größe (Abb. 2.9). Das zackige Erscheinungsbild kann durch Berücksichtigung mehrerer Bodenbeschleunigungszeitverläufe geglättet werden.

### Mathematische Beschreibung des Einmassenschwingers

Die Abbildung 2.10 zeigt einen elastischen Einmassenschwinger mit Fußpunkterregung. Durch eine horizontale Bodenbewegung wird die Masse zur Schwingung angeregt. Folgende Kräfte greifen an der Masse an:

- $k \cdot x$  = Federkraft (mit relativer Verschiebung)
- $c \cdot \dot{x}$  = Dämpfungskraft (mit relativer Verschiebung)
- $m \cdot \ddot{x}_a$  = Trägheitskraft (mit absoluter Beschleunigung)

Baugrundklasse	Beschreibung des stratigrafischen Profils	Parameter		
		$v_{s,30}$ in m/s	$N_{SPT}$	$c_u$ in kPa
A	Fels oder andere felsähnliche geologische Formation, mit höchstens 5 m weicherem Material an der Oberfläche	> 800	-	-
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	360 – 800	> 50	> 250
C	Tiefe Ablagerungen von dichtem oder mitteldichtem Sand, Kies oder steifem Ton, mit Dicken von einigen zehn bis mehreren hundert Metern	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Ablagerungen von lockerem bis mitteldichtem kohäsionslosem Boden (mit oder ohne einige weiche kohäsive Schichten), oder von vorwiegend weichem bis steifem kohäsivem Boden	< 180	< 15	< 70
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			
S1	Ablagerungen bestehend aus (oder enthaltend) eine(r) mindestens 10 m dicke(n) Schicht weicher Tone oder Schluffe mit hohem Plastizitätsindex ( $PI > 40$ ) und hohem Wassergehalt	< 100 (indikativ)	-	10 – 20
S2	Ablagerungen von verflüssigbaren Böden, empfindlichen Tonen oder jedes andere Bodenprofil, das nicht in den Klassen A bis E oder S1 enthalten ist			

Tabelle 2.5: Baugrundklassen [ÖNORM EN 1998-1]

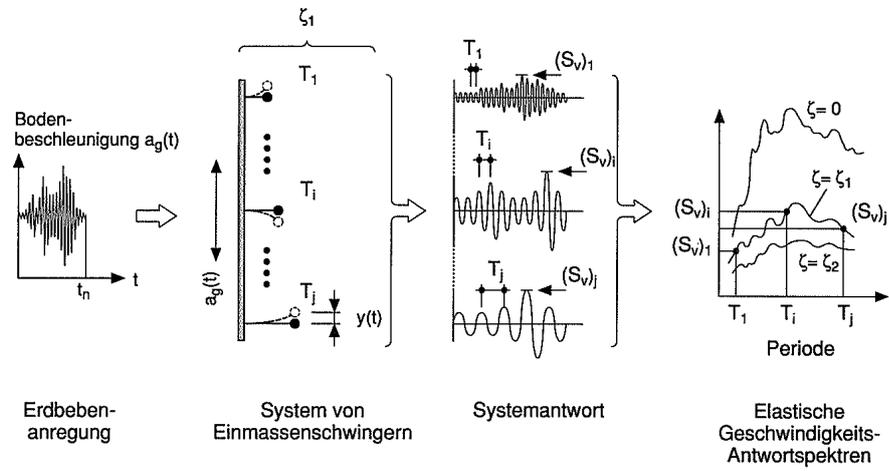


Abbildung 2.9: Ermittlung von elastischen Antwortspektren [Bac02b]

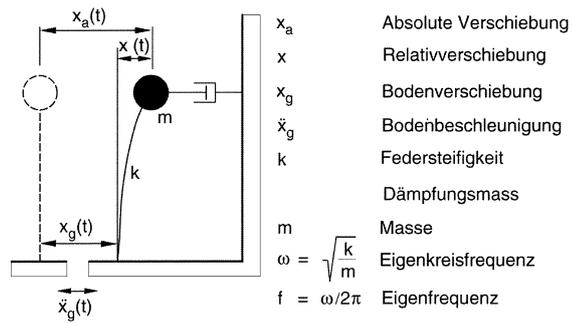


Abbildung 2.10: Einmassenschwinger mit Fußpunkterregung [Bac02b]

Wird das Gleichgewicht am System betrachtet, so ergibt sich:

$$m \cdot \ddot{x}_a + c \cdot \dot{x} + k \cdot x = 0 \quad (2.5)$$

Entsprechend der Beziehung  $x_a = x + x_g$  setzt sich die absolute Beschleunigung aus der relativen Beschleunigung und der Bodenbeschleunigung zusammen:

$$\ddot{x}_a = \ddot{x} + \ddot{x}_g \quad (2.6)$$

Es ergibt sich mit

$$m \cdot (\ddot{x} + \ddot{x}_g) + c \cdot \dot{x} + k \cdot x = 0 \quad (2.7)$$

die Bewegungsdifferentialgleichung des Einmassenschwingers mit Fußpunkterregung als

$$\underbrace{m \cdot \ddot{x} + c \cdot \dot{x} + k \cdot x}_{\text{Relativgrößen}} = \underbrace{-m \cdot \ddot{x}_g(t)}_{\text{Anregungskraft}} \quad (2.8)$$

Mit

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}} \dots \text{Eigenkreisfrequenz des ungedämpften Schwingers} \quad (2.9)$$

$$\xi = \frac{c}{2 \cdot m \cdot \omega_0} \dots \text{Dämpfungsmaß} \quad (2.10)$$

$$f_0 = \frac{\omega_0}{2 \cdot \pi} = \frac{1}{2 \cdot \pi} \sqrt{k/m} \dots \text{Eigenfrequenz} \quad (2.11)$$

$$T_0 = 1/f_0 \dots \text{Eigenperiode} \quad (2.12)$$

führt eine Umformung auf folgende Standardform:

$$\ddot{x} + 2 \cdot \xi \cdot \omega_0 \cdot \dot{x} + \omega_0^2 \cdot x = -\ddot{x}_g(t) \quad (2.13)$$

Die Lösung dieser Bewegungsdifferentialgleichung setzt sich aus einer homogenen und einer partikulären Lösung zusammen:

$$x(t) = x_h(t) + x_p(t) \quad (2.14)$$

### Homogene Lösung

Die freie, gedämpfte Eigenschwingung kann aus dem homogenen Teil von Glg. 2.13 ermittelt werden:

$$\ddot{x} + 2 \cdot \xi \cdot \omega_0 \cdot \dot{x} + \omega_0^2 \cdot x = 0 \quad (2.15)$$

Wird zur Lösung der Ansatz

$$x(t) = G \cdot e^{st} \quad (2.16)$$

gewählt, ergibt sich (Glg. 2.16 in Glg. 2.15 eingesetzt) folgendes charakteristisches Polynom:

$$m \cdot s^2 + c \cdot s + k = 0 \quad (2.17)$$

Wird Gl. 2.17 durch  $m$  dividiert und die bereits bekannte Beziehung  $\omega_o^2 = k/m$  eingesetzt, erhält man:

$$s^2 + \frac{c}{m} \cdot s + \omega_o^2 = 0. \quad (2.18)$$

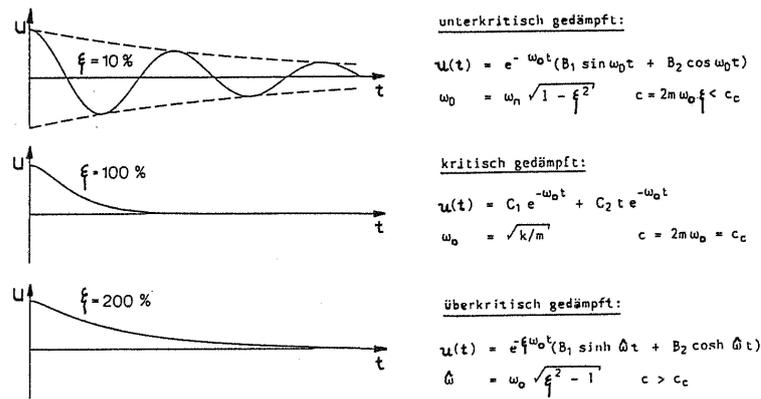


Abbildung 2.11: Bewegungsverlauf bei verschiedenen Dämpfungen [Fle93]

Für  $c \neq 0$  lautet die Lösung von Gl. 2.18:

$$s = -\frac{c}{2 \cdot m} \pm \sqrt{\left(\frac{c}{2 \cdot m}\right)^2 - \omega_0^2} \quad (2.19)$$

Da der Wert unter der Wurzel in Abhängigkeit von  $c$  Null, positiv oder negativ sein kann, ergeben sich drei typische Lösungen für  $s$  bzw.  $x(t)$ :

- $c / (2 \cdot m) = \omega_0 \dots$  kritisch gedämpft
- $c / (2 \cdot m) > \omega_0 \dots$  überkritisch gedämpft
- $c / (2 \cdot m) < \omega_0 \dots$  unterkritisch gedämpft

Nur wenn der Wert unter der Wurzel negativ ist, kann es zu einer Schwingung kommen. In den beiden anderen Fällen kehrt der Einmassenschwinger ohne Schwingung in die Nulllage zurück (Abb. 2.11). Wird anstelle des Dämpfungskoeffizienten  $c$  die Dämpfungszahl  $\xi$

$$\xi = \frac{c}{c_c} = \frac{c}{2 \cdot m \cdot \omega_0} \quad (2.20)$$

eingeführt, lautet die Lösung für  $s$  im bauldynamisch relevanten Bereich:

$$s = -\xi \cdot \omega_0 \pm \sqrt{(\xi \cdot \omega_0)^2 - \omega_0^2} = -\xi \cdot \omega_0 \pm i \cdot \omega_0 \cdot \sqrt{1 - \xi^2} \text{ für } c < c_c \quad (2.21)$$

Gl. 2.21 kann durch die Beziehung  $\omega_D = \omega_0 \cdot \sqrt{1 - \xi^2}$  weiter vereinfacht werden zu:

$$s = -\xi \cdot \omega_0 \pm i \cdot \omega_D. \quad (2.22)$$

Durch Einsetzen von Gl. 2.22 in Gl. 2.16 erhält man schließlich die homogene Lösung der Differentialgleichung:

$$x(t) = e^{-\xi \cdot \omega_0 \cdot t} \cdot (B_1 \cdot \sin(\omega_D \cdot t) + B_2 \cdot \cos(\omega_D \cdot t)). \quad (2.23)$$

Abschließend sei erwähnt, dass aufgrund der im Bauwesen vorhandenen geringen Dämpfungszahlen, mit der ungedämpften Eigenfrequenz gerechnet werden darf (bei  $\xi = 5\% \rightarrow \omega_D / \omega_0 = 0,998$ ).

## Partikuläre Lösung

Da der homogene Anteil der Lösung infolge der Dämpfung sehr rasch abklingt, verbleibt nur die partikuläre Lösung, welche für eine Bodenbewegung  $x_g(t)$  wie folgt definiert ist:

$$x(t) = -\frac{1}{\omega_D} \cdot \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) \cdot e^{-\xi \cdot \omega_0 \cdot (t-\tau)} \cdot \sin(\omega_D \cdot (t-\tau)) d\tau \quad (2.24)$$

Der Integralausdruck wird als Duhamel-Integral<sup>3</sup> bezeichnet.

## Bestimmung der Spektralwerte

Die Spektralwerte  $S_d$ ,  $S_v$  und  $S_a$ , welche die Maximalwerte der Antwortschwingungen jedes Schwingers darstellen, ergeben sich demnach wie folgt:

- Maximale Relativverschiebung:

$$S_d(\omega_0, \xi) = |x|_{max} \approx \frac{1}{\omega_0} \cdot \left| - \int_0^t \underbrace{\ddot{x}_g(\tau)}_{a_g} \cdot e^{-\xi \cdot \omega_0 \cdot (t-\tau)} \cdot \sin(\omega_0 \cdot (t-\tau)) d\tau \right|_{max} \quad (2.25)$$

- Maximale Relativgeschwindigkeit:

$$S_v(\omega_0, \xi) = |\dot{x}|_{max} \approx \left| - \int_0^t \underbrace{\ddot{x}_g(\tau)}_{a_g} \cdot e^{-\xi \cdot \omega_0 \cdot (t-\tau)} \cdot \cos(\omega_0 \cdot (t-\tau)) d\tau \right|_{max} \quad (2.26)$$

- Maximale Absolutbeschleunigung:

$$S_a(\omega_0, \xi) = |\ddot{x} + \ddot{x}_g|_{max} \approx \omega_0 \cdot \left| \int_0^t \underbrace{\ddot{x}_g(\tau)}_{a_g} \cdot e^{-\xi \cdot \omega_0 \cdot (t-\tau)} \cdot \sin(\omega_0(t-\tau)) d\tau \right|_{max} \quad (2.27)$$

In Gl. 2.25 bis Gl. 2.27 bedeutet  $t$  den Zeitpunkt nach Beginn des Erdbebens, für den der Integralausdruck berechnet wird und  $\tau$  ist die Integrationsvariable. Da bei den Gleichungen für  $S_d$  und  $S_a$  die Integralausdrücke auf der rechten Seite gleich sind, besteht zwischen ihnen zusätzlich folgende einfache Beziehung:

$$S_a \approx \omega_0^2 \cdot S_d \quad (2.28)$$

## 2.5.2 Antwortspektren gemäß [ÖNORM EN 1998-1]

### Horizontales elastisches Antwortspektrum

Im Anwendungsbereich von [ÖNORM EN 1998-1] wird die Erdbebenbewegung an einem bestimmten Punkt der Erdoberfläche durch ein elastisches Bodenbeschleunigungsantwortspektrum dargestellt. Für die Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung wird das elastische

<sup>3</sup>Die genaue Herleitung ist in [Fle93] nachzulesen.

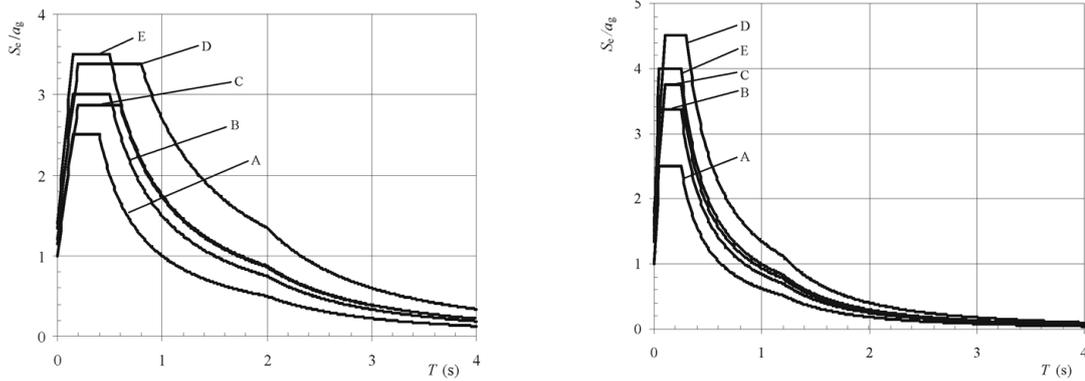


Abbildung 2.12: Empfohlene elastische Antwortspektren vom Typ 1 und Typ 2 für die Baugrundklassen A bis E [ÖNORM EN 1998-1]

Antwortspektrum  $S_e(T)$  durch folgende Ausdrücke definiert (Abb. 2.12):

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (2.29)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (2.30)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (2.31)$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ s} : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (2.32)$$

mit

$S_e(T)$	...	Ordinate des elastischen Antwortspektrums
$T$	...	Schwingungsdauer eines linearen Einmassenschwingers
$a_g$	...	Bemessungs-Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A
$T_B$	...	untere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung
$T_C$	...	obere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung
$T_D$	...	Wert, der den Beginn des Bereichs konstanter Verschiebungen des Spektrums definiert
$S$	...	Bodenparameter
$\eta$	...	Dämpfungs-Korrekturbeiwert mit dem Referenzwert $\eta = 1$ für 5 % viskose Dämpfung bzw. $\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$ bei abweichendem Dämpfungsverhältnis

In der [ÖNORM EN 1998-1] werden zwei unterschiedliche Spektralformen (Typ 1 und Typ 2) zur Beschreibung der Erdbebeneinwirkung angegeben (siehe Abb. 2.12). In Österreich ist gemäß [ÖNORM B 1998-1] jedoch nur die Spektralform Typ 1 anzuwenden, da der Bereich konstanter Spektralbeschleunigung größer ist und Impulsnahbeben nicht zu erwarten sind. Die in Abhängigkeit von der Baugrundklasse empfohlenen Parameterwerte zur Beschreibung des elastischen Antwortspektrums, sind in der [ÖNORM EN 1998-1] angegeben (Tab. 2.6).

### Bemessungsspektrum

Die meisten Tragwerke besitzen die Fähigkeit, seismische Energie durch duktilen Verhalten ihrer Bauteile zu dissipieren. Daher darf eine lineare Berechnung auf der Grundlage eines im

Baugrundklasse	$S$	$T_B$ in s	$T_C$ in s	$T_D$ in 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

Tabelle 2.6: Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren vom Typ 1 [ÖNORM EN 1998-1]

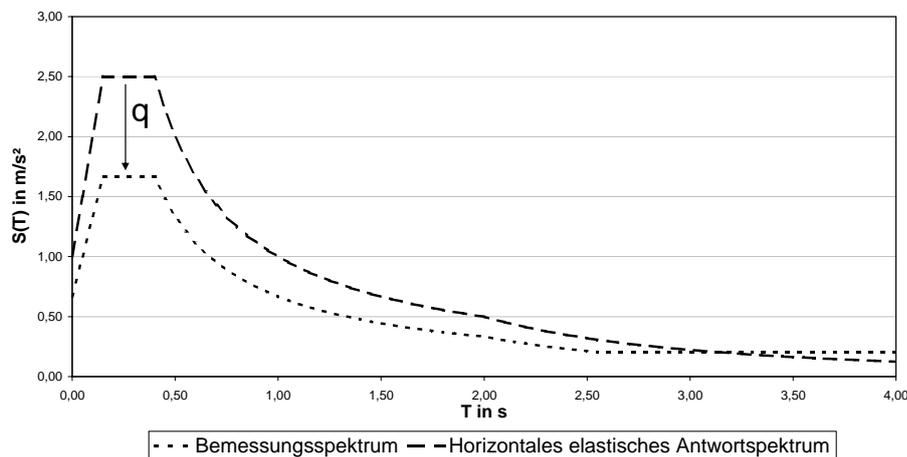


Abbildung 2.13: Vergleichende Darstellung des horizontalen elastischen Antwortspektrums und des Bemessungsspektrums für Baugrundklasse A,  $q = 1,5$  und  $a_g = 1,0 \text{ m/s}^2$

Vergleich zum elastischen Spektrum abgeminderten Antwortspektrums ( $\rightarrow$  Bemessungsspektrum (Abb. 2.13)) durchgeführt werden. Diese Abminderung wird durch die Einführung des Verhaltensbeiwerts  $q$  erzielt.

### Spektralwerte des Bemessungsspektrums

Für die Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung ist das Bemessungsspektrum  $S_d(T)$  durch folgende Gleichungen definiert:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.33)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (2.34)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad \text{bzw.} \quad (2.35)$$

$$\geq \beta \cdot a_g \quad (2.36)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad \text{bzw.} \quad (2.37)$$

$$\geq \beta \cdot a_g \quad (2.38)$$

mit

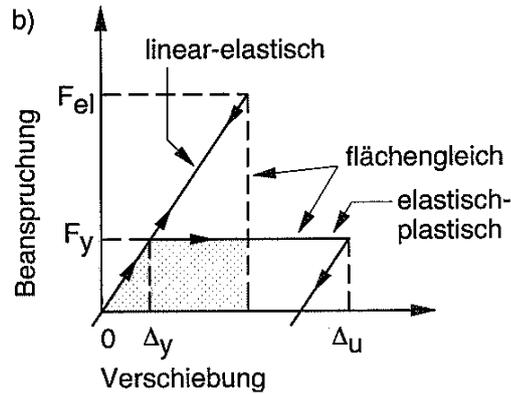


Abbildung 2.14: Ansatz zur Abminderung des Tragwiderstandes bzw. der Ersatzkraft [Bac02b]

- $S_d(T)$  ... Ordinate des Bemessungsspektrums
- $q$  ... Verhaltensbeiwert
- $\beta$  ... Beiwert für den unteren Grenzwert für das horizontale Bemessungsspektrum;  $\beta = 0, 2$

### Verhaltensbeiwert $q$

Der Verhaltensbeiwert  $q$  ist ein Näherungswert des Verhältnisses derjenigen Erdbebenkräfte, die das Bauwerk beanspruchen würden, wenn seine Antwort bei 5% viskoser Dämpfung vollkommen elastisch wäre, zu den Erdbebenkräften, die zur Bemessung mit dem konventionellen linearen Modell verwendet werden dürfen, um gerade noch eine zufriedenstellende Antwort des Bauwerks sicherzustellen (Abb. 2.14).

$$q = \frac{u_{max}}{u_{el}} \tag{2.39}$$

mit

- $u_{max}$  ... Maximalverschiebung
- $u_{el}$  ... Verschiebung zu Fließbeginn

### 2.5.3 Zeitverläufe der Bodenbewegung

Die Zeitverläufe der Bodenbewegungsgrößen **Bodenbeschleunigung**, **Bodengeschwindigkeit** und **Bodenverschiebung** sind für dynamische Berechnungen von großer Bedeutung (Abb. 3.8). Grundlage für die Ermittlung solcher Zeitverläufe ist stets ein gemessenes Beschleunigungsseismogramm. Von diesem kann durch einfache Integration auf den Geschwindigkeits-Zeitverlauf geschlossen werden. Wird eine weitere Integration durchgeführt, kann der Verschiebungszeitverlauf gewonnen werden. Um geringfügige Fehler, welche sich während der Beschleunigungsaufzeichnung durch Eigenschwingungen des Messwertgebers ergeben können, zu korrigieren, sind verschiedene Ansätze gebräuchlich. Ein gängiges Korrekturverfahren basiert beispielsweise auf der Minimalisierung der Quadrate der Bodengeschwindigkeiten [Bac02b].

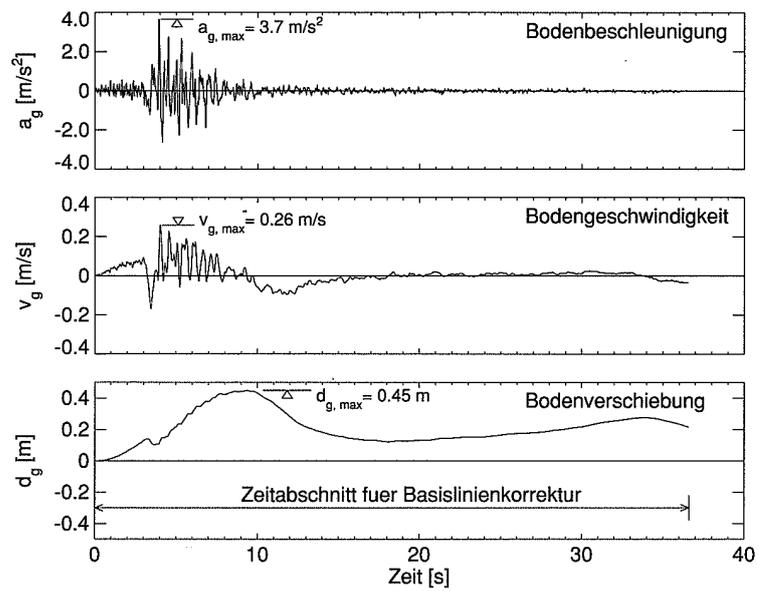


Abbildung 2.15: Zeitverläufe der N-S-Komponente „Tolmezzo“ des Friaul-Erdbebens 1976 mit Basislinienkorrektur (Minimalisierung der Quadrate der Bodengeschwindigkeiten) [Bac02b]

# 3 Kraftbasierte Berechnungsverfahren

In der Praxis werden hauptsächlich die nachfolgenden Verfahren bzw. Methoden zur Berechnung der Erdbebeneinwirkung verwendet [Fle93]:

- Ersatzkraftverfahren (= vereinfachtes Antwortspektrumverfahren gemäß [ÖNORM EN 1998-1])
- Antwortspektrenverfahren (= multimodales Antwortspektrumverfahren gemäß [ÖNORM EN 1998-1])
- „pushover“-Berechnung
- Zeitverlaufsverfahren (= Methoden im Zeitbereich)
  - modale Lösung der Bewegungsgleichungen
  - direkte Integration der Bewegungsgleichungen
- Methoden im Frequenzbereich
- statistische (probabilistische) Verfahren.

In den folgenden Abschnitten werden die theoretischen Grundlagen und deren Verankerung in der [ÖNORM EN 1998-1] für das **Ersatzkraft-**, **Antwortspektren-** und **Zeitverlaufsverfahren** erläutert, welche den kraftbasierten Bemessungsverfahren zuzuordnen sind.

## 3.1 Ersatzkraftverfahren

Da bei diesem Verfahren die Erdbebeneinwirkung durch eine horizontale statische Ersatzkraft dargestellt wird, darf eine statische, lineare Berechnung (es wird elastisches Materialverhalten vorausgesetzt) durchgeführt werden [Bac02b].

### 3.1.1 Theoretische Grundlagen

Beim Ersatzkraftverfahren wird das ganze Bauwerk durch einen Einmassenschwinger (Abb. 2.10) ersetzt. Dessen Frequenz entspricht der Grundfrequenz des Bauwerks. Im Zustand der maximalen Relativverschiebung  $x_{max}$  tritt die maximale Federkraft  $F_{max}$  auf. Diese entspricht der maximalen Beanspruchung des Tragwerks bzw. Bauwerks. Da in diesem Zustand die Geschwindigkeit Null ist, verschwindet somit auch die Dämpfungskraft und es gilt [Bac02b]:

$$F_{max} = k \cdot x_{max} = k \cdot S_d \tag{3.1}$$

Unter Verwendung von Gl. 2.28 wird

$$F_{max} = k \cdot \frac{S_a}{\omega^2} = m \cdot S_a \tag{3.2}$$

mit

$$\omega = \sqrt{k/m} \quad \text{bzw.} \quad \omega^2 = k/m. \tag{3.3}$$

Wie aus Gl. 3.2 ersichtlich, kann die maximale Beanspruchung der Feder aus der statischen Einwirkung einer „Trägheitskraft“ (= Masse mal maximale Absolutbeschleunigung) ermittelt werden.

### Definition der Erdbeben-Ersatzkraft

Die Erdbeben-Ersatzkraft ist die totale horizontal auf das Bauwerk wirkende statische Kraft infolge der Erdbebenerregung im Fußpunkt [Bac02b]:

$$F = m \cdot S_a$$

mit

$F$	...	totale horizontale Erdbeben-Ersatzkraft
$m$	...	Masse entsprechend der Dauerlasten und der wahrscheinlich vorhandenen beweglichen Nutzlasten oberhalb der Gründung des gesamten Bauwerks
$S_a$	...	Spektralbeschleunigung

### Abschätzung der Grundfrequenz

Für die Bestimmung der Grundfrequenz eines Bauwerks, welche für die Ermittlung der Spektralbeschleunigung wesentlich ist, stehen verschiedenste Methoden zur Verfügung [Bac02b]:

- grobe Abschätzung mit empirischen Formeln aufgrund der Anzahl der Stockwerke oder der Gebäudeabmessungen
- Berechnung am Ersatzstab nach Rayleigh
- Berechnung am Ersatzstab in elastischem Baugrund
- Ermittlung mit Rechenprogramm am vollständig und diskret modellierten Tragwerk

### Ersatzkraft nach Normen

Ansätze können folgende Form in den verschiedenen Regelwerken haben [Bac02b]:

$$F = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot \alpha_7 \cdot \alpha_8 \cdot \bar{a}_g \cdot M \quad (3.4)$$

mit

$\alpha_1$	...	seismischer Faktor oder Zonenfaktor
$\alpha_2$	...	dynamischer Faktor
$\alpha_3$	...	Baugrundfaktor
$\alpha_4$	...	Dämpfungsfaktor
$\alpha_5$	...	Abminderungsfaktor
$\alpha_6$	...	Risikofaktor
$\alpha_7$	...	Wichtigkeitsfaktor
$\alpha_8$	...	Überfestigkeits-Reduktionsfaktor
$\bar{a}_g$	...	Bodenbeschleunigung
$M$	...	Gebäudemasse

Alle Faktoren  $\alpha_1$  bis  $\alpha_8$  haben gemein, dass sie den anzusetzenden Spektralwert der Beschleunigung beeinflussen. Oft ist ein Teil dieser Einflüsse direkt im Bemessungsantwortspektrum eingebaut, oder es werden mehrere Faktoren zu einem Parameter zusammengefasst.

## Verteilung der Ersatzkraft über die Gebäudehöhe

Ist die totale horizontale Erdbeben-Ersatzkraft berechnet worden, muss diese noch über die Gebäudehöhe verteilt werden. Zu diesem Zweck wird sie in **Kräfte pro Stockwerk** zerlegt. Diese Stockwerk-Ersatzkräfte werden in der Höhe jeder Geschoßdecke im Massenmittelpunkt angreifend angenommen [Fle93].

Maßgebend für die maximale Beanspruchung des Bauwerks ist die maximale Relativverschiebung. Da die maximale Relativverschiebung proportional der maximalen Federkraft ist (Gl. 3.1), folgt, dass die Ersatzkraft proportional zur maximalen Relativverschiebung zu verteilen ist. Wenn höhere Eigenformen vernachlässigt werden, entspricht somit die maximale Relativverschiebung der Grundschwingungsform [Bac02b]. Bei über die Höhe etwa konstanter Massenbelegung wird in der Praxis und auch in Regelwerken von einer dreieckförmigen Verteilung der Ersatzkraft ausgegangen, welche mathematisch wie folgt ausgedrückt werden kann [Fle93]:

$$F_i = F_{ges} \cdot \frac{m_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n m_j \cdot h_j} \quad (3.5)$$

mit

$F$	...	totale horizontale Erdbeben-Ersatzkraft
$F_i$	...	Stockwerk-Ersatzkraft
$m_i, m_j$	...	Stockwerksmassen
$h_i, h_j$	...	Höhe des $i$ -ten bzw. $j$ -ten Stockwerks über der Basis

## Berücksichtigung der Torsion

Bei Bauwerken können aus zweierlei Gründen Torsionsbeanspruchungen auftreten [Fle93]:

- wegen systembedingter Schwingungskoppelung bei unsymmetrischen Bauwerken
- wegen einer Drehbewegung der Baugrundfläche während des Erdbebens infolge einer ungleichmäßigen Ausbreitung der Erdbebenwellen

Mögliche Näherungsformeln zur Berücksichtigung von Torsionseinwirkungen werden in Abschnitt 7.5.2 angegeben.

### 3.1.2 Anwendungsgrenzen gemäß [ÖNORM EN 1998-1]

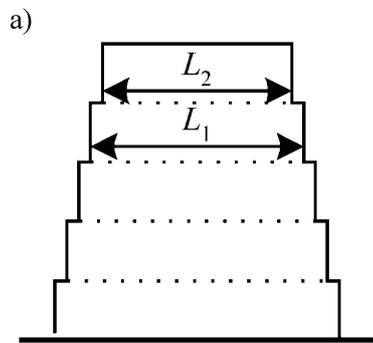
Das vereinfachte Antwortspektrumverfahren darf bei Hochbauten angewandt werden, deren Antwort nicht wesentlich durch Beiträge von höheren Schwingungsformen als die Grundeigenform in jeder Hauptrichtung beeinflusst wird. Diese Anforderung gilt als erfüllt, wenn die nachfolgende Bedingung eingehalten wird:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad (3.6)$$

mit

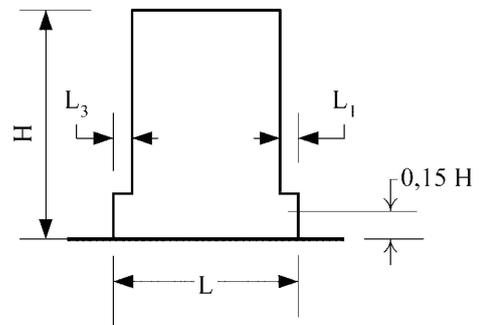
$T_1$	...	Eigenschwingungsdauer
$T_C$	...	obere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung

Neben der Einhaltung von Gl. 3.6 müssen sämtliche, nachfolgend beschriebene Regelmäßigkeitskriterien im Aufriss erfüllt sein:



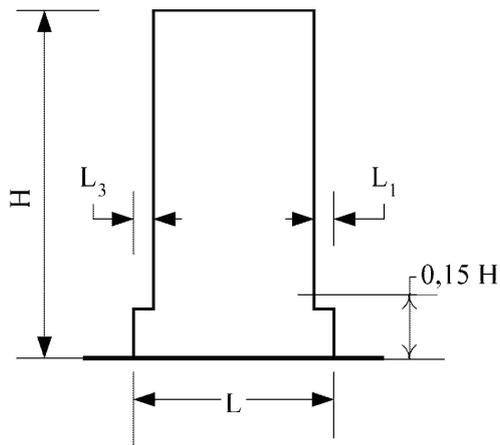
$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20$$

b) (Rücksprung liegt oberhalb 0,15H)



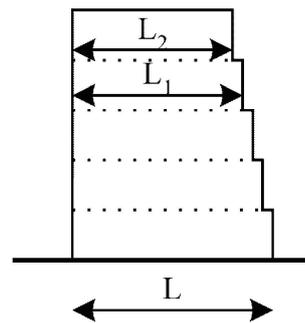
$$\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,20$$

c) (Rücksprung liegt unterhalb 0,15H)



$$\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,50$$

d)



$$\frac{L - L_2}{L} \leq 0,30$$

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,10$$

Abbildung 3.1: Kriterien für die Regelmäßigkeit von Gebäuden mit Rücksprüngen [ÖNORM EN 1998-1]

- Alle horizontalen Aussteifungssysteme wie Kerne, tragende Wände oder Rahmen müssen ohne Unterbrechung von ihren Gründungen bis zur Oberkante des Gebäudes verlaufen.
- Horizontalsteifigkeit und Masse der einzelnen Geschoße müssen konstant sein oder ohne sprunghafte Änderungen vom Fundament bis zur Spitze eines Gebäudes abnehmen.
- In Rahmentragwerken sollte das Verhältnis der tatsächlichen Geschoßbeanspruchbarkeit zu der laut Berechnung erforderlichen Beanspruchbarkeit nicht unverhältnismäßig stark zwischen benachbarten Geschoßen variieren.
- Für allmähliche Rücksprünge unter Wahrung der axialen Symmetrie darf der Rücksprung in jedem Stockwerk nicht größer sein als 20 % der vorhergehenden Grundrissabmessung in Richtung des Rücksprungs (Abb. 3.1, a und b).
- Für einen einzelnen Rücksprung innerhalb der unteren 15 % der Gesamthöhe des Haupttragsystems darf der Rücksprung nicht größer als 50 % der vorhergehenden Grundrissabmessung sein (Abb. 3.1, c). In diesem Fall sollte die Tragkonstruktion des unteren Bereichs innerhalb der Vertikalprojektion des Umrisses der oberen Stockwerke derart ausgelegt werden, dass sie mindestens 75 % der horizontalen Schubkräfte aufnehmen kann, die in diesem Bereich eines ähnlichen Gebäudes ohne Vergrößerung der Basis entstehen würde.
- Wenn die Rücksprünge die Symmetrie verletzen, darf in jeder Seitenansicht die Summe der Rücksprünge von allen Geschoßen nicht größer als 30 % der Grundrissabmessung des ersten Geschoßes oberhalb der Gründung oder oberhalb eines starren Kellergeschoßes sein, und die einzelnen Rücksprünge dürfen nicht größer als 10 % der vorhergehenden Grundrissabmessung sein (Abb. 3.1, d).

### 3.1.3 Einwirkungsermittlung gemäß [ÖNORM EN 1998-1]

#### Gesamterdbebenkraft

Die Gesamterdbebenkraft  $F_b$  muss in jeder horizontalen Richtung, in der das Bauwerk rechnerisch untersucht wird, nach folgender Formel bestimmt werden:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (3.7)$$

mit

$S_d(T_1)$	...	Ordinate des Bemessungsspektrums bei der Periode $T_1$
$T_1$	...	Eigenschwingungsdauer des Bauwerks für horizontale Bewegungen in der betrachteten Richtung
$m$	...	Gesamtmasse des Bauwerks, oberhalb der Gründung oder über der Oberkante eines starren Kellergeschoßes
$\lambda$	...	Korrekturbeiwert; $\lambda = 0,85$ wenn $T_1 \leq 2 T_C$ ist und das Bauwerk mehr als zwei Stockwerke hat, sonst $\lambda = 1,0$ ; berücksichtigt die Tatsache, dass beim ersten Eigenschwingungszustand nicht die gesamte Masse mitwirkt

Zur Abschätzung der Eigenschwingungsdauer  $T_1$  des Bauwerks dürfen folgende Gleichungen herangezogen werden:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (3.8)$$

für Hochbauten mit einer Höhe bis zu 40 m, mit

- $C_t$  ... gleich 0,085 für biegesteife räumliche Stahlrahmen, 0,075 für biegesteife räumliche Stahlbetonrahmen und für ausmittig ausgesteifte Stahlrahmen und 0,050 für alle anderen Tragwerke
- $H$  ... ist die Bauwerkshöhe ab Fundamentoberkante oder der Oberkante eines starren Kellergeschoßes in m

Für Hochbauten mit Schubwänden aus Beton oder Mauerwerk kann Gl. 3.8 ebenfalls verwendet werden, der Wert  $C_t$  ergibt sich jedoch aus folgender Gleichung:

$$C_t = 0,075/\sqrt{A_c} \quad (3.9)$$

mit

$$A_c = \sum [A_i \cdot (0,2 + (l_{wi}/H))^2] \quad (3.10)$$

und

- $A_c$  ... gesamte wirksame Fläche der Schubwände im Erdgeschoß des Gebäudes in  $m^2$
- $A_i$  ... wirksame Querschnittsfläche der Schubwand  $i$  in der betrachteten Richtung im Erdgeschoß des Gebäudes in  $m^2$
- $H$  ... ist die Bauwerkshöhe ab Fundamentoberkante in m
- $l_{wi}$  ... Länge der zu den wirkenden Kräften parallelen Schubwand im Erdgeschoss in m; wobei  $l_{wi}/H \leq 0,9$

Alternativ darf die Eigenschwingungsdauer durch folgende Gleichung abgeschätzt werden:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \quad (3.11)$$

mit

- $d$  ... horizontale elastische Verschiebung der Gebäudespitze infolge der in Horizontalrichtung angreifend gedachten Gewichtslasten in m

### Verteilung der horizontalen Erdbebenkräfte

Werden die Grundmodalformen in den horizontalen Berechnungsrichtungen mit Hilfe baodynamischer Methoden (z. B. Rayleigh-Methode) berechnet, kann die Verteilung der horizontalen Kräfte  $F_i$  mit nachfolgender Gleichung ermittelt werden:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (3.12)$$

mit

- $F_i$  ... am Stockwerk  $i$  angreifende Horizontalkraft
- $F_b$  ... Gesamterdbebenkraft nach Gl. 3.7
- $s_i, s_j$  ... Verschiebungen der Massen  $m_i, m_j$  in der Grundeigenform
- $m_i, m_j$  ... Stockwerksmassen

Wenn die Grundeigenformen durch mit der Höhe linear zunehmenden Horizontalverschiebungen angenähert werden, sollten die Horizontalkräfte  $F_i$  nach folgendem Ausdruck bestimmt werden:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (3.13)$$



Abbildung 3.2: Exzentrischer Mehrmassenschwinger (links) und äquivalenter Einmassenschwinger (rechts) [ÖNORM B 1998-1]

mit

$z_i, z_j \dots$  Höhe der Massen  $m_i, m_j$  über der Ebene, in der die Erdbebeneinwirkung angreift

### Torsionswirkungen

Falls die horizontale Steifigkeit und die Masse im Grundriss symmetrisch verteilt sind, dürfen die zufälligen Torsionswirkungen dadurch berücksichtigt werden, dass die Beanspruchungen in den einzelnen lastabtragenden Bauteilen mit dem nachfolgend definierten Beiwert  $\delta$  multipliziert werden:

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad (3.14)$$

mit

$x \dots$  Abstand des betrachteten Bauteils vom Massenmittelpunkt des Gebäudes im Grundriss, gemessen senkrecht zur Richtung der betrachteten Erdbebeneinwirkung  
 $L_e \dots$  Abstand zwischen den beiden äußersten Bauteilen, die horizontale Lasten abtragen, gemessen senkrecht zur Richtung der betrachteten Erdbebeneinwirkung

Alternativ sind in Anhang B der [ÖNORM B 1998-1] Näherungsformeln zur Berücksichtigung der Torsionseinwirkung angegeben. Diese können für mehrgeschoßige Bauwerke, bei denen die lastabtragenden Elemente ohne Unterbrechung über die gesamte Höhe laufen und die relativ gleichmäßige Geschoßdriftverhältnisse über die Bauwerkshöhe aufweisen (Rahmentragwerke und Wandscheibenbauten), herangezogen werden. Beim Berechnungsmodell 3 gemäß [ÖNORM B 1998-1] kann für den exzentrischen Mehrmassenschwinger das Modell eines annähernd äquivalenten Einmassenschwingers verwendet werden (Abb. 3.2). Die Torsionsbeanspruchung wird näherungsweise für beide Erdbebenrichtungen durch folgende Ausmitten berücksichtigt (Abb. 3.3 und Abb. 3.4):

- $e_{max}$
- $e_{min}$

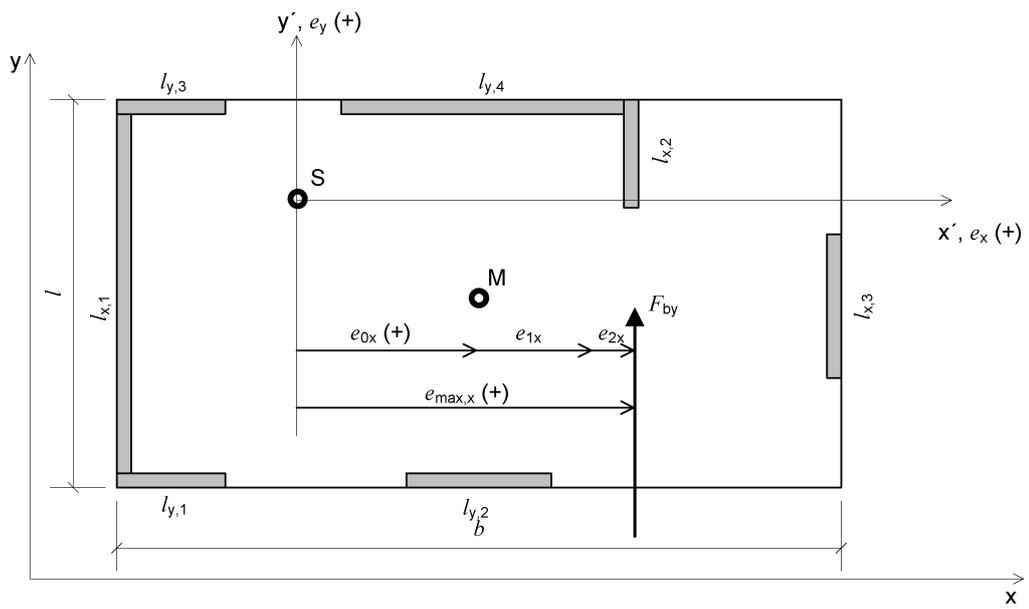


Abbildung 3.3: Erdbeben in  $y$ -Richtung [ÖNORM B 1998-1]

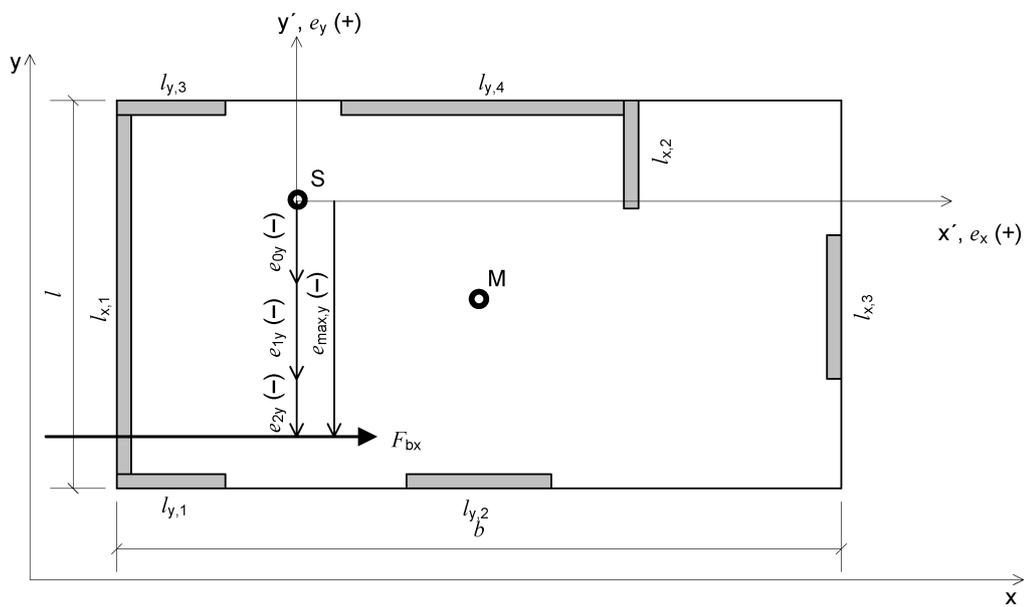


Abbildung 3.4: Erdbeben in  $x$ -Richtung [ÖNORM B 1998-1]

Es bedeuten:

$S$	...	Steifigkeitsmittelpunkt
$M$	...	Massenmittelpunkt
$m' = m \cdot \lambda$	...	mitschwingende Masse
$F_b$	...	resultierende Erdbebeneinwirkung
$F_b \cdot e_{max}$	...	Torsionsmoment
$e_0$	...	Abstand Steifigkeitsmittelpunkt–Massenmittelpunkt, $e_0$ ist in Richtung der Achsen positiv definiert
$e_1$	...	Zusatzausmitte zufolge Vereinfachungen beim Berechnungsmodell 3
$e_2$	...	Zusatzausmitte für zufällige Abweichungen
$x_s, y_s$	...	Koordinaten des Steifigkeitsmittelpunktes
$I_{x,1}, I_{y,1}$	...	Trägheitsmomente der Wände
$l$	...	Gebäudelänge normal auf die Erdbebeneinwirkung
$b$	...	Gebäudetiefe in Richtung der Erdbebeneinwirkung

Der Steifigkeitsmittelpunkt  $S$  sowie die anzusetzenden Exzentrizitäten  $e_{max}$  und  $e_{min}$  errechnen sich wie folgt:

$$x_s = \frac{\sum I_{x,i} \cdot x_i}{\sum I_{x,i}} \quad (3.15)$$

$$y_s = \frac{\sum I_{y,i} \cdot y_i}{\sum I_{y,i}} \quad (3.16)$$

$$e_{max} = e_0 + e_1 + e_2 \quad (3.17)$$

$$e_{min} = e_0 - e_2 \quad (3.18)$$

$$e_1 = 0,1 \cdot (l + b) \cdot \left(10 \cdot (e_0/l)\right)^{0,5} \leq 0,1 \cdot (l + b) \quad (3.19)$$

$$e_2 = 0,05 \cdot l \quad (3.20)$$

Falls  $e_0$  negativ ist, sind auch  $e_1$  und  $e_2$  negativ anzunehmen. Bei Wänden aus Mauerwerk sind die Trägheitsmomente in Gl. 3.15 bis Gl. 3.20 durch die Schubflächen (ohne Gurte) zu ersetzen. Mit Hilfe nachfolgender Gleichungen können die Beanspruchungen sämtlicher Wandquerschnitte berechnet werden:

Beanspruchung der Wand  $k$  in  $y$ -Richtung (Erdbeben in  $y$ -Richtung):

$$F_k = F_{by} \cdot \frac{I_{x,k}}{\sum I_{x,i}} + e_{max,x} \text{ (bzw. } e_{min,x}) \cdot I_{x,k} \cdot \frac{x'_k}{\sum (I_{x,i} \cdot x_i'^2) + \sum (I_{y,i} \cdot y_i'^2)} \quad (3.21)$$

Beanspruchung der Wand  $r$  in  $x$ -Richtung (Erdbeben in  $y$ -Richtung):

$$F_r = -F_{by} \cdot e_{max,x} \text{ (bzw. } e_{min,x}) \cdot I_{y,r} \cdot \frac{y'_r}{\sum (I_{x,i} \cdot x_i'^2) + \sum (I_{y,i} \cdot y_i'^2)} \quad (3.22)$$

Beanspruchung der Wand  $r$  in  $x$ -Richtung (Erdbeben in  $x$ -Richtung):

$$F_r = F_{bx} \cdot \frac{I_{y,r}}{\sum I_{y,i}} + e_{max,y} \text{ (bzw. } e_{min,y}) \cdot I_{y,r} \cdot \frac{y'_r}{\sum (I_{x,i} \cdot x_i'^2) + \sum (I_{y,i} \cdot y_i'^2)} \quad (3.23)$$

Beanspruchung der Wand  $k$  in  $y$ -Richtung (Erdbeben in  $x$ -Richtung):

$$F_k = -F_{bx} \cdot e_{max,y} \text{ (bzw. } e_{min,y}) \cdot I_{x,k} \cdot \frac{x'_k}{\sum (I_{x,i} \cdot x_i'^2) + \sum (I_{y,i} \cdot y_i'^2)} \quad (3.24)$$

mit

$x'_k$	...	Abstand des Schubmittelpunktes der Wand $k$ zum Steifigkeitsmittelpunkt
$y'_r$	...	Abstand des Schubmittelpunktes der Wand $r$ zum Steifigkeitsmittelpunkt
$F_{by} = Sd(T_{1,y}) \cdot m \cdot \lambda$	...	resultierende Erdbebeneinwirkung in $y$ -Richtung
$F_{bx} = Sd(T_{1,x}) \cdot m \cdot \lambda$	...	resultierende Erdbebeneinwirkung in $x$ -Richtung

Die Aufteilung der Wandbeanspruchung über die Höhe kann gemäß Gl. 3.13 erfolgen.

### Überlagerung der Bebenkomponenten

Bei im Grundriss regelmäßigen Gebäuden, die in jeder der beiden Hauptrichtungen durch eigene Bauteile stabilisiert werden, darf die Überlagerung gemäß Abschnitt 3.2.3 entfallen [Mes03].

### Kriterien für die Regelmäßigkeit im Grundriss

Damit ein Gebäude als im Grundriss regelmäßig klassifiziert werden kann, müssen sämtliche, nachfolgend beschriebene, Regelmäßigkeitskriterien erfüllt sein:

- Hinsichtlich der Verteilung der horizontalen Steifigkeit und der Masse muss das Bauwerk im Grundriss ungefähr symmetrisch bezüglich zweier rechtwinklig zueinander stehender Achsen sein.
- Die Grundrissform muss kompakt sein, d. h. jedes Stockwerk muss durch ein konvexes Polygon umrissen sein.
- Die Steifigkeit der Decken in ihrer Ebene muss im Vergleich zur Horizontalsteifigkeit der vertikalen tragenden Bauteile ausreichend groß sein, so dass die Verformung der Decke sich nur unwesentlich auf die Verteilung der Kräfte an die vertikalen tragenden Bauteile auswirkt.
- Die Schlankheit  $\lambda = L_{max}/L_{min}$  des Gebäudes im Grundriss darf nicht größer als 4 sein, wobei  $L_{max}$  und  $L_{min}$  jeweils die senkrecht zueinander gemessene größte und kleinste Gebäudeabmessung im Grundriss darstellt.
- Für jedes Geschoß und in jeder Berechnungsrichtung  $x$  und  $y$  müssen die tatsächliche Ausmittigkeit  $e_0$  und der Torsionsradius  $r$  die beiden nachfolgenden Bedingungen erfüllen, die für die Berechnungsrichtung  $y$  angeschrieben wurden:

$$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x \quad (3.25)$$

$$r_x \geq l_s \quad (3.26)$$

mit

$e_{0x}$	...	Abstand zwischen dem Steifigkeitsmittelpunkt und dem Massenmittelpunkt, gemessen in $x$ -Richtung, die senkrecht zur betrachteten Berechnungsrichtung verläuft
$r_x$	...	Quadratwurzel des Verhältnisses zwischen der Torsionssteifigkeit und der Horizontalsteifigkeit in $y$ -Richtung (= Torsionsradius)
$l_s$	...	Trägheitsradius der Geschoßmasse im Grundriss

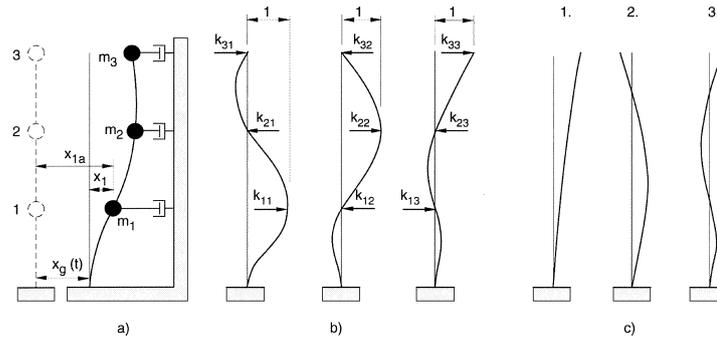


Abbildung 3.5: Dreimassenschwinger mit Federsteifigkeiten und Eigenschwingungsformen [Bac02b]

## 3.2 Multimodales Antwortspektrumverfahren

Dieses Berechnungsverfahren wird für Hochbauten herangezogen, deren Schwingungsverhalten nicht nur durch die Grundeigenform, sondern auch durch höhere Schwingungsformen maßgeblich beeinflusst wird.

### 3.2.1 Theoretische Grundlagen

Beim multimodalen Antwortspektrumverfahren wird das dynamische Verhalten eines Bauwerks durch einen Mehrmassenschwinger beschrieben. Wird für jede Masse eine Gleichgewichtsbedingung aufgestellt, erhält man beispielsweise für einen Dreimassenschwinger (Abb. 3.5) folgendes Differentialgleichungssystem [Fle93]:

$$m_1 \cdot \ddot{x}_1 + c_{11} \cdot \dot{x}_1 + c_{12} \cdot \dot{x}_2 + c_{13} \cdot \dot{x}_3 + k_{11} \cdot x_1 + k_{12} \cdot x_2 + k_{13} \cdot x_3 = p_1(t) \quad (3.27)$$

$$m_2 \cdot \ddot{x}_2 + c_{21} \cdot \dot{x}_1 + c_{22} \cdot \dot{x}_2 + c_{23} \cdot \dot{x}_3 + k_{21} \cdot x_1 + k_{22} \cdot x_2 + k_{23} \cdot x_3 = p_2(t) \quad (3.28)$$

$$m_3 \cdot \ddot{x}_3 + c_{31} \cdot \dot{x}_1 + c_{32} \cdot \dot{x}_2 + c_{33} \cdot \dot{x}_3 + k_{31} \cdot x_1 + k_{32} \cdot x_2 + k_{33} \cdot x_3 = p_3(t) \quad (3.29)$$

In Matrixschreibweise hat das Gleichungssystem folgende Form:

$$[M] \cdot \{\ddot{x}\} + [C] \cdot \{\dot{x}\} + [K] \cdot \{x\} = \{P(t)\} \quad (3.30)$$

mit

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \dots \text{Massenmatrix (Diagonalmatrix)}$$

$$[C] = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} \\ c_{21} & c_{22} & c_{23} \\ c_{31} & c_{32} & c_{33} \end{bmatrix} \dots \text{Dämpfungsmatrix}$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} \end{bmatrix} \dots \text{Steifigkeitsmatrix}$$

$$\{x\} = \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{Bmatrix} \dots \text{Verschiebungsvektor}$$

$$\{P(t)\} = \begin{Bmatrix} p_1(t) \\ p_2(t) \\ p_3(t) \end{Bmatrix} \dots \text{Belastungsvektor}$$

### Eigenfrequenzen und Eigenschwingungsformen

Für den frei schwingenden, ungedämpften Mehrmassenschwinger ergibt sich folgendes Gleichungssystem [Fle93]:

$$[M] \cdot \{\ddot{x}\} + [K] \cdot \{x\} = \{0\} \quad (3.31)$$

Durch Einführung des Lösungsansatzes

$$\{x\} = \{a\} \cdot \sin(\omega t + \phi) \quad (3.32)$$

lässt sich das homogene Gleichungssystem

$$([K] - \omega^2 \cdot [M]) \cdot \{a\} = \{0\} \quad (3.33)$$

gewinnen. Dieses hat nur dann von Null verschiedene (nichttriviale) Lösungen, wenn seine Determinante verschwindet:

$$|[K] - \omega^2 \cdot [M]| = 0 \quad (3.34)$$

Durch Lösung des vorliegenden Eigenwertproblems lassen sich so viele Eigenkreisfrequenzen  $\omega_i$  bestimmen, wie Freiheitsgrade  $n$  vorliegen. Die Eigenkreisfrequenzen entsprechen folglich den Nullstellen der Determinante. Die zu den Eigenkreisfrequenzen  $\omega_i$  gehörenden Lösungen  $\{\psi_i\}$  des Gleichungssystems (Gl. 3.33), die sogenannten Eigenvektoren, sind nur als Verhältnismerte darstellbar, und werden auf ihren Größtwert normiert. Sie können zur modalen Matrix (Matrix der Eigenformen)

$$[\psi] = [\{\psi_1\} \ \{\psi_2\} \ \dots \ \{\psi_n\}] \quad (3.35)$$

zusammengefasst werden. Die Eigenformen werden nach wachsenden Eigenkreisfrequenzen geordnet. Die zur niedrigsten Eigenkreisfrequenz  $\omega_1$  bzw. zur höchsten Eigenschwingzeit  $T_1$  gehörende Eigenform wird als Grundschwingungsform bezeichnet. Um mit Hilfe der „modalen Analyse“ die Transformation eines komplizierten dynamischen Systems (Gl. 3.30) in ein System von Einmassenschwingern zu ermöglichen, muss von den Orthogonalitätseigenschaften der Eigenvektoren Gebrauch gemacht werden:

$$\{\psi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{\psi_j\} = 0 \dots \text{für } i \neq j \quad (3.36)$$

$$\{\psi_i\}^T \cdot [K] \cdot \{\psi_j\} = 0 \dots \text{für } i \neq j \quad (3.37)$$

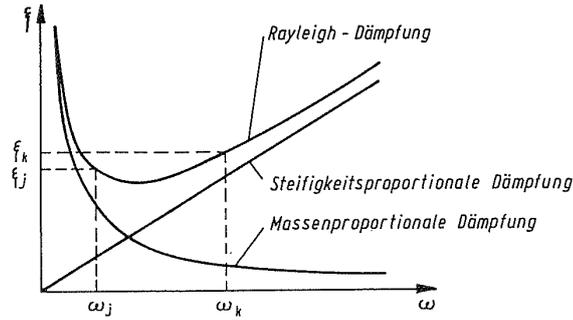


Abbildung 3.6: Rayleigh-Dämpfung [Fle93]

## Modale Analyse

Der Verschiebungsvektor kann durch Linearkombination der  $n$  Eigenformen beschrieben werden [Fle93]:

$$\{x(t)\} = \sum_{i=1}^n \{\psi_i\} \cdot y_i(t) = [\psi] \cdot \{y(t)\} \quad (3.38)$$

mit

$y_i(t)$  ... generalisierte Koordinate; sie beschreibt, wie stark eine Eigenform die Gesamtschwingung des Systems beeinflusst

Setzt man diesen Ansatz (Gl. 3.38) samt den entsprechenden Ableitungen in die Bewegungsdifferentialgleichung (Gl. 3.30) und multipliziert  $[\psi]^T$  vor, so erhält man:

$$\{\psi_i\}^T \cdot [M] \cdot [\psi] \cdot \{\ddot{y}\} + \{\psi_i\}^T \cdot [C] \cdot [\psi] \cdot \{\dot{y}\} + \{\psi_i\}^T \cdot [K] \cdot [\psi] \cdot \{y\} = \{\psi_i\}^T \cdot \{P(t)\} \quad (3.39)$$

Falls neben Gl. 3.36 und Gl. 3.37 als dritte Orthogonalitätsbeziehung

$$\{\psi_i\}^T \cdot [C] \cdot \{\psi_j\} = 0 \quad \dots \text{für } i \neq j \quad (3.40)$$

gilt, und die Dämpfungsmatrix als Linearkombination der Massen- und Steifigkeitsmatrix ( $[C] = \alpha \cdot [M] + \beta \cdot [K]$ ; Rayleigh-Dämpfung (Abb. 3.6)) dargestellt wird, ergibt sich folgendes entkoppelte Gleichungssystem:

$$\{\psi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{\psi_i\} \cdot \ddot{y}_i + \{\psi_i\}^T \cdot [C] \cdot \{\psi_i\} \cdot \dot{y}_i + \{\psi_i\}^T \cdot [K] \cdot \{\psi_i\} \cdot y_i = \{\psi_i\}^T \cdot \{P(t)\} \quad (3.41)$$

Werden folgende Bezeichnungen

$$\begin{aligned} M_i^* &= \{\psi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{\psi_i\} && \dots \text{ generalisierte Masse} \\ C_i^* &= \{\psi_i\}^T \cdot [C] \cdot \{\psi_i\} && \dots \text{ generalisierte Dämpfung} \\ K_i^* &= \{\psi_i\}^T \cdot [K] \cdot \{\psi_i\} && \dots \text{ generalisierte Steifigkeit} \\ P_i^*(t) &= \{\psi_i\}^T \cdot \{P(t)\} && \dots \text{ generalisierte Last} \end{aligned}$$

eingeführt, ergibt sich für die Differentialgleichung der Schwingungsform  $i$  Gl. 3.42:

$$M_i^* \cdot \ddot{y}_i + C_i^* \cdot \dot{y}_i + K_i^* \cdot y_i = P_i^*(t) \quad (3.42)$$

bzw.

$$\ddot{y}_i + 2 \cdot \xi_i \cdot \omega_i \cdot \dot{y}_i + \omega_i^2 \cdot y_i = \frac{P_i^*(t)}{M_i} \quad (3.43)$$

mit

$$\begin{aligned}\omega_i^2 &= \frac{K_i^*}{M_i^*} \dots i\text{-te Eigenfrequenz} \\ \xi_i &= \frac{C_i^*}{2 \cdot M_i^* \cdot \omega_i} \dots \text{modale Dämpfungszahl der } i\text{-ten Eigenform}\end{aligned}$$

Bei einer Fußpunkterregung nimmt der Belastungsvektor aus Gl. 3.30 folgende Form an:

$$\{P(t)\} = -[M] \cdot \{\bar{I}\} \cdot \ddot{x}_g(t) \quad (3.44)$$

Der Übertragungsvektor  $\{\bar{I}\}$  in Gl. 3.44 überprüft, ob die Freiheitsgrade des Systems in Richtung der Bodenbeschleunigung weisen. Für die generalisierte Last in der Schwingungsform  $i$  folgt somit:

$$P_i^*(t) = - \underbrace{\{\psi_i\}^T \cdot [M] \cdot \{\bar{I}\}}_{\text{Beteiligungsfaktor}} \cdot \ddot{x}_g(t) = -\alpha_i \cdot \ddot{x}_g(t) \quad (3.45)$$

Liegen die Freiheitsgrade eines Systems in Richtung der Bodenbeschleunigung, kann der Beteiligungsfaktor wie folgt definiert werden:

$$\alpha_i = \sum_{j=1}^p m_j \cdot \psi_{j,i} \quad (3.46)$$

Für den Größtwert der generalisierten Koordinate einer Schwingungsform  $i$  erhält man:

$$\max y_i(t) = \frac{\alpha_i}{M_i^*} \cdot S_d(\omega_i, \xi_i) = \frac{\alpha_i}{M_i^* \cdot \omega_i^2} \cdot S_a(\omega_i, \xi_i) \quad (3.47)$$

Wird dieser in Gl. 3.38 eingesetzt, resultieren daraus der Verschiebungsvektor bzw. in weiterer Folge die Maximalwerte der Schnittkräfte der entsprechenden Schwingungsform (Abb. 3.7). Da die Maxima der Schnittgrößen zu verschiedenen Zeitpunkten auftreten, müssen sie mittels statistischer Methoden überlagert werden. Folgende Überlagerungsformeln sind gebräuchlich:

$$N = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2} \dots \text{SRSS-Formel} \quad (3.48)$$

$$N = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n N_i \cdot \rho_{ij} \cdot N_j} \dots \text{CQC-Formel} \quad (3.49)$$

mit

SRSS	...	Square-Root-of-Sum-of-Squares
CQC	...	Complete Quadratic Combination
$N$	...	Gesamtwert einer beliebigen Schnitt- oder Verschiebungsgröße
$N_i, N_j$	...	Anteil der Eigenform $i$ bzw. $j$ an der Schnitt- oder Verschiebungsgröße

Bei eng aneinander liegenden Eigenfrequenzen sollte unbedingt die CQC-Formel zum Einsatz kommen, da die SRSS-Formel zu unrealistischen Ergebnissen führt.

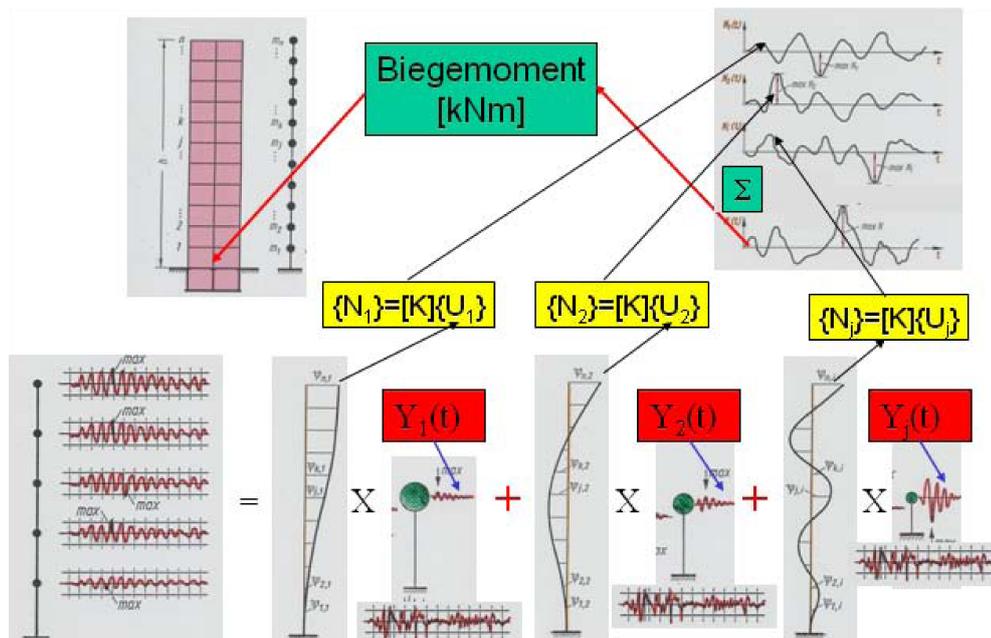


Abbildung 3.7: Modale Lösung der Bewegungsgleichungen [Fle07]

### 3.2.2 Anwendungsgrenzen gemäß [ÖNORM EN 1998-1]

Das modale Antwortspektrumverfahren muss bei Hochbauten angewandt werden, deren Antwort durch Beiträge von höheren Schwingungsformen als die Grundeigenform beeinflusst wird. Die Antwort aller Modalformen, die wesentlich zur Gesamtantwort beitragen, muss berücksichtigt werden. Diese Bedingung gilt als erfüllt, wenn einer der folgenden Sätze erfüllt ist:

- Die Summe der effektiven Modalmassen der berücksichtigten Modalbeiträge erreicht mindestens 90 % der Gesamtmasse des Bauwerks;
- Alle Modalbeiträge, deren effektive Modalmassen größer sind als 5 % der Gesamtmasse, wurden berücksichtigt.

Wird ein räumliches Modell verwendet, sollten die genannten Bedingungen für jede maßgebende Richtung überprüft werden. Können die Bedingungen nicht erfüllt werden, sollte die minimale Anzahl  $k$  von in einer räumlichen Berechnung zu berücksichtigenden Modalbeiträge folgende Gleichungen erfüllen:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (3.50)$$

$$T_k \leq 0,20 \text{ s} \quad (3.51)$$

mit

- $k$  ... Anzahl der berücksichtigten Modalbeiträge
- $n$  ... Anzahl der Geschoße über dem Fundament oder der Oberkante eines starren Kellergeschoßes
- $T_k$  ... Periode der Modalform  $k$

### 3.2.3 Einwirkungsermittlung gemäß [ÖNORM EN 1998-1]

#### Kombination der Modalbeiträge

Die Antworten in zwei Modalformen  $i$  und  $j$  dürfen als voneinander unabhängig betrachtet werden, wenn ihre Perioden  $T_i$  und  $T_j$  folgende Bedingung erfüllen:

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad (3.52)$$

Wird Gl. 3.52 erfüllt, darf der Größtwert  $E_E$  einer seismischen Beanspruchungsgröße wie folgt berechnet werden:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (3.53)$$

mit

- $E_E$  ... betrachtete seismische Beanspruchungsgröße (Kraft, Verschiebung)
- $E_{Ei}$  ... Wert dieser seismischen Beanspruchungsgröße im Modalbeitrag  $i$

Ist Gl. 3.52 nicht erfüllt, müssen genauere Verfahren für die Kombination der modalen Größtwerte verwendet werden („Vollständige Quadratische Kombination“).

#### Torsionswirkungen

Wird der Berechnung ein räumliches Modell zugrundegelegt, dürfen die Torsionswirkungen durch Ansetzen von Torsionsmomenten  $M_{ai}$  um die vertikale Achse eines jeden Geschoßes  $i$  berücksichtigt werden:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (3.54)$$

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (3.55)$$

mit

- $M_{ai}$  ... Torsionsmoment, wirkend auf das Geschoß  $i$  um seine vertikale Achse
- $e_{ai}$  ... zufällige Ausmittigkeit der Geschoßmasse  $i$  für alle maßgebenden Richtungen
- $F_i$  ... Horizontalkraft, wirkend auf das Geschoß  $i$
- $L_i$  ... Geschoßabmessung senkrecht zur Richtung der Erdbebeneinwirkung

Wenn die Berechnung hingegen unter Verwendung von zwei ebenen Modellen durchgeführt wird, dürfen Torsionswirkungen durch Verdoppelung der zufälligen Ausmittigkeit  $e_{ai}$  nach Gl. 3.55 und Multiplikation der Beanspruchungen mit folgendem Beiwert  $\delta$  berücksichtigt werden:

$$\delta = 1 + 1,2 \cdot \frac{x}{L_e} \quad (3.56)$$

mit

- $x$  ... Abstand des betrachteten Bauteils vom Massenmittelpunkt des Gebäudes im Grundriss, gemessen senkrecht zur Richtung der betrachteten Erdbebeneinwirkung
- $L_e$  ... Abstand zwischen den beiden äußersten Bauteilen, die horizontale Lasten abtragen, gemessen senkrecht zur Richtung der betrachteten Erdbebeneinwirkung

## Überlagerung der Bebenkomponenten

Die Beanspruchungsgrößen infolge des Zusammenwirkens der Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung dürfen mittels der folgenden Kombinationen berechnet werden:

$$E_{Edx} + 0,30 \cdot E_{Edy} \quad (3.57)$$

$$0,30 \cdot E_{Edx} + E_{Edy} \quad (3.58)$$

mit

- ”+” ... bedeutet „zu kombinieren mit“
- $E_{Edx}$  ... Beanspruchungsgrößen infolge des Angriffs der Erdbebeneinwirkung in Richtung der gewählten horizontalen Achse  $x$  des Bauwerks
- $E_{Edy}$  ... Beanspruchungsgrößen infolge des Angriffs derselben Erdbebeneinwirkung in Richtung der dazu senkrechten horizontalen Achse  $y$  des Bauwerks

## 3.3 Zeitverlaufsverfahren

Zur Berechnung nach der Zeitverlaufsmethode werden künstliche oder aufgezeichnete bzw. simulierte Bodenbeschleunigungszeitverläufe verwendet. Dabei wird eine Verwendung von mindestens drei Zeitverläufen empfohlen. Um die Zeitverläufe der Antwortschwingungen eines Systems ermitteln zu können, muss Gl. 3.30 gelöst werden. Folgende zwei Lösungsverfahren stehen zur Auswahl [Fle93]:

- modale Lösung, nur für linear-elastische Systeme
- direkte Integration<sup>1</sup>, für nichtlineares Bauwerksverhalten und beliebige Dämpfungsmatrizen

### 3.3.1 Theoretische Grundlagen

#### Modale Lösung der Bewegungsgleichungen (Time History Modal Analysis)

Für linear-elastische Systeme erhält man den Zeitverlauf der  $i$ -ten modalen Antwortschwingung durch Lösung von Gl. 3.42. Durch Überlagerung der modalen Antworten erhält man den Gesamtverlauf der Schwingungsantworten in den einzelnen Freiheitsgraden [Fle93]. Folgende Vorgehensweise sollte befolgt werden [Bac02b]:

- Bestimmung der Eigenvektoren und Eigenkreisfrequenzen der freien, ungedämpften Schwingung
- Übergang von natürlichen zu modalen (generalisierten) Koordinaten, Differentialgleichungssystem wird entkoppelt
- Integration der entkoppelten Bewegungsgleichungen
- Rücktransformation
- Addition der einzelnen modalen Zeitverläufe der Deformationen und Schnittkräfte in natürlichen Koordinaten
- Bestimmung der maximalen Deformationen und Schnittkräfte

---

<sup>1</sup>Bei dieser Methode wird Gl. 3.30 direkt mit Hilfe eines numerischen Integrationsverfahrens gelöst [Bac02b].

### 3.3.2 Anwendungsgrenzen gemäß [ÖNORM EN 1998-1]

Die Erdbebeneinwirkung darf mit Hilfe von Zeitverläufen der Bodenbeschleunigung und verwandter Größen (Geschwindigkeit und Verschiebung) dargestellt werden. Wird ein räumliches Modell der Berechnung zugrundegelegt, muss die Erdbewegung aus drei gleichzeitig wirkenden Beschleunigungszeitverläufen bestehen, wobei ein und derselbe Beschleunigungszeitverlauf nicht gleichzeitig entlang beider Horizontalrichtungen verwendet werden darf.

#### Aufgezeichnete oder simulierte Beschleunigungszeitverläufe

Aufgezeichnete Beschleunigungszeitverläufe, oder Beschleunigungszeitverläufe, die durch eine der Wirklichkeit entsprechende Simulation der Herd- und Fortpflanzungsmechanismen generiert wurden, dürfen verwendet werden, wenn die Musterfunktionen im Hinblick auf die seismotektonischen Merkmale der Herde und der Bodenbeschaffenheit des Standorts ausreichend aussagekräftig sind und ihre Werte auf den Wert  $a_g \cdot S$  für die betrachtete Zone skaliert werden (Abb. 3.3.3 und 3.8). Die Serie der aufgezeichneten oder simulierten Beschleunigungszeitverläufe sollte folgende Regeln erfüllen:

- Es sollten mindestens drei Beschleunigungszeitverläufe verwendet werden.
- Das Mittel der Beschleunigungsspektralwerte für die Nullperiode sollte nicht kleiner sein als der Wert von  $a_g \cdot S$  für den betrachteten Standort.
- Im Periodenbereich zwischen  $0,2 \cdot T_1$  und  $2 \cdot T_1$  sollte keine Ordinate des mittleren, mit 5 % gedämpften elastischen Spektrums (aus allen Zeitverläufen berechnet) kleiner sein als 90 % des zugehörigen Werts des mit 5 % gedämpften elastischen Antwortspektrums.

### 3.3.3 Einwirkungsermittlung gemäß [ÖNORM EN 1998-1]

Werden Ergebnisse aus mindestens sieben nichtlinearen Zeitverlaufsrechnungen mit aufgezeichneten bzw. simulierten Beschleunigungszeitverläufen gewonnen, sollte der Mittelwert der Antwortgrößen aus allen diesen Berechnungen als Bemessungswert der Beanspruchungsgröße  $E_d$  bei den einschlägigen Nachweisen verwendet werden. Anderenfalls sollte der ungünstigste Wert der Antwortgröße aus allen Berechnungen als  $E_d$  verwendet werden.

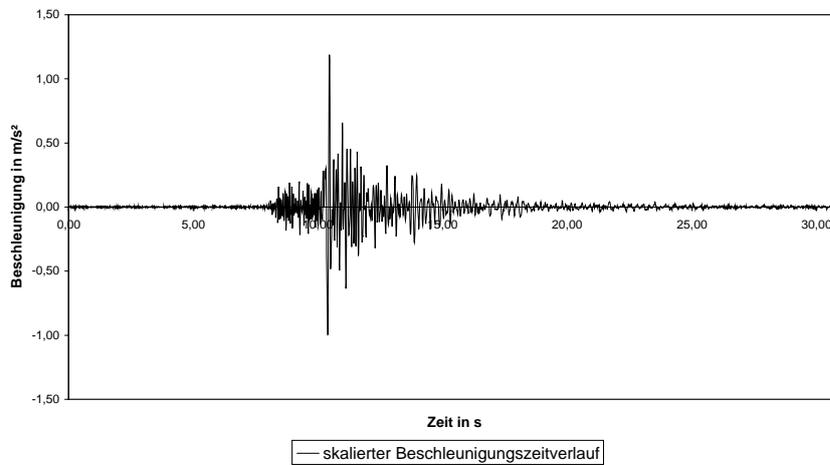
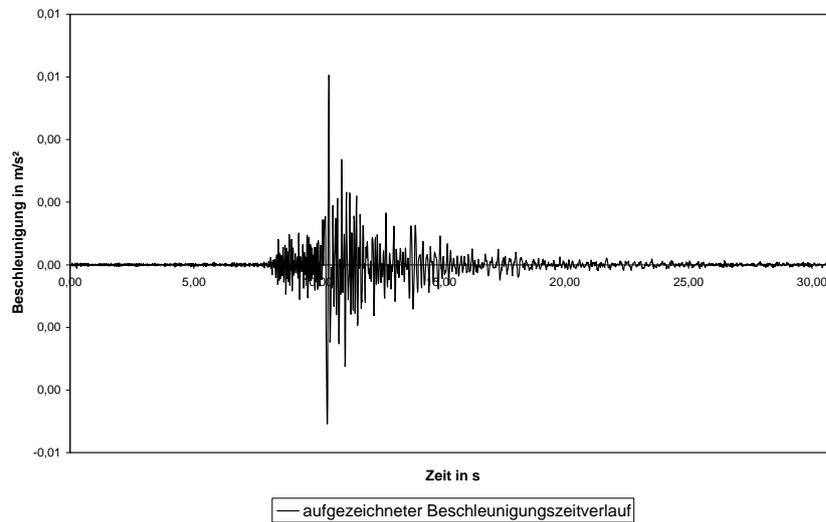


Abbildung 3.8: Aufgezeichneter (oben) und auf den Wert  $a_g \cdot S$  skaliertes Zeitverlauf (unten) der N-S-Komponente des Bebens vom 3. November 1997 in Wr. Neustadt

# 4 Bemessung von Mauerwerksbauten für Erdbebeneinwirkung

Gegenüber der herkömmlichen Bemessung von Mauerwerk gemäß [ÖNORM EN 1996-1-1] ergeben sich für Mauerwerksbauten in Erdbebengebieten zusätzliche Anforderungen, welche von der [ÖNORM EN 1998-1] angegeben und in den folgenden Abschnitten erklärt werden.

## 4.1 Anwendungsbereich

Da die [ÖNORM EN 1996-1-1] nicht die besonderen Anforderungen an den Entwurf, die Berechnung und Bemessung für erdbebengefährdete Bauwerke behandelt, sind Festlegungen zu entsprechenden Anforderungen in [ÖNORM EN 1998-1] enthalten, welche die [ÖNORM EN 1996-1-1] ergänzt und in Einklang mit dieser ist. Als zusätzliche Einschränkung muss erwähnt werden, dass die in [ÖNORM EN 1996-3] angegebenen vereinfachten Berechnungsmethoden nicht für die Bemessung von außergewöhnlichen Einwirkungen verwendet werden dürfen.

## 4.2 Baustoffe und Ausführung

### 4.2.1 Mindestfestigkeit von Mauersteinen

Die normierte Druckfestigkeit der Mauersteine sollte, außer in Zonen geringer Seismizität ( $\gamma_i \cdot a_{gR} \cdot S \leq 0,132 \cdot g$ ), nicht geringer als folgende Werte sein:

- senkrecht zur Lagerfuge:  $f_{b,min} = 5 \text{ N/mm}^2$
- parallel zur Lagerfuge in der Wandebene:  $f_{bh,min} = 2 \text{ N/mm}^2$

Der für den folgenden Erdbebennachweis verwendete Mauerstein POROTHERM 25-38 Objekt Plan erfüllt mit:

- $f_{b,vorh} = 17,3 \text{ N/mm}^2$
- $f_{bh,vorh} = 2,0 \text{ N/mm}^2$

sämtliche in der [ÖNORM EN 1998-1] angegebenen Forderungen.

### 4.2.2 Mörtel

Die Mindestfestigkeit des Mörtels  $f_{m,min}$  beträgt:

- für unbewehrtes oder eingefasstes Mauerwerk:  $f_{m,min} = 5 \text{ N/mm}^2$
- für bewehrtes Mauerwerk:  $f_{m,min} = 10 \text{ N/mm}^2$

Mauerwerksart	$t_{ef,min}$ in mm	$(h_{ef}/t_{ef})_{max}$	$(l/h)_{min}$
Unbewehrt, aus natürlichen Mauersteinen	350	9	0,5
Unbewehrt, aus beliebig anderen Mauersteinen	240	12	0,4
Unbewehrt, aus beliebig anderen Mauersteinen bei geringer Seismizität	170	15	0,35
Eingefasstes Mauerwerk	240	15	0,3
Bewehrtes Mauerwerk	240	15	unbegrenzt
Die verwendeten Formelzeichen haben folgende Bedeutung:			
$t_{ef}$	Wanddicke		
$h_{ef}$	Knicklänge der Wand		
$h$	größere lichte Höhe der an die Wand angrenzenden Öffnungen		
$l$	Länge der Wand		

Tabelle 4.1: Empfohlene geometrische Bedingungen für Schubwände [ÖNORM EN 1998-1]

### 4.2.3 Mauerwerksverbund

Alle nachfolgenden Klassen der Stoßfugenausführung sind erlaubt:

- vollständig vermörtelte Stoßfugen
- unvermörtelte Stoßfugen
- unvermörtelte Stoßfugen mit mechanischer Verbindung zwischen den Mauersteinen

## 4.3 Bauwerkstypen und Verhaltensbeiwerte

Grundsätzlich sollten Mauerwerksbauten folgenden Bauwerkstypen zugeordnet werden:

- Bauwerke aus unbewehrtem Mauerwerk
- Bauwerke aus eingefasstem Mauerwerk
- Bauwerke aus bewehrtem Mauerwerk

Da unbewehrtes Mauerwerk eine geringe Zugfestigkeit und Duktilität besitzt, darf es in Erdbebengebieten nur verwendet werden, wenn die effektive Wanddicke  $t_{ef}$  nicht kleiner als ein in Tab. 6.20 angegebener Mindestwert  $t_{ef,min}$  ist und der Wert von  $a_g \cdot S$  folgenden Grenzwert  $a_{g,urm}$  nicht überschreitet:

- $a_g \cdot S \leq 0,20 \cdot g$

In Zonen sehr geringer Seismizität ( $\gamma_i \cdot a_{gR} \cdot S \leq 0,043 \cdot g$ ) genügt die Einhaltung der Regeln in [ÖNORM EN 1996-1-1, ÖNORM EN 1996-1-2, ÖNORM EN 1996-2, ÖNORM EN 1996-3].

Die zulässigen Wertebereiche der Höchstbeträge der Verhaltensbeiwerte  $q$  sind für die unterschiedlichen Bauwerkstypen in Tab. 4.2 angegeben. Für Bauwerke, welche die Regelmäßigkeitskriterien im Aufriss nicht erfüllen (Abschnitt 3.1.2), sollte ein um 20 % abgeminderter Verhaltensbeiwert verwendet werden, wobei keine Abminderung auf Verhaltensbeiwerte kleiner als 1,5 nötig ist.

Bauwerkstyp	Verhaltensbeiwert $q$
Unbewehrtes Mauerwerk nach EN 1996	1,5
Unbewehrtes Mauerwerk nach EN 1998-1	1,5 – 2,5
Eingefasstes Mauerwerk	2,0 – 3,0
Bewehrtes Mauerwerk	2,5 – 3,0

Tabelle 4.2: Bauwerkstypen und Höchstbeträge der Verhaltensbeiwerte [ÖNORM EN 1998-1]

## 4.4 Tragwerksberechnung

Das der Tragwerksberechnung zu Grunde gelegte Modell muss die Steifigkeitseigenschaften des ganzen Bauwerks angemessen darstellen. Für die Berechnung darf die ungerissene, elastische Steifigkeit oder die gerissene Steifigkeit, um den Einfluss der Rissbildung auf die Verformungen zu berücksichtigen, verwendet werden. Liegt keine genaue Bestimmung der Steifigkeitseigenschaften vor, kann die gerissene Biege- und Schubsteifigkeit als die Hälfte der elastischen Steifigkeit des ungerissenen Bruttoquerschnitts angesetzt werden.

Eine Umverteilung der durch lineare Berechnung ermittelten Gesamterdbebenkraft auf die einzelnen Wände darf vorgenommen werden, wenn:

- das globale Gleichgewicht eingehalten ist (d. h. die gleiche Gesamterdbebenkraft und die gleiche Position der resultierenden Kraft erreicht wird);
- die Querkraft in keiner Wand um mehr als 25 % reduziert oder um mehr als 33 % erhöht wird; und
- die Konsequenzen der Lastumlagerung für die Decke(n) berücksichtigt werden.

## 4.5 Auslegungskriterien und Konstruktionsregeln

Folgende allgemeine Konstruktionsregeln müssen befolgt werden:

- Hochbauten aus Mauerwerk müssen aus Decken und Wänden bestehen, die in zwei orthogonalen horizontalen und einer vertikalen Richtung miteinander verbunden sind.
- Die Verbindung zwischen Decken und Wänden muss durch Stahlanker oder Stahlbetonringbalken erfolgen.
- Jeder Deckentyp darf verwendet werden, vorausgesetzt die allgemeinen Kontinuitätsanforderungen und eine wirksame Scheibenwirkung sind sichergestellt.
- Schubwände müssen in mindestens zwei orthogonalen Richtungen vorgesehen sein.
- Schubwände sollten die in Tab. 6.20 angegebenen geometrischen Anforderungen erfüllen.

### 4.5.1 Zusätzliche Anforderungen für unbewehrtes Mauerwerk

Horizontale Stahlbetonbalken bzw. Stahlanker sollten in der Wandebene in der Höhe jeder Decke und in jedem Fall in vertikalen Abständen von nicht mehr als 4m vorgesehen werden. Diese Balken oder Ringanker sollten über den gesamten Umfang des Gebäudes durchlaufende Verbindungsbauteile darstellen und miteinander verbunden sein. Die Mindestlängsbewehrung der horizontalen Stahlbetonbalken beträgt  $2 \text{ cm}^2$  (z. B. 4  $\varnothing$  8).

#### 4.5.2 Zusätzliche Anforderungen für eingefasstes Mauerwerk

Die horizontalen und vertikalen Einfassungsbauteile müssen miteinander verbunden und an den Teilen des Haupttragwerks verankert werden. Um einen ausreichenden Verbund zwischen den Einfassungsbauteilen und dem Mauerwerk zu gewährleisten, dürfen die Einfassungsbauteile erst nach der Ausführung des Mauerwerks betoniert werden. Vertikale Einfassungsbauteile sollten in folgenden Bereichen eingebaut werden:

- an den freien Enden jedes tragenden Wandbauteils
- zu beiden Seiten jeder Wandöffnung mit einer Fläche größer als  $1,5 \text{ m}^2$
- innerhalb einer Wand, falls erforderlich, um einen Maximalabstand von 5 m zwischen den Einfassungselementen einzuhalten
- an Kreuzungspunkten von tragenden Wänden, wenn die nach den oben genannten Regeln angeordneten Einfassungselemente einen Abstand von mehr als 1,5 m haben

Horizontale Einfassungselemente müssen hingegen auf der Höhe jeder Deckenebene in der jeweiligen Wandebene und in jedem Fall in vertikalen Abständen von nicht mehr als 4 m angeordnet werden. Bei der Bewehrung der Einfassungselemente sind folgende Bedingungen zu beachten bzw. zu erfüllen:

- Mindestquerschnitt der Längsbewehrung  $A_s \geq 3 \text{ cm}^2$  bzw. 1 % der Querschnittsfläche des Einfassungselements
- Mindestquerschnitt der Bügelbewehrung  $A_s \geq 5 \text{ mm}$
- Abstand der Bügelbewehrung  $s \leq 150 \text{ mm}$ , mit  $d \geq 5 \text{ mm}$
- Bewehrungsstahl der Klasse B oder C gemäß [ÖNORM EN 1992-1-1]
- Übergreifungslänge an Bewehrungsstößen  $l_s \geq 60 \cdot d_s$

#### 4.5.3 Zusätzliche Anforderungen für bewehrtes Mauerwerk

Horizontale Bewehrung sollte in den Lagerfugen mit einem vertikalen Abstand von nicht mehr als 600 mm eingelegt werden, wobei ein Mindestbewehrungsgrad, bezogen auf die Gesamtquerschnittsfläche, von 0,05 % nicht unterschritten werden darf. Zusätzlich müssen hohe Bewehrungsgrade der Horizontalbewehrung vermieden werden, um ein Druckversagen der Mauersteine vor dem Fließen des Stahls zu verhindern.

Der Mindestbewehrungsgrad der in einer Wand verteilten Vertikalbewehrung sollte nicht weniger als 0,08 % der horizontalen Bruttoquerschnittsfläche der Wand betragen. Die Anordnung darf in Aussparungen, Hohlräumen oder Löchern in den Mauersteinen erfolgen. Vertikalbewehrung mit einer Mindestquerschnittsfläche von  $2 \text{ cm}^2$  sollte in folgenden Bereichen angeordnet werden:

- an beiden freien Enden jedes Wandbauteils
- an jeder Wandkreuzung
- innerhalb der Wand, damit ein Abstand von 5 m zwischen solchen Vertikalbewehrungen nicht überschritten wird

Zusätzlich sind folgende Bedingungen, wie schon bei den zusätzlichen Anforderungen für eingefasstes Mauerwerk erläutert, zu erfüllen:

- Abstand der Bügelbewehrung  $s \leq 150$  mm, mit  $d \geq 5$  mm
- Bewehrungsstahl der Klasse B oder C gemäß [ÖNORM EN 1992-1-1]
- Übergreifungslänge an Bewehrungsstößen  $l_s \geq 60 \cdot d_s$

In Brüstungen und Stürzen, welche im regelmäßigen Verband mit dem Mauerwerk der angrenzenden Wände ausgeführt werden müssen, sollten Mauersteine mit Aussparungen für das Einlegen der erforderlichen horizontalen Bewehrung vorgesehen werden.

## 4.6 Sicherheitsnachweise

Außer für Gebäude, die den Anforderungen an „einfache Mauerwerksbauten“ entsprechen, muss ein Nachweis der Sicherheit des Gebäudes gegen Versagen explizit geführt werden. Regeln, um Bauwerke als „einfache Mauerwerksbauten“ einzustufen, sind in der [ÖNORM EN 1998-1] und der [ÖNORM B 1998-1] angegeben. Die wesentlichsten Regeln werden im folgenden Abschnitt kurz erläutert. Für den Nachweis der Sicherheit gegen Versagen muss der Bemessungswert der Beanspruchbarkeit aller tragenden Bauteile nach [ÖNORM EN 1996-1-1] ermittelt werden. In Nachweisen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit in der Erdbeben-Bemessungssituation sind folgende Teilsicherheitsbeiwerte zu verwenden:

- $\gamma_m = 1,5$  (für Mauerwerkseigenschaften)
- $\gamma_s = 1,0$  (für Bewehrungsstahl)

### 4.6.1 Regeln für „einfache Mauerwerksbauten“

In Abhängigkeit vom Produkt  $a_g \cdot S$  am Gebäudestandort und vom Bauwerkstyp sollte die zulässige Anzahl  $n$  der Geschoße über Geländeneiveau begrenzt, und Schubwände in zwei orthogonalen Richtungen mit einem Mindestquerschnitt  $A_{min}$  in jeder Richtung vorgesehen werden. Der in Tab. 4.3 angegebene Mindestschubwandquerschnitt wird als Prozentangabe  $p_{A,min}$  der gesamten Gebäudegrundrissfläche je Geschoß angegeben. Diese Werte, die zusätzlich von einem Korrekturbeiwert  $k$  abhängen, sind für unbewehrtes Mauerwerk unter Annahme einer Steinruckfestigkeit von  $12 \text{ N/mm}^2$  und unter Annahme einer Mörteldruckfestigkeit von  $10 \text{ N/mm}^2$  ermittelt worden.

Für Gebäude, bei denen mindestens 70 % der betrachteten Schubwände länger als 2 m sind, beträgt der Beiwert  $k = 1 + (l_{av} - 2)/4 \leq 1,4$ . Dabei ist  $l_{av}$  die mittlere Wandlänge der betrachteten Schubwände in m. In allen anderen Fällen beträgt  $k = 1$ . Zusätzlich zu den Bestimmungen der [ÖNORM EN 1998-1] gelten für unbewehrtes Mauerwerk gemäß [ÖNORM B 1998-1] die folgenden Einschränkungen für die Gültigkeit der Tab. 4.3:

- Die Gültigkeit ist nicht gegeben, wenn weniger als 35 % der vertikalen Lasten in einer der ausgezeichneten Richtungen von Schubwänden abgetragen werden.
- Die Anordnung der Wände im Grundriss muss so gestaltet sein, dass große Torsionswirkungen der Erdbebeneinwirkung vermieden werden.
- Alle Decken müssen eine ausreichende Scheibenwirkung in Deckenebene aufweisen und zweiachsig gespannt sein.
- Horizontale Schlitzte, die das Ausmaß der [ÖNORM EN 1996-1-1], Tab. 8.2 überschreiten, sind in den Prozentangaben der Schubwandflächen nicht enthalten und daher extra zu berücksichtigen.

Beschleunigung am Gebäudestandort $a_g \cdot S$		$\leq 0,07 \cdot k \cdot g$	$\leq 0,11 \cdot k \cdot g$	$\leq 0,15 \cdot k \cdot g$
Bauwerkstyp	Anzahl der Geschoße $n^{**}$	Mindestsumme der Querschnittsflächen von horizontalen Schubwänden in jeder Richtung der gesamten Geschoßflächen ( $p_{A,min}$ )		
Unbewehrtes Mauerwerk	1	2,0 % (UF)	2,0 % (UF)	3,5 % (UF)
	2	2,0 % (UF)	3,5 % (UF)	4,5 % (FF)
	3	3,0 % (UF)	5,0 % (UF)	n/a
	4	5,0 % (UF)	6,0 % (FF)	n/a
	5	6,0 % (UF)	n/a	n/a
<p>Es bedeuten:</p> <p>(UF) ohne Stoßfugenmörtel (Mauerstein-Ausbildung mit Nut und Feder)</p> <p>(FF) mit Stoßfugenmörtel, die aber nicht nur „fully filled“, sondern auch als Ausbildung mit Mörteltasche zulässig sind (mehr als 40 % Mörtel in der Stoßfuge) gemäß [ÖNORM EN 1996-1-1]</p> <p>n/a Regeln für einfache Mauerwerksbauten nicht anwendbar; rechnerischer Nachweis erforderlich</p> <p>** Ausgebaute Dachgeschoße über Vollgeschoßen sind in der Anzahl der Geschoße nicht berücksichtigt.</p>				

Tabelle 4.3: Zulässige Anzahl von Vollgeschoßen über Grund und Mindestquerschnittsflächen von Schubwänden für „einfache Mauerwerksbauten“ gemäß [ÖNORM B 1998-1]

- Die Geschoßhöhen sollten den Betrag von etwa 3 m nicht wesentlich überschreiten. Ein leichter Dachgeschoßausbau ist nicht extra zu berücksichtigen. Ein schwerer Dachgeschoßausbau (Sargdeckel) gilt als ein zusätzliches Geschoß.
- Bei Außenwänden mit Fenstern zählt für die in der Tab. 4.3 anzurechnende Wandfläche und Wandlänge die Fläche und Länge der Fensterpfeiler. Falls die Fenster keine Parapete besitzen, darf die Fläche der angrenzenden Fensterpfeiler nur zur Hälfte für die erforderliche Schubwandfläche der Tab. 4.3 angerechnet werden.
- Die Schubwände in einer Richtung sollten mit Schubwänden in der dazu orthogonalen Richtung in einem maximalen Abstand von 7 m verbunden werden.
- Die Prozentangaben der Tab. 4.3 wurden für im Hochbau übliche Nutzlasten ermittelt. Die Summe aus ständigen Lasten und der erdbebenwirksamen Nutzlast (30 % der Nutzlast) wurde je Geschoß mit etwa 8 kN/m<sup>2</sup> angenommen.

Weitere Regeln betreffend des Gebäudegrundrisses sowie der Schubwände eines Gebäudes, welche ebenfalls erfüllt werden sollten, sind in der [ÖNORM EN 1998-1] angegeben. Nur bei Erfüllung sämtlicher Anforderungen kann auf einen expliziten Nachweis der Sicherheit des Gebäudes gegen Versagen verzichtet werden.

# 5 Vorstellung des Projekts

## 5.1 Allgemeines

Nach der theoretischen Einführung wird im Folgenden die Anwendung an einem viergeschoßigen Wohnbau (Abb. 5.1) in Ziegelbauweise gezeigt. Dieser wird anhand von Eurocode 1, Eurocode 2, Eurocode 6 und Eurocode 8 (mit den jeweils gültigen nationalen Anwendungsdokumenten) analysiert. Die Vorgehensweise ist in Abb. 5.2 dargestellt.

Das Gebäude besteht aus einem Kellergeschoß, einem Erdgeschoß, drei Obergeschoßen und einem nicht ausgebauten Dachgeschoß. Sämtliche Außenwände sowie tragende Innenwände werden aus 25 cm starkem, unbewehrten Hochlochziegelmauerwerk hergestellt. Das Kellergeschoß, die Decken und Stiegenlaufplatten werden in Stahlbeton C25/30 gemäß Eurocode 2 ausgeführt. Der Wohnbau wird in Mürrzuschlag ( $\rightarrow$  max. Bemessungsbodenbeschleunigung der Zone 3) auf kiesigem Boden errichtet.

## 5.2 Baustoffe

### 5.2.1 Decken und Kellergeschoß

Die Geschoßdecken sowie das gesamte Kellergeschoß werden entsprechend [ÖNORM EN 1992-1-1] bzw. [ÖNORM B 1992-1-1] in

Stahlbeton:	Betongüte: C25/30
	Dichte: 2500 kg/m <sup>3</sup>
	Zylinderdruckfestigkeit: $f_{ck} = 25$ N/mm <sup>2</sup>
	Mittlere Zugfestigkeit: $f_{ctm} = 2,6$ N/mm <sup>2</sup>
	5 %-Fraktilwert der Zugfestigkeit: $f_{ctk,0,05} = 1,8$ N/mm <sup>2</sup>
	Querdehnzahl: $\nu = 0,20$
	Elastizitätsmodul: $E_{cm} = 31000$ N/mm <sup>2</sup>

ausgeführt.

### 5.2.2 Tragende Wände

Die Außenwände sowie die tragenden Innenwände werden aus

Mauerziegel:	POROTHERM 25-38 Objekt Plan (Abb. 5.3)
	Abmessungen <sup>1</sup> B/L/H: 250/375/249 in mm
	Stückgewicht: ca. 22 kg
	Bruttotockenrohddichte: ca. 942 kg/m <sup>3</sup>
	Ziegelbedarf: 10,5 Stk/m <sup>2</sup>
	empfohlene Mörtelart: Dünnbettmörtel
	Mörtelbedarf: ca. 2,5 l/m <sup>2</sup>
	Prüfkörperabhängige Steindruckfestigkeit: $\bar{f}_b = 15$ N/mm <sup>2</sup>
	Form-Korrekturfaktor: $\delta = 1,15$

<sup>1</sup>Sämtliche Geometrieparameter und Materialeigenschaften sind den Herstellerunterlagen entnommen.

Normierte Steindruckfestigkeit:  $f_b = 17,3 \text{ N/mm}^2$   
 Mauersteingruppe: 2  
 Steinkategorie: I  
 charakteristische Anfangsscherfestigkeit:  $0,30 \text{ N/mm}^2$

bzw. aus

Mauermortel: POROTHERM Dünnbettmörtel  
 Trockenrohddichte:  $1500 \text{ kg/m}^3$   
 Druckfestigkeit: M10  
 Haftscherfestigkeit:  $0,30 \text{ N/mm}^2$

hergestellt. In Verbindung mit [ÖNORM EN 1996-1-1] und [ÖNORM B 1996-1-1] resultieren daraus folgende Materialeigenschaften des Mauerwerks:

Mauerwerk: POROTHERM 25-38 Objekt Plan und POROTHERM Dünnbettmörtel  
 Dichte: ca.  $950 \text{ kg/m}^3$   
 Charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit:  $f_k = 5,15 \text{ N/mm}^2$   
 Elastizitätsmodul:  $E_{cm} = 5150 \text{ N/mm}^2$   
 Schubmodul:  $G = 2060 \text{ N/mm}^2$

## 5.3 Geometrie

### 5.3.1 Planskizzen

#### Grundriß

In Abb. 5.4 wird der Regelgeschoßgrundriss dargestellt.

#### Schnitte

In Abb. 5.5 werden die Schnitte A-A, B-B und C-C dargestellt.

## 5.4 Einwirkungen nach [ÖNORM EN 1991-1-1] sowie [ÖNORM B 1991-1-1]

### 5.4.1 Ständige Einwirkungen

0,010 m	Klebeparkett	$5,00 \text{ kN/m}^3$	$0,05 \text{ kN/m}^2$
0,060 m	Zementestrich	$22,00 \text{ kN/m}^3$	$1,32 \text{ kN/m}^2$
0,030 m	Trittschalldämmplatte TDPT 30/30	$1,15 \text{ kN/m}^3$	$0,04 \text{ kN/m}^2$
0,050 m	Gebundene Leichtschüttung	$0,90 \text{ kN/m}^3$	$0,05 \text{ kN/m}^2$
0,220 m	Stahlbetondecke C25/30	$25,00 \text{ kN/m}^3$	$5,50 \text{ kN/m}^2$
	Deckenuntersicht		$0,30 \text{ kN/m}^2$
0,370 m	Regelgeschoßdecke		$7,30 \text{ kN/m}^2$
0,160 m	Dämmblock S16	$0,86 \text{ kN/m}^3$	$0,14 \text{ kN/m}^2$
0,220 m	Stahlbetondecke C25/30	$25,00 \text{ kN/m}^3$	$5,50 \text{ kN/m}^2$
	Deckenuntersicht		$0,30 \text{ kN/m}^2$

0,380 m	Geschoßdecke gegen Dachraum		6,00 kN/m <sup>2</sup>
0,010 m	Klebeparkett	5,00 kN/m <sup>3</sup>	0,05 kN/m <sup>2</sup>
0,060 m	Zementestrich	22,00 kN/m <sup>3</sup>	1,32 kN/m <sup>2</sup>
0,030 m	Trittschalldämmplatte	1,15 kN/m <sup>3</sup>	0,04 kN/m <sup>2</sup>
0,050 m	Gebundene Leichtschüttung	0,90 kN/m <sup>3</sup>	0,05 kN/m <sup>2</sup>
0,200 m	Stahlbetondecke C25/30	25,00 kN/m <sup>3</sup>	5,00 kN/m <sup>2</sup>
0,100 m	Holzwole-Mehrschichtplatte	1,85 kN/m <sup>3</sup>	0,19 kN/m <sup>2</sup>
	Deckenuntersicht		0,30 kN/m <sup>2</sup>
0,450 m	Decke über Kellergeschoß		7,00 kN/m <sup>2</sup>
	Geländer (verschmiert)		0,34 kN/m <sup>2</sup>
0,025 m	Verfliesung einschließlich Mörtelbett	20,00 kN/m <sup>3</sup>	0,50 kN/m <sup>2</sup>
0,180 m	Stahlbetondecke C25/30	25,00 kN/m <sup>3</sup>	4,50 kN/m <sup>2</sup>
0,005 m	Kalkzementmörtel	20,00 kN/m <sup>3</sup>	0,10 kN/m <sup>2</sup>
0,210 m	Balkonplatte		5,50 kN/m <sup>2</sup>
	Geländer (verschmiert)		0,38 kN/m <sup>2</sup>
0,025 m	Verfliesung einschließlich Mörtelbett	20,00 kN/m <sup>3</sup>	0,50 kN/m <sup>2</sup>
0,250 m	Stahlbetondecke C25/30 samt Stufenkeile	25,00 kN/m <sup>3</sup>	6,25 kN/m <sup>2</sup>
0,275 m	Stiegenplatte		7,20 kN/m <sup>2</sup>
0,007 m	Dachschindeln (420/240)	4,29 kN/m <sup>3</sup>	0,03 kN/m <sup>2</sup>
0,025 m	Vollschalung	5,00 kN/m <sup>3</sup>	0,13 kN/m <sup>2</sup>
0,050 m	Konterlattung 50/80; e = 0,50 m		0,04 kN/m <sup>2</sup>
0,025 m	Vollschalung	5,00 kN/m <sup>3</sup>	0,13 kN/m <sup>2</sup>
0,180 m	Dachsparren 100/180; e = 0,50 m		0,18 kN/m <sup>2</sup>
0,287 m	Dachaufbau (unbeheizter Dachraum)		0,51 kN/m <sup>2</sup>
0,015 m	Kalk-Gips-Putz	18,00 kN/m <sup>3</sup>	0,27 kN/m <sup>2</sup>
0,250 m	Mauerstein Porotherm 25-38 Objekt Plan	9,42 kN/m <sup>3</sup>	2,36 kN/m <sup>2</sup>
0,015 m	Kalk-Gips-Putz	18,00 kN/m <sup>3</sup>	0,27 kN/m <sup>2</sup>
	Dünnbettmörtel		0,01 kN/m <sup>2</sup>
0,280 m	Innenwand (tragend)		2,91 kN/m <sup>2</sup>
0,005 m	Silikatputz	18,00 kN/m <sup>3</sup>	0,09 kN/m <sup>2</sup>
0,140 m	Wärmedämmverbundsystem	0,18 kN/m <sup>3</sup>	0,03 kN/m <sup>2</sup>
0,250 m	Mauerstein Porotherm 25-38 Objekt Plan	9,42 kN/m <sup>3</sup>	2,36 kN/m <sup>2</sup>
0,015 m	Kalk-Gips-Putz	18,00 kN/m <sup>3</sup>	0,27 kN/m <sup>2</sup>
	Dünnbettmörtel		0,01 kN/m <sup>2</sup>
0,410 m	Außenwand		2,76 kN/m <sup>2</sup>

## 5.4.2 Veränderliche Einwirkungen

### Nutzlasten

Für die Bemessung von Stützen und Wänden, deren Belastungen aus mehreren Stockwerken herrühren, dürfen gemäß [ÖNORM EN 1991-1-1] die Nutzlasten gleichmäßig über die Deckenflächen der einzelnen Geschoße verteilt angenommen werden. In der [ÖNORM EN 1996-1-1] wird diese Vereinfachung ebenfalls angeführt.

Da aufgrund der Deckenkonstruktion eine Querverteilung der Lasten möglich ist, darf das



Abbildung 5.1: Vorder- und Rückansicht des viergeschoßigen Wohnbaues

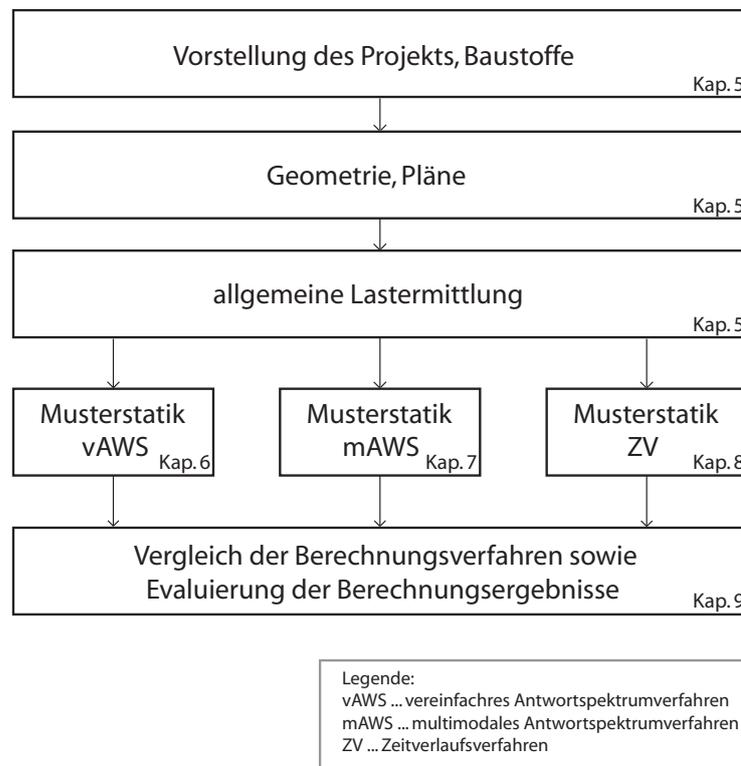


Abbildung 5.2: Vorgehensweise

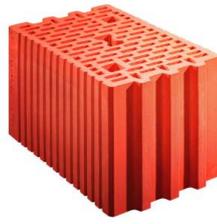


Abbildung 5.3: POROTHERM 25-38 Objekt Plan

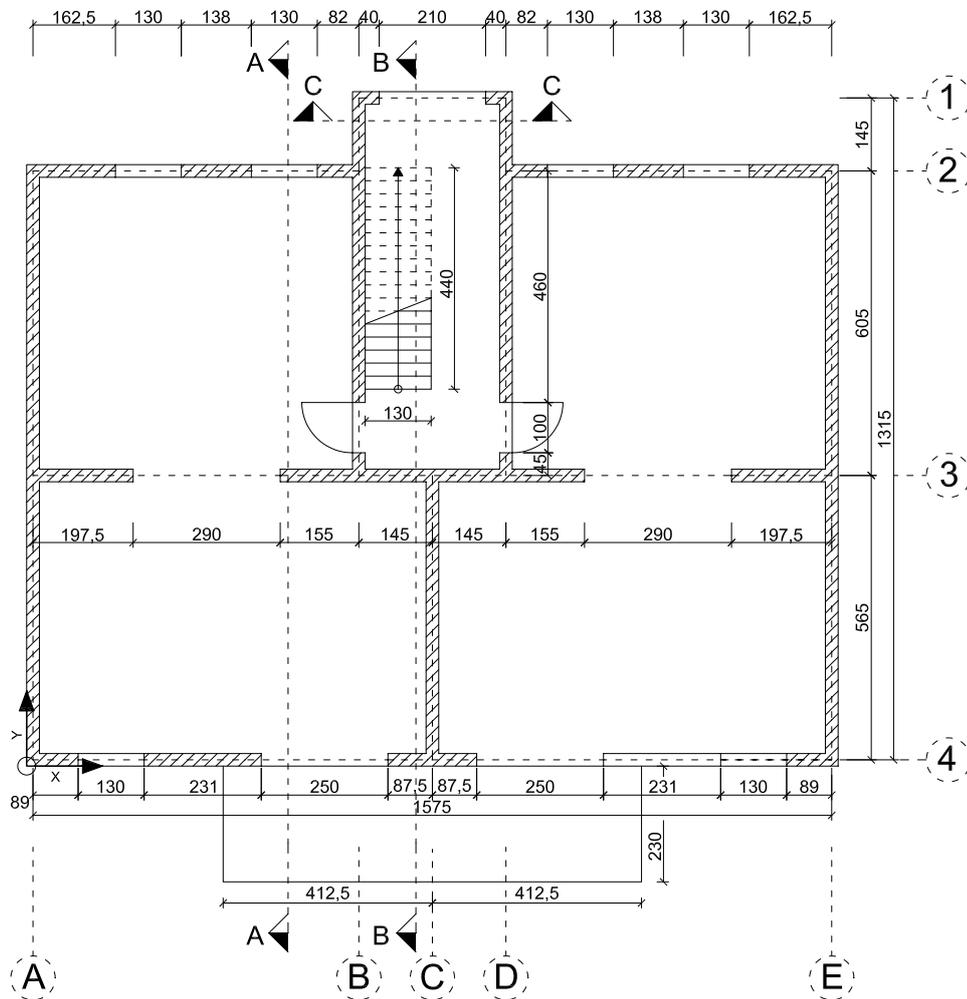


Abbildung 5.4: Regelgeschoßgrundriss

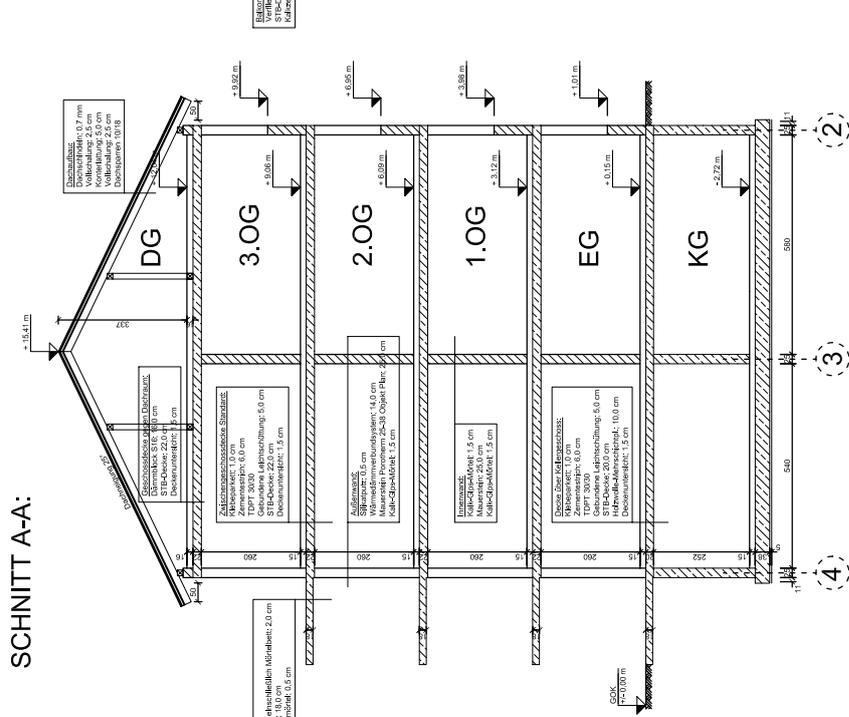
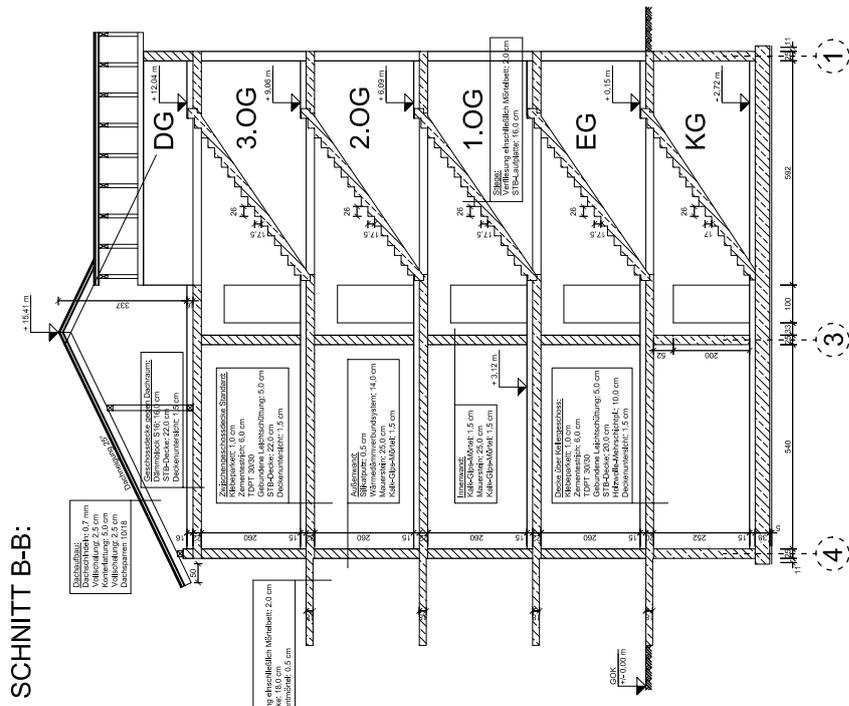
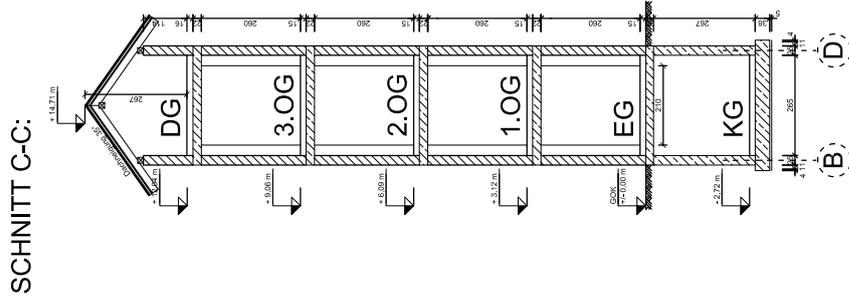


Abbildung 5.5: Schnitte A-A, B-B und C-C

Eigengewicht versetzbarer Trennwände („Zwischenwände“) gemäß [ÖNORM EN 1991-1-1] durch eine gleichförmig verteilte Flächenlast  $q_k$  berücksichtigt werden. Für 10 cm breite und 2,75 m hohe Zwischenwände aus Planziegeln mit dem Ziegelformat 10/50/24,9 (B/L/H in cm) kann mit einem Liniengewicht von ca. 231 kg/m gerechnet werden. Bei einem Eigengewicht der versetzbaren Trennwand  $\leq 3$  kN/m ergibt sich gemäß [ÖNORM EN 1991-1-1] folgende gleichförmig verteilte Flächenlast:

- $q_k = 1,2$  kN/m<sup>2</sup>

Da für die Bemessungssituation bei Erdbeben sämtliche Begleiteinwirkungen mit dem Kombinationsbeiwert  $\psi_2$  multipliziert werden müssen, darf die Nutzlast der Dachkonstruktion ( $q_k = 1,0$  kN/m<sup>2</sup> mit  $\psi_2 = 0$ ) vernachlässigt werden.

Gleichlast $q_k$ für Kategorie A2 gemäß [ÖNORM B 1991-1-1, Tab. 2]	1,50 kN/m <sup>2</sup>
Decke über OG 3	1,50 kN/m <sup>2</sup>
Gleichlast $q_k$ für Kategorie A1 gemäß [ÖNORM B 1991-1-1, Tab. 2]	2,00 kN/m <sup>2</sup>
Zwischenwandzuschlag $q_k$ für Wandeigengewicht = 3,0 kN/m gem. [ÖNORM EN 1991-1-1, 6.3.1.2(8)]	1,20 kN/m <sup>2</sup>
Regelgeschoßdecke und Decke über KG	3,20 kN/m <sup>2</sup>
Gleichlast $q_k$ für Kategorie A1 gemäß [ÖNORM B 1991-1-1, Tab. 2]	4,00 kN/m <sup>2</sup>
Balkonplatte	4,00 kN/m <sup>2</sup>
Gleichlast $q_k$ für Kategorie A1 gemäß [ÖNORM B 1991-1-1, Tab. 2]	3,00 kN/m <sup>2</sup>
Stiegenplatte	3,00 kN/m <sup>2</sup>

### 5.4.3 Anwendung der Regeln für „einfache Mauerwerksbauten“

In der [ÖNORM EN 1998-1] sind neben den Berechnungsmethoden

- vereinfachtes Antwortspektrumverfahren,
- multimodales Antwortspektrumverfahren sowie
- Zeitverlaufsverfahren,

ebenfalls Regeln für „einfache Mauerwerksbauten“ angegeben. Werden sämtliche – bereits in Abschnitt 4.6.1 erläuterte – Anforderungen erfüllt, muss ein Nachweis der Sicherheit des Gebäudes gegen Versagen nicht explizit geführt werden. Aufgrund der

- Öffnungsgeometrie,
- der Wandlängen und
- der damit verbundenen geringen  $\rho_{A,min}$ -Werte ( $\rho_{Ax,min} = 2,9\%$ ;  $\rho_{Ay,min} = 5,2\%$ )

können die in der [ÖNORM B 1998-1] geforderten Mindestschubwandquerschnitte jedoch nicht erreicht werden, wodurch die Regeln für „einfache Mauerwerksbauten“ von vornherein ausscheiden. Im Folgenden wird aus diesem Grund nur auf die Berechnungsmethoden „vAWS, mAWS und ZV“ näher eingegangen.

# 6 Musterstatik „Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren“

## 6.1 Erdbebeneinwirkung

### 6.1.1 Allgemeines

Für den in Abschnitt 5.1 festgelegten Standort Mürrzuslag, Erdbebenzone 3, ist eine Referenzbodenbeschleunigung  $a_{gR}$  von  $0,99 \text{ m/s}^2$  gemäß [ÖNORM B 1998-1] anzusetzen. Weiters werden folgende Annahmen getroffen:

- Bedeutungskategorie II;  $\gamma_i = 1,0$
- Baugrundklasse B

Die Bemessungsbodenbeschleunigung ergibt sich aus Gl. 2.4 zu:

$$a_g = \gamma_i \cdot a_{gR} = 1,0 \cdot 0,99 = 0,99 \text{ m/s}^2$$

Mit der festgelegten Baugrundklasse ergeben sich folgende Parameterwerte zur Beschreibung des horizontalen elastischen Antwortspektrums <sup>1</sup>:

- $S = 1,2$
- $T_B = 0,15 \text{ s}$
- $T_C = 0,5 \text{ s}$
- $T_D = 2,0 \text{ s}$

Die Parameterwerte zur Definition der Form von vertikalen elastischen Antwortspektren werden an dieser Stelle nicht angegeben, da die Vertikalkomponente in Österreich gemäß [ÖNORM B 1998-1] grundsätzlich nicht relevant ist.

### 6.1.2 Ermittlung der Gesamtmasse des Bauwerks

Für die Massenermittlung sind folgende Flächen von wesentlicher Bedeutung:

- $A_{AW} = 125,85 \text{ m}^2$  ... Außenwandfläche
- $A_{IW} = 71,88 \text{ m}^2$  ... Innenwandfläche
- $A_{Decke} = 182,76 \text{ m}^2$  ... Fläche der Regelgeschoßdecke
- $A_{Giebel} = 39,62 \text{ m}^2$  ... Giebelwandfläche
- $A_{DW} = 21,37 \text{ m}^2$  ... Fläche der Wände im Dachgeschoß
- $A_{Dach} = 236,31 \text{ m}^2$  ... Fläche der Dachhaut

---

<sup>1</sup>In Österreich ist gemäß [ÖNORM B 1998-1] nur die Spektralform Typ 1 anzuwenden.

- $A_{Balkon} = 20,01 \text{ m}^2$  ... Balkonfläche
- $A_{Stiege} = 6,90 \text{ m}^2$  ... Fläche der Stiegenplatte

Da während eines Erdbebens die veränderlichen Lasten meist nicht überall im Bauwerk vorhanden sind, muss die mitschwingende Masse gemäß [ÖNORM EN 1998-1] mittels nachfolgender Kombination ermittelt werden:

$$\sum G_{k,j} \text{ „+“ } \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.1)$$

mit

- $G_{k,j}$  ... charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung  $j$
- „+“ ... „ist zu kombinieren“
- $\psi_{E,i}$  ... Kombinationsbeiwert für eine veränderliche Einwirkung  $i$
- $Q_{k,i}$  ... charakteristischer Wert einer veränderlichen Einwirkung  $i$

Die Kombinationsbeiwerte für veränderliche Einwirkungen  $\psi_{E,i}$  müssen wiederum nach folgender Formel berechnet werden:

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i} \quad (6.2)$$

mit

- $\varphi$  ... Berücksichtigung der Art der veränderlichen Einwirkung; in Österreich wird der Wert  $\varphi = 1,0$  gesetzt
- $\psi_{2i}$  ... Kombinationsbeiwert für den quasi-ständigen Wert einer veränderlichen Einwirkung  $i$

Damit ergeben sich folgende Kombinationsbeiwerte:

- $\psi_{E,NL} = 1,0 \cdot 0,3 = 0,3$  ... für Nutzlasten im Hochbau der Kategorie A
- $\psi_{E,Dach} = 1,0 \cdot 0 = 0$  ... für Dächer
- $\psi_{E,Schnee} = 1,0 \cdot 0 = 0$  ... für Schneelasten im Hochbau (für Orte in CEN-Mitgliedsstaaten mit einer Höhe niedriger als 1000 m ü. NN)
- $\psi_{E,Wind} = 1,0 \cdot 0 = 0$  ... für Windlasten im Hochbau

Da in Abschnitt 6.3 die Bemessung unbewehrter Mauerwerkswände unter vertikaler bzw. horizontaler Belastung erfolgt, ist für die weitere Berechnung die Einführung zweier Lastkombinationen erforderlich:

- Lastkombination 1 (LC1,  $N_{min}$  und  $V_{zug}$ )
- Lastkombination 2 (LC2,  $N_{max}$  und  $V_{zug}$ )

### Bauwerksmasse zufolge LC1

Stockwerkslast des 3. OG:

$$\begin{aligned} V_{3.OG} &= 182,76 \cdot 6,00 && \dots \text{Deckenlasten} \\ &+ 39,62 \cdot 2,76 && \dots \text{Giebelwände} \\ &+ 236,31 \cdot 0,56 && \dots \text{Dachlasten} \\ &+ 21,37 \cdot 2,76 && \dots \text{Wandlasten aus DG} \\ &+ (71,88/2) \cdot 2,91 && \dots \text{Innenwandlasten} \\ &+ (125,85/2) \cdot 2,76 && \dots \text{Außenwandlasten} \\ &+ (6,90/2) \cdot 7,20 && \dots \text{Stiegenlasten} \\ &= 1700,32 \text{ kN} \end{aligned}$$

Stockwerkslast des 2. OG<sup>2</sup>:

$$\begin{aligned} V_{2.OG} &= 182,76 \cdot 7,30 && \dots \text{Deckenlasten} \\ &+ 20,01 \cdot 5,50 && \dots \text{Balkonlasten} \\ &+ 71,88 \cdot 2,91 && \dots \text{Innenwandlasten} \\ &+ 125,85 \cdot 2,76 && \dots \text{Außenwandlasten} \\ &+ 6,90 \cdot 7,20 && \dots \text{Stiegenlasten} \\ &= 2050,40 \text{ kN} \end{aligned}$$

Die Masse des gesamten Bauwerks ergibt sich zufolge der Lastkombination 1 zu:

$$\begin{aligned} m_{LC1} &= 1700,32 + 2050,40 \cdot 3 + \frac{71,88}{2} \cdot 2,91 + \frac{125,85}{2} \cdot 2,76 = \\ &= 8129,78 \text{ kN} \cong 812,98 \text{ t} \end{aligned}$$

### Bauwerksmasse zufolge LC2

Stockwerkslast des 3. OG:

$$\begin{aligned} V_{3.OG} &= 182,76 \cdot (6,00 + 0,45) && \dots \text{Deckenlasten} \\ &+ 39,62 \cdot 2,76 && \dots \text{Giebelwände} \\ &+ 236,31 \cdot 0,56 && \dots \text{Dachlasten} \\ &+ 21,37 \cdot 2,76 && \dots \text{Wandlasten aus DG} \\ &+ (71,88/2) \cdot 2,91 && \dots \text{Innenwandlasten} \\ &+ (125,85/2) \cdot 2,76 && \dots \text{Außenwandlasten} \\ &+ (6,90/2) \cdot (7,20 + 0,90) && \dots \text{Stiegenlasten} \\ &= 1785,68 \text{ kN} \end{aligned}$$

Stockwerkslast des 2. OG:

$$\begin{aligned} V_{2.OG} &= 182,76 \cdot (7,30 + 0,96) && \dots \text{Deckenlasten} \\ &+ 20,01 \cdot (5,50 + 1,20) && \dots \text{Balkonlasten} \\ &+ 71,88 \cdot 2,91 && \dots \text{Innenwandlasten} \\ &+ 125,85 \cdot 2,76 && \dots \text{Außenwandlasten} \\ &+ 6,90 \cdot (7,20 + 0,90) && \dots \text{Stiegenlasten} \\ &= 2256,08 \text{ kN} \end{aligned}$$

---

<sup>2</sup>Die Stockwerkslast des 1. OG und des EG ist gleich der Stockwerkslast des 2. OG

Variante Nr.			$T_1$ in s	$f_1$ in Hz
1	Gl. 3.8	$x$ -Richtung	0,391	2,558
		$y$ -Richtung	0,391	2,558
2	Gl. 3.8 mit Gl. 3.9 und Gl. 3.10	$x$ -Richtung	0,586	1,706
		$y$ -Richtung	0,227	4,405
3	Gl. 3.11	$x$ -Richtung	0,135	7,407
		$y$ -Richtung	0,107	9,346

Tabelle 6.1: Ergebnisse der Ermittlung der Eigenschwingungsdauer nach [ÖNORM EN 1998-1]

Die Masse des gesamten Bauwerks ergibt sich zufolge der Lastkombination 2 zu:

$$\begin{aligned}
 m_{LC2} &= 1785,68 + 2256,08 \cdot 3 + \frac{71,88}{2} \cdot 2,91 + \frac{125,85}{2} \cdot 2,76 = \\
 &= 8832,18 \text{ kN} \cong 883,22 \text{ t}
 \end{aligned}$$

### 6.1.3 Abschätzung der Eigenschwingungsdauer gemäß [ÖNORM EN 1998-1]

Wie schon in Abschnitt 3.1.3 beschrieben, stehen für die Ermittlung der Eigenschwingungsdauer  $T_1$  drei Möglichkeiten zur Verfügung. Einen Vergleich der Resultate veranschaulicht Tab. 6.1. Für die weitere Berechnung wird jedoch der „Plateauwert“ des Bemessungsspektrums herangezogen, um konservative – auf der sicheren Seite liegende – Ergebnisse zu erhalten.

### 6.1.4 Gesamterdbebenkraft

Die anzusetzende Gesamterdbebenkraft kann mit dem vereinfachten Antwortspektrumverfahren ermittelt werden, da die beiden nachfolgenden Bedingungen erfüllt werden:

- $T_1 < 4 \cdot T_C = 4 \cdot 0,5 = 2 \text{ s}$  bzw.  $2 \text{ s}$
- sämtliche Kriterien für Regelmäßigkeit im Aufriss gemäß [ÖNORM EN 1998-1, 4.2.3.3] werden eingehalten

Da das vorliegende Bauwerk zur Gänze aus unbewehrtem Mauerwerk hergestellt wird, muss aus Tab. 4.2 ein Verhaltensbeiwert mit  $q = 1,5$  entnommen werden. Mit diesem kann die Ordinate des Bemessungsspektrums im „Plateaubereich“ (Abb. 6.1) wie folgt berechnet werden:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} = 0,99 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{1,5} = 1,98 \text{ m/s}^2$$

Für die unterschiedlichen Lastkombinationen ergibt sich die in den beiden horizontalen Richtungen anzusetzende Gesamterdbebenkraft zu:

- LC1:  $F_b = S_d(T_1) \cdot m_{LC1} \cdot \lambda = 1,98 \cdot 812,98 \cdot 0,85 = 1368,2 \text{ kN}$
- LC2:  $F_b = S_d(T_1) \cdot m_{LC2} \cdot \lambda = 1,98 \cdot 883,22 \cdot 0,85 = 1486,5 \text{ kN}$

### 6.1.5 Verteilung der horizontalen Erdbebenkräfte

Die Gesamterdbebenkraft beider Lastkombinationen wird mittels Gl. 3.13 über die Bauwerkshöhe verteilt (Tab. 6.2 und Tab. 6.3). Wären die Grundmodalformen in den horizontalen Berechnungsrichtungen bekannt, könnte die Verteilung der Gesamterdbebenkraft über die Bauwerkshöhe mit Gl. 3.12 ebenfalls ermittelt werden.

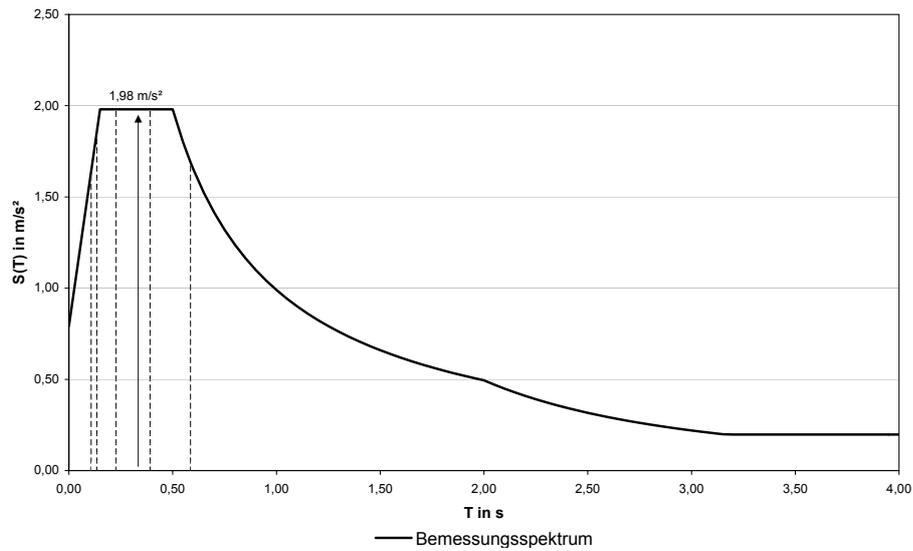


Abbildung 6.1: Bemessungsspektrum gemäß [ÖNORM EN 1998-1]; Darstellung des Ordinatenswertes im Plateaubereich

Decke über	$F_b$ in t	$z_i$ in m	$m_i$ in t	$z_i \cdot m_i$	$F_i$ in kN
3.OG	136,82	11,77	170,03	2001,25	490,05
2.OG	136,82	8,80	205,04	1804,35	441,84
1.OG	136,82	5,83	205,04	1195,38	292,72
EG	136,82	2,86	205,04	586,41	143,60
Summe				5587,40	

Tabelle 6.2: Aufteilung der Gesamterdbebenkraft für die Lastkombination 1

Decke über	$F_b$ in t	$z_i$ in m	$m_i$ in t	$z_i \cdot m_i$	$F_i$ in kN
3.OG	148,65	11,77	178,57	2101,77	516,61
2.OG	148,65	8,80	225,61	1985,37	488,00
1.OG	148,65	5,83	225,61	1315,31	323,30
EG	148,65	2,86	225,61	645,24	158,60
Summe				6047,69	

Tabelle 6.3: Aufteilung der Gesamterdbebenkraft für die Lastkombination 2

## 6.2 Ermittlung der Schnittkräfte für die Bemessung

In diesem Abschnitt wird die Ermittlung jener Schnittkräfte demonstriert, mit welchen anschließend die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit geführt werden.

### 6.2.1 Tragfähigkeitsbedingung

Beim Nachweis für Grenzzustände der Tragfähigkeit eines Querschnitts, Bauteils oder einer Verbindung ist gemäß [ÖNORM EN 1990] zu zeigen, dass nachfolgende Bedingung eingehalten wird:

$$E_d \leq R_d \quad (6.3)$$

mit

$E_d$  ... Bemessungswert der Auswirkung der Einwirkungen  
 $R_d$  ... Bemessungswert der zugehörigen Tragfähigkeit

### Kombination von Einwirkungen für Bemessungssituationen bei Erdbeben gemäß [ÖNORM EN 1990]

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \text{ „+“ } P \text{ „+“ } A_{Ed} \text{ „+“ } \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6.4)$$

mit

$G_{k,j}$  ... charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung  $j$   
„+“ ... „ist zu kombinieren“  
 $P$  ... maßgebender repräsentativer Wert einer Vorspannung  
 $A_{Ed}$  ... Bemessungswert einer Einwirkung infolge Erdbeben  
 $\psi_{2,i}$  ... Kombinationsbeiwert für den quasi-ständigen Wert einer veränderlichen Einwirkung  $i$   
 $Q_{k,i}$  ... charakteristischer Wert einer veränderlichen Einwirkung  $i$

Da beim vorliegenden Gebäude neben den Regelmäßigkeitskriterien im Aufriss auch die Regelmäßigkeitskriterien im Grundriss (siehe folgender Abschnitt) erfüllt sind, und die Wände in den beiden horizontalen Hauptrichtungen die einzigen primären seismischen Bauteile sind, darf angenommen werden, dass die Erdbebeneinwirkung getrennt und ohne die Kombinationen nach Gl. 7.3 und Gl. 7.3 entlang der beiden senkrecht zueinander stehenden horizontalen Hauptachsen des Bauwerks angreift.

### Regelmäßigkeitskriterien im Grundriss

Die zu erfüllenden Regelmäßigkeitskriterien sind in Abschnitt 3.1.3 erläutert.

- $\lambda = L_{max}/L_{min} = 16,00/13,40 = 1,19 < 4,00 \quad \checkmark$
- $e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x \rightarrow 0,01 \text{ m} < 0,30 \cdot 26,78 = 8,03 \text{ m} \quad \checkmark$
- $r_x \geq l_s \rightarrow 26,78 \text{ m} > 5,77 \text{ m} \quad \checkmark$
- $e_{0y} \leq 0,30 \cdot r_y \rightarrow 0,35 \text{ m} < 0,30 \cdot 7,25 = 2,18 \text{ m} \quad \checkmark$
- $r_y \geq l_s \rightarrow 7,25 \text{ m} > 5,77 \text{ m} \quad \checkmark$

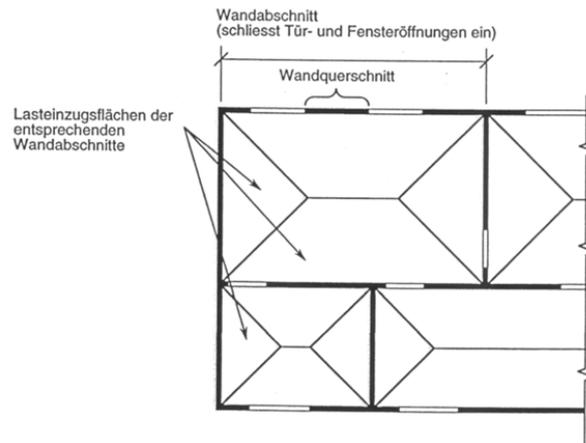


Abbildung 6.2: Bezeichnungen für Tragwandsysteme [Bac94]

mit

$$r_x = \sqrt{\frac{\sum(I_{x,i} \cdot x_i'^2) + \sum(I_{y,i} \cdot y_i'^2)}{\sum I_{y,i}}} = \sqrt{\frac{33,96 + 4158,73}{5,84}} = 26,78 \text{ m} \quad (6.5)$$

$$r_y = \sqrt{\frac{\sum(I_{x,i} \cdot x_i'^2) + \sum(I_{y,i} \cdot y_i'^2)}{\sum I_{x,i}}} = \sqrt{\frac{33,96 + 4158,73}{79,76}} = 7,25 \text{ m} \quad (6.6)$$

$$l_s = \sqrt{\frac{I_{pm}}{m}} = \sqrt{\frac{6298560}{55652 + 133415}} = 5,77 \text{ m} \quad (6.7)$$

Das Gebäude kann somit als im Grundriss regelmäßig klassifiziert werden.

### 6.2.2 Schnittkräfte für den Nachweis unbewehrter Mauerwerkswände unter vorwiegend vertikaler Belastung

Um die Laufmeterlast von Mauerwerkswänden ermitteln zu können, kann von folgender Modellvorstellung ausgegangen werden [Bac94]:

Die Lasten werden von den Decken auf die Wandabschnitte weitergeleitet und sind längs dieser als Laufmeterlast gleichmäßig verteilt. Die Laufmeterlast auf Fenster- und Türstürzen geht in Form von Auflagerkräften in die angrenzenden Wandquerschnitte, wo sie sich durch Lastausbreitung ebenfalls gleichmäßig verteilen (Abb. 6.2).

#### Ermittlung der Lasteinzugsflächen

Die einzelnen Dach- bzw. Deckenfelder werden in Analogie zur Dachausmittlung in Einflussfelder (I-XXIII) geteilt. In Ecken wird die Winkelhalbierende<sup>3</sup> als Grenze benachbarter Lasteinzugsflächen angenommen. Die Flächenermittlung der einzelnen Lasteinzugsflächen erfolgt mit Hilfe eines CAD-Programmes.

Vorgangsweise [Sch06]:

1. Aufteilung der Lasten auf Wandabschnitte
2. Zuweisung von Öffnungsanteilen an Wandquerschnitte

<sup>3</sup>Unterschiedliche Auflagersituationen (→ gelenkig / eingespannt) werden nicht berücksichtigt.

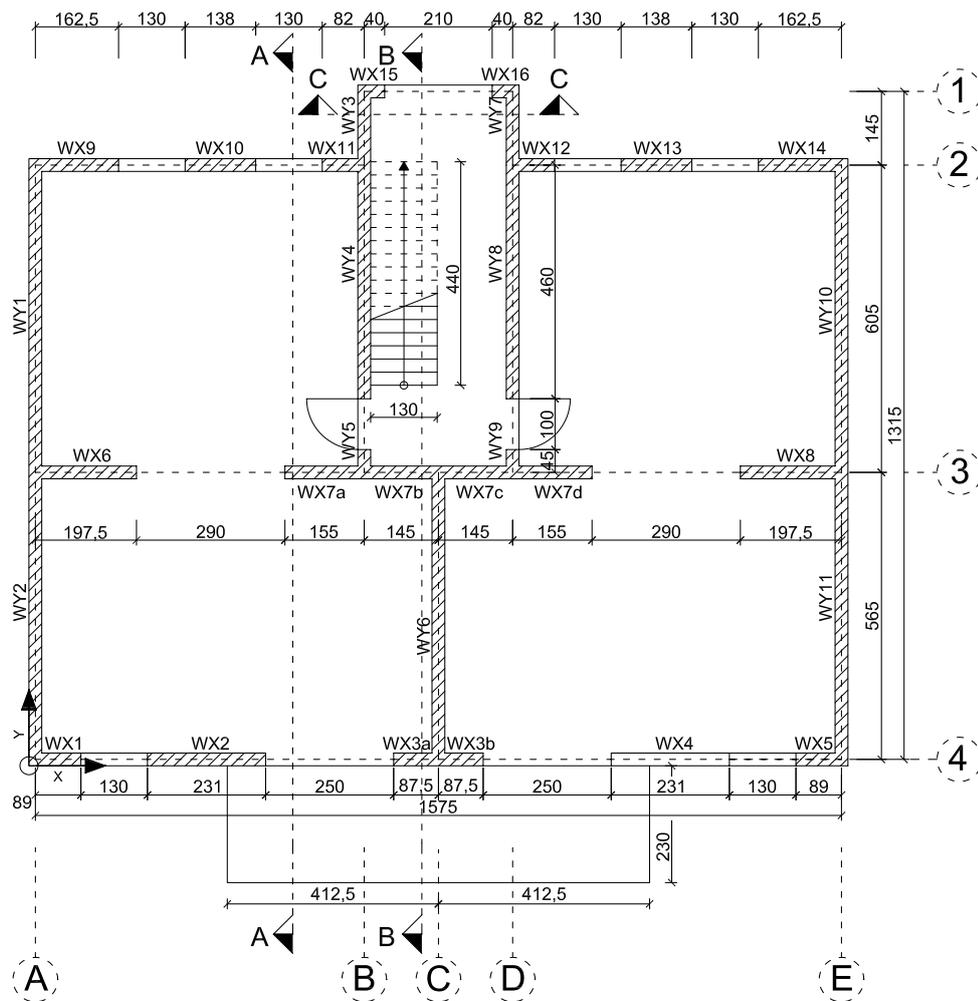


Abbildung 6.3: Bezeichnung der Wandquerschnitte

### 3. Aufteilung der Lasteinzugsflächen für Wandabschnitte auf Lasteinzugsflächen für Wandquerschnitte

Die Bezeichnung der einzelnen Wandquerschnitte ist in Abb. 6.3 ersichtlich. Die Dachlasteinzugsflächen werden in Abb. 6.4 und die Deckenlasteinzugsflächen in Abb. 6.5 dargestellt.

#### Ermittlung der spezifischen Lasteinzugsflächen der Wandquerschnitte

Um einen Zusammenhang in  $\text{m}^2/\text{m}$  zwischen den Flächeneinwirkungen in  $\text{kN}/\text{m}^2$  und den Beanspruchungen der einzelnen Wandquerschnitte in  $\text{kN}/\text{m}$  herzustellen, müssen die spezifischen Lasteinzugsflächen der Wandquerschnitte ermittelt werden. Die Darstellung der Berechnungsergebnisse erfolgt in Tab. 6.5, Tab. 6.6 und Tab. 6.7. Weiters werden die einzelnen Spalten der Tab. 6.6 im Folgenden erklärt.

- /1/ ... (Teil-)Lasteinzugsfläche  $i$ ; für die Tab. 6.6 gelten die Einzugsflächen aus Abb. 6.5
- /2/ ... (Teil-)Lasteinzugsfläche  $A_i$

- /3/ ... Lastmodifikationsfaktor  $LMF$  (Erklärung und Berechnung nachfolgend) für die jeweilige Lastfallkombination; hier für die minimale Vertikaleinwirkung
- /4/ ... effektive (Teil-)Lasteinzugsfläche  $A_{i,eff,min} = A_i \cdot LMF_{i,min}$  für die minimale Vertikaleinwirkung; Ermittlung der Gesamtfläche  $A_{eff,min,tot}$
- /5/ ... analog Spalte /3/, jedoch für die maximale Vertikaleinwirkung
- /6/ ... analog Spalte /4/, jedoch für die maximale Vertikaleinwirkung; Ermittlung der Gesamtfläche  $A_{eff,max,tot}$
- /7/ ... Wandquerschnitt ( $WQS$ )
- /8/ ... Länge  $l$  der einzelnen Wandquerschnitte
- /9/ ... Anführung jener (Teil-)Lasteinzugsflächen, welche einen Beitrag zum jeweiligen Wandquerschnitt liefern
- /10/ ... Summe der beitragenden, effektiven (Teil-)Lasteinzugsflächen je Wandquerschnitt und Lastfallkombination; hier für die minimale Vertikaleinwirkung; Ermittlung der Gesamtfläche  $A_{eff,min,tot}$  und Kontrolle mit der Summe aus Spalte /4/
- /11/ ... spezifische Lasteinzugsfläche  $a'$  für die jeweilige Lastfallkombination; hier für die minimale Vertikaleinwirkung
- /12/ ... analog Spalte /10/, jedoch für die maximale Vertikaleinwirkung; Ermittlung der Gesamtfläche  $A_{eff,max,tot}$  und Kontrolle mit der Summe aus Spalte /6/
- /13/ ... analog Spalte /11/, jedoch für die maximale Vertikaleinwirkung

### Lastmodifikationsfaktor $LMF$

Die Größe wird eingeführt, um mit einer Bezugsflächeneinwirkung je Horizontalebene rechnen zu können, d. h. Bereiche mit höheren Belastungen als der Bezugseinwirkung werden durch eine fiktiv höhere Einzugsfläche berücksichtigt [Sch06]. Die in den Tab. 6.5 bis Tab. 6.7 angeführten Lastmodifikationsfaktoren errechnen sich wie folgt:

#### Tab. 6.5:

Berücksichtigung des steileren Nebendaches für den Lastfall Eigengewicht:

$$LMF_{i,G} = \frac{1}{\frac{\cos 35}{\cos 25}} = \frac{\cos 25}{\cos 35} = 1,11$$

#### Tab. 6.6:

LC1:

Stiegenauflagerkraft:  $A = \left(1,30 \cdot \sqrt{2,97^2 + 4,40^2}\right) \cdot 7,20 \cdot \frac{1}{2} = 24,84 \text{ kN}$

Bezugseinwirkung:  $q_d = 6,00 \text{ kN/m}^2$

$$LMF_{XX,min} = \frac{\frac{24,84}{1,05} + 6,00}{6,00} = 4,94 \quad \text{mit } A_{XX} = 1,05 \text{ m}^2$$

Fehlender Balkon in dieser Deckenebene:

$$LMF_{XX'',min} = LMF_{XXII'',min} = LMF_{XXIII',min} = LMF_{XXIII'',min} = 0$$

LC2:

Stiegenauflagerkraft:  $A = \left(1,30 \cdot \sqrt{2,97^2 + 4,40^2}\right) \cdot (7,20 + 0,3 \cdot 3,00) \cdot \frac{1}{2} = 27,95 \text{ kN}$

Bezugseinwirkung:  $q_d = 6,00 + 0,3 \cdot 1,50 = 6,45 \text{ kN/m}^2$

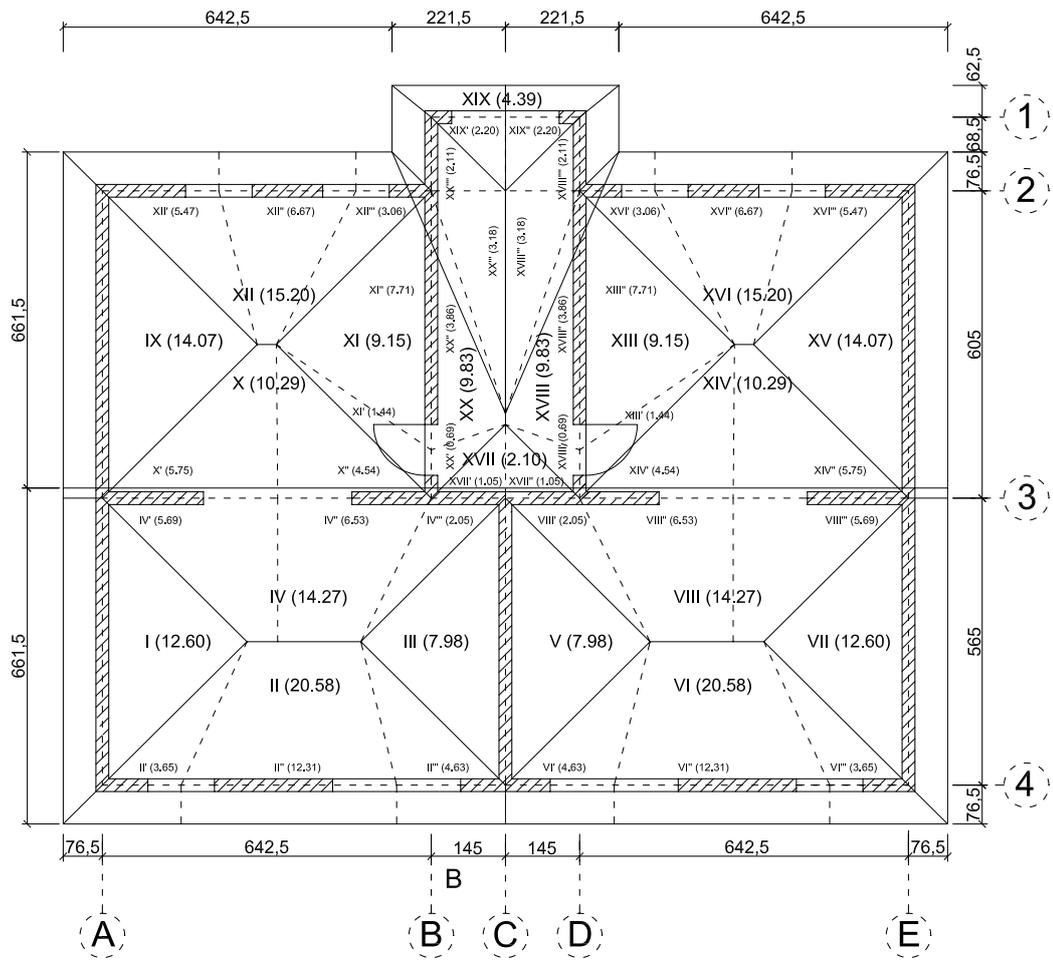


Abbildung 6.4: Darstellung der Dachlasteinzugsflächen



i	A <sub>i</sub> in m <sup>2</sup>	LMF <sub>i,G</sub>	A <sub>i,eff,G</sub> in m <sup>2</sup>	WQS	I in m	LEF <sub>links</sub>	LEF <sub>mittig</sub>	LEF <sub>rechts</sub>	LEF <sub>tot,G</sub>	a' <sub>G</sub> in m <sup>2</sup> /m
I	12,60	1,00	12,60	WX1	0,890			II'	3,65	4,10
II'	3,65	1,00	3,65	WX2	2,310			II''	12,31	5,33
II''	12,31	1,00	12,31	WX3a	0,875			II'''	4,63	5,29
II'''	4,63	1,00	4,63	WX3b	0,875			VI'	4,63	5,29
III	7,98	1,00	7,98	WX4	2,310			VI''	12,31	5,33
IV'	5,69	1,00	5,69	WX5	0,890			VI'''	3,65	4,10
IV''	6,53	1,00	6,53	WX6	1,975	X'		IV'	11,44	5,79
IV'''	2,05	1,00	2,05	WX7a	1,550	X''		IV''	11,07	7,14
V	7,98	1,00	7,98	WX7b	1,450	XVII'		IV'''	3,10	2,14
VI'	4,63	1,00	4,63	WX7c	1,450	XVII''		VIII'	3,10	2,14
VI''	12,31	1,00	12,31	WX7d	1,550	XIV'		VIII''	11,07	7,14
VI'''	3,65	1,00	3,65	WX8	1,975	XIV''		VIII'''	11,44	5,79
VII	12,60	1,00	12,60	WX9	1,625		XII'		5,47	3,37
VIII'	2,05	1,00	2,05	WX10	1,380		XII''		6,67	4,83
VIII''	6,53	1,00	6,53	WX11	0,820		XII'''		3,06	3,73
VIII'''	5,69	1,00	5,69	WX12	0,820		XVI'		3,06	3,73
IX	14,07	1,00	14,07	WX13	1,380		XVI''		6,67	4,83
X'	5,75	1,00	5,75	WX14	1,625		XVI'''		5,47	3,37
X''	4,54	1,00	4,54	WX15	0,400		XIX'		2,44	6,11
XI'	1,44	1,00	1,44	WX16	0,400		XIX''		2,44	6,11
XI''	7,71	1,00	7,71	WY1	6,050		IX		14,07	2,33
XI'''	5,47	1,00	5,47	WY2	5,650		I		12,60	2,23
XII'	6,67	1,00	6,67	WY3	1,450		XX''''		2,34	1,62
XII''	3,06	1,00	3,06	WY4	4,600	XX'''	XX''	XI''	15,10	3,28
XII'''	1,44	1,00	1,44	WY5	0,450	XX'		XI'	2,13	4,73
XIII'	7,71	1,00	7,71	WY6	5,650	V		III	15,96	2,82
XIII''	4,54	1,00	4,54	WY7	1,450		XVIII''''		2,34	1,62
XIII'''	5,75	1,00	5,75	WY8	4,600	XIII''	XVIII'''	XVIII''''	15,10	3,28
XIV'	14,07	1,00	14,07	WY9	0,450	XIII'		XVIII'	2,13	4,73
XIV''	3,06	1,00	3,06	WY10	6,050		XV		14,07	2,33
XIV'''	6,67	1,00	6,67	WY11	5,650		VII		12,60	2,23
XIV''''	5,47	1,00	5,47	Summe					236,13	
XVII'	1,05	1,00	1,05							
XVII''	1,05	1,00	1,05							
XVIII'	0,69	1,00	0,69							
XVIII''	3,86	1,00	3,86							
XVIII'''	3,18	1,11	3,53							
XVIII''''	2,11	1,11	2,34							
XIX'	2,20	1,11	2,44							
XIX''	2,20	1,11	2,44							
XX'	0,69	1,00	0,69							
XX''	3,86	1,00	3,86							
XX'''	3,18	1,11	3,53							
XX''''	2,11	1,11	2,34							
Summe	234,48		236,13							

Tabelle 6.5: Spezifische Lasteinzugsflächen für das Dach

i	A <sub>i</sub> in m <sup>2</sup>	LMF <sub>i,min</sub> /3/	A <sub>i,eff,min</sub> in m <sup>2</sup>	LMF <sub>i,max</sub> /5/	A <sub>i,eff,max</sub> in m <sup>2</sup>	WQS	I in m	LEF links	LEF mittig	LEF rechts	LEF <sub>tot,min</sub> /10/	a' <sub>min</sub> in m <sup>2</sup> /m	LEF <sub>tot,max</sub> /12/	a' <sub>max</sub> in m <sup>2</sup> /m
/1/	/2/	/3/	/4/	/5/	/6/	/7/	/8/	/9/	/9/		/10/	/11/	/12/	/13/
I	7,98	1,00	7,98	1,00	7,98	WX1	0,890	II"			2,18	2,45	2,18	2,45
II'	2,18	1,00	2,18	1,00	2,18	WX2	2,310	II"		XXII'	9,09	3,94	9,09	3,94
II''	9,09	1,00	9,09	1,00	9,09	WX3a	0,875	II'''		XXII''	3,00	3,43	3,00	3,43
II'''	3,00	1,00	3,00	1,00	3,00	WX3b	0,875	VI'		XXIII'	3,00	3,43	3,00	3,43
III	7,98	1,00	7,98	1,00	7,98	WX4	2,310	VI''		XXIII''	9,09	3,94	9,09	3,94
IV'	5,69	1,00	5,69	1,00	5,69	WX5	0,890	VI'''			2,18	2,45	2,18	2,45
IV''	6,53	1,00	6,53	1,00	6,53	WX6	1,975	X'		IV'	11,44	5,79	11,44	5,79
IV'''	2,05	1,00	2,05	1,00	2,05	WX7a	1,550	X''		IV''	11,07	7,14	11,07	7,14
V	7,98	1,00	7,98	1,00	7,98	WX7b	1,450	XVII'		IV'''	3,10	2,14	3,10	2,14
VI'	3,00	1,00	3,00	1,00	3,00	WX7c	1,450	XVII''		VIII'	3,10	2,14	3,10	2,14
VI''	9,09	1,00	9,09	1,00	9,09	WX7d	1,550	XIV'		VIII''	11,07	7,14	11,07	7,14
VI'''	2,18	1,00	2,18	1,00	2,18	WX8	1,975	XIV''		VIII'''	11,44	5,79	11,44	5,79
VII	7,98	1,00	7,98	1,00	7,98	WX9	1,625			XII'	3,44	2,12	3,44	2,12
VIII'	2,05	1,00	2,05	1,00	2,05	WX10	1,380			XII''	4,62	3,35	4,62	3,35
VIII''	6,53	1,00	6,53	1,00	6,53	WX11	0,820			XII'''	2,22	2,71	2,22	2,71
VIII'''	5,69	1,00	5,69	1,00	5,69	WX12	0,820			XVI'	2,22	2,71	2,22	2,71
IX	9,15	1,00	9,15	1,00	9,15	WX13	1,380			XVI''	4,62	3,35	4,62	3,35
X'	5,75	1,00	5,75	1,00	5,75	WX14	1,625			XVI'''	3,44	2,12	3,44	2,12
X''	4,54	1,00	4,54	1,00	4,54	WX15	0,400			XIX'	1,05	2,63	1,05	2,63
XI'	1,44	1,00	1,44	1,00	1,44	WX16	0,400			XIX''	1,05	2,63	1,05	2,63
XI''	7,71	1,00	7,71	1,00	7,71	WY1	6,050	IX			9,15	1,51	9,15	1,51
XI'''	3,44	1,00	3,44	1,00	3,44	WY2	5,650	I			7,98	1,41	7,98	1,41
XII'	4,62	1,00	4,62	1,00	4,62	WY3	1,450	XX			5,19	3,58	5,39	3,71
XII''	2,22	1,00	2,22	1,00	2,22	WY4	4,600	XXI'		XI'	8,36	1,82	8,36	1,82
XII'''	1,44	1,00	1,44	1,00	1,44	WY5	0,450	XXI''		XI''	2,13	4,73	2,13	4,73
XIII'	7,71	1,00	7,71	1,00	7,71	WY6	5,650	V		III	15,96	2,82	15,96	2,82
XIII''	4,54	1,00	4,54	1,00	4,54	WY7	1,450			XVIII'	1,05	0,72	1,05	0,72
XIII'''	5,75	1,00	5,75	1,00	5,75	WY8	4,600	XIII''		XVIII''	14,74	3,20	14,74	3,20
XIV'	9,15	1,00	9,15	1,00	9,15	WY9	0,450	XIII'''		XVIII'''	2,13	4,73	2,13	4,73
XIV''	2,22	1,00	2,22	1,00	2,22	WY10	6,050			XV	9,15	1,51	9,15	1,51
XIV'''	4,62	1,00	4,62	1,00	4,62	WY11	5,650			VII	7,98	1,41	7,98	1,41
XV	3,44	1,00	3,44	1,00	3,44	Summe					186,24		186,44	
XVI'	1,05	1,00	1,05	1,00	1,05									
XVI''	1,05	1,00	1,05	1,00	1,05									
XVI'''	0,69	1,00	0,69	1,00	0,69									
XVII'	7,03	1,00	7,03	1,00	7,03									
XVII''	1,05	1,00	1,05	1,00	1,05									
XVII'''	1,05	1,00	1,05	1,00	1,05									
XVIII'	1,05	1,00	1,05	1,00	1,05									
XVIII''	1,05	1,00	1,05	1,00	1,05									
XVIII'''	1,05	1,00	1,05	1,00	1,05									
XIX'	1,05	1,00	1,05	1,00	1,05									
XIX''	1,05	1,00	1,05	1,00	1,05									
XX	1,05	4,94	5,19	5,13	5,39									
XXI'	0,69	1,00	0,69	1,00	0,69									
XXI''	0,65	1,00	0,65	1,00	0,65									
XXI'''	4,85	0,00	0,00	0,00	0,00									
XXII'	5,15	0,00	0,00	0,00	0,00									
XXII''	5,15	0,00	0,00	0,00	0,00									
XXII'''	4,85	0,00	0,00	0,00	0,00									
Summe			186,24		186,44									

Tabelle 6.6: Spezifische Lastezugsflächen für die Decke über dem 3. OG

i	A <sub>i</sub> in m <sup>2</sup>	LMF <sub>i,min</sub>	A <sub>i,eff,min</sub> in m <sup>2</sup>	LMF <sub>i,max</sub>	A <sub>i,eff,max</sub> in m <sup>2</sup>	WQS	I in m	LEF links	LEF mittig	LEF rechts	LEF <sub>tot,min</sub>	a' <sub>min</sub> in m <sup>2</sup> /m	LEF <sub>tot,max</sub>	a' <sub>max</sub> in m <sup>2</sup> /m
/1/	/2/	/3/	/4/	/5/	/6/	/7/	/8/	/9/	/10/	/11/	/12/	/13/	/13/	
I	7,98	1,00	7,98	1,00	7,98	WX1	0,890	II'			2,18	2,45	2,18	2,45
II'	2,18	1,00	2,18	1,00	2,18	WX2	2,310	II''		XXII'	12,73	5,51	13,02	5,64
II''	9,09	1,00	9,09	1,00	9,09	WX3a	0,875	II'''		XXII''	6,86	7,84	7,17	8,20
II'''	3,00	1,00	3,00	1,00	3,00	WX3b	0,875	VI'		XXIII'	6,86	7,84	7,17	8,20
III	7,98	1,00	7,98	1,00	7,98	WX4	2,310	VI''		XXIII''	12,73	5,51	13,02	5,64
IV'	5,69	1,00	5,69	1,00	5,69	WX5	0,890	VI'''			2,18	2,45	2,18	2,45
IV''	6,53	1,00	6,53	1,00	6,53	WX6	1,975	X'		IV'	11,44	5,79	11,44	5,79
IV'''	2,05	1,00	2,05	1,00	2,05	WX7a	1,550	X''		IV''	11,07	7,14	11,07	7,14
V	7,98	1,00	7,98	1,00	7,98	WX7b	1,450	XVII'		IV'''	3,10	2,14	3,10	2,14
VI'	3,00	1,00	3,00	1,00	3,00	WX7c	1,450	XVII''		VIII'	3,10	2,14	3,10	2,14
VI''	9,09	1,00	9,09	1,00	9,09	WX7d	1,550	XIV'		VIII''	11,07	7,14	11,07	7,14
VI'''	2,18	1,00	2,18	1,00	2,18	WX8	1,975	XIV''		VIII'''	11,44	5,79	11,44	5,79
VII	7,98	1,00	7,98	1,00	7,98	WX9	1,625	XII'		XII'	3,44	2,12	3,44	2,12
VIII'	2,05	1,00	2,05	1,00	2,05	WX10	1,380	XII''		XII''	4,62	3,35	4,62	3,35
VIII''	6,53	1,00	6,53	1,00	6,53	WX11	0,820	XII'''		XII'''	2,22	2,71	2,22	2,71
VIII'''	5,69	1,00	5,69	1,00	5,69	WX12	0,820	XVI'		XVI'	2,22	2,71	2,22	2,71
IX	9,15	1,00	9,15	1,00	9,15	WX13	1,380	XVI''		XVI''	4,62	3,35	4,62	3,35
X'	5,75	1,00	5,75	1,00	5,75	WX14	1,625	XVI'''		XVI'''	3,44	2,12	3,44	2,12
X''	4,54	1,00	4,54	1,00	4,54	WX15	0,400	XIX'		XIX'	1,05	2,63	1,05	2,63
XI'	1,44	1,00	1,44	1,00	1,44	WX16	0,400	XIX''		XIX''	1,05	2,63	1,05	2,63
XI''	7,71	1,00	7,71	1,00	7,71	WY1	6,050	IX			9,15	1,51	9,15	1,51
XI'''	3,44	1,00	3,44	1,00	3,44	WY2	5,650	I			7,98	1,41	7,98	1,41
XII'	4,62	1,00	4,62	1,00	4,62	WY3	1,450	XX			4,45	3,07	4,43	3,06
XII''	2,22	1,00	2,22	1,00	2,22	WY4	4,600	XXI'		XI'	11,76	2,56	11,75	2,55
XII'''	1,44	1,00	1,44	1,00	1,44	WY5	0,450	XXI''		XI''	2,13	4,73	2,13	4,73
XIII'	7,71	1,00	7,71	1,00	7,71	WY6	5,650	V		III	15,96	2,82	15,96	2,82
XIII''	4,54	1,00	4,54	1,00	4,54	WY7	1,450			XVIII'''	1,05	0,72	1,05	0,72
XIII'''	5,75	1,00	5,75	1,00	5,75	WY8	4,600	XIII''		XVIII''	14,74	3,20	14,74	3,20
XIV'	9,15	1,00	9,15	1,00	9,15	WY9	0,450	XIII'''		XVIII'''	2,13	4,73	2,13	4,73
XIV''	2,22	1,00	2,22	1,00	2,22	WY10	6,050			XV	9,15	1,51	9,15	1,51
XIV'''	4,62	1,00	4,62	1,00	4,62	WY11	5,650			VII	7,98	1,41	7,98	1,41
XV	3,44	1,00	3,44	1,00	3,44	Summe					203,90		205,07	
XVI'	1,05	1,00	1,05	1,00	1,05									
XVI''	1,05	1,00	1,05	1,00	1,05									
XVI'''	0,69	1,00	0,69	1,00	0,69									
XVII'	7,03	1,00	7,03	1,00	7,03									
XVII''	1,05	1,00	1,05	1,00	1,05									
XVII'''	1,05	1,00	1,05	1,00	1,05									
XVIII'	1,05	1,00	1,05	1,00	1,05									
XVIII''	1,05	1,00	1,05	1,00	1,05									
XVIII'''	1,05	1,00	1,05	1,00	1,05									
XIX'	1,05	1,00	1,05	1,00	1,05									
XIX''	1,05	1,00	1,05	1,00	1,05									
XX	1,05	4,24	4,45	4,22	4,43									
XXI'	0,69	1,00	0,69	1,00	0,69									
XXI''	0,65	6,23	4,05	6,21	4,04									
XXI'''	4,85	0,75	3,64	0,81	3,93									
XXII'	5,15	0,75	3,86	0,81	4,17									
XXII''	5,15	0,75	3,86	0,81	4,17									
XXII'''	4,85	0,75	3,64	0,81	3,93									
XXIII'	4,85	0,75	3,64	0,81	3,93									
XXIII''														
XXIII'''														
Summe			203,90		205,07									

Tabelle 6.7: Spezifische Lasteinzugsflächen für die Decken über den Regelgeschoßen

$$LMF_{XX,max} = \frac{\frac{27,95}{1,05} + 6,45}{6,45} = 5,13 \quad \text{mit } A_{XX} = 1,05 \text{ m}^2$$

Fehlender Balkon in dieser Deckenebene:

$$LMF_{XX'',max} = LMF_{XXII'',max} = LMF_{XXIII'',max} = LMF_{XXIII'',max} = 0$$

**Tab. 6.7:**

LC1:

Balkon:  $b_d = 5,50 \text{ kN/m}^2$

Bezugseinwirkung:  $q_d = 7,30 \text{ kN/m}^2$

$$LMF_{XX,min} = \frac{\frac{24,84}{1,05} + 7,30}{7,30} = 4,24 \quad \text{mit } A_{XX} = 1,05 \text{ m}^2$$

$$LMF_{XXI'',min} = \frac{\frac{24,84}{0,65} + 7,30}{7,30} = 6,23 \quad \text{mit } A_{XXI''} = 0,65 \text{ m}^2$$

$$LMF_{XX'',min} = LMF_{XXII'',min} = LMF_{XXIII'',min} = LMF_{XXIII'',min} = \frac{5,50}{7,30} = 0,75$$

LC2:

Balkon:  $b_d = 5,50 + 0,3 \cdot 4,00 = 6,70 \text{ kN/m}^2$

Bezugseinwirkung:  $q_d = 7,30 + 0,3 \cdot 3,20 = 8,26 \text{ kN/m}^2$

$$LMF_{XX,max} = \frac{\frac{27,95}{1,05} + 8,26}{8,26} = 4,22 \quad \text{mit } A_{XX} = 1,05 \text{ m}^2$$

$$LMF_{XXI'',max} = \frac{\frac{27,95}{0,65} + 8,26}{8,26} = 6,21 \quad \text{mit } A_{XXI''} = 0,65 \text{ m}^2$$

$$LMF_{XX'',max} = LMF_{XXII'',max} = LMF_{XXIII'',max} = LMF_{XXIII'',max} = \frac{6,70}{8,26} = 0,81$$

**Bemessungswert der am Wandkopf, in Wandmitte und am Wandfuß wirkenden Vertikalkraft**

Die Bemessungswerte für die anschließenden Nachweise der Tragfähigkeit unter vorwiegend vertikaler Belastung sind in Tab. 6.8 und in Tab. 6.9 dargestellt. Exemplarisch wird die Ermittlung von  $N_{Ed,2.OG,F}$  des Wandquerschnittes WX1 im Folgenden für die Lastfallkombination 1 erklärt.

$N_{Ed,2.OG,F}$	=	0,69 kN/m	... $N_{Sd}$ aus Giebelwand
	+	0,56 kN/m <sup>2</sup> · 4,10 m <sup>2</sup> /m	... Dach
	+	6,00 kN/m <sup>2</sup> · 2,45 m <sup>2</sup> /m	... Decke über 3. OG
	+	2,76 kN/m <sup>2</sup> · 2,75 m	... Wandquerschnitt 3. OG
	+	7,30 kN/m <sup>2</sup> · 2,45 m <sup>2</sup> /m	... Decke über 2. OG
	+	2,76 kN/m <sup>2</sup> · 2,75 m	... Wandquerschnitt 2. OG
	=	50,75 kN/m	

LC 1	Dach	Decke über		N <sub>Ed</sub> aus z.B.	3.OG			2.OG			1.OG			EG			
		3.OG	Regelgesch.		Giebelwand	N <sub>Ed3,OGK</sub>	N <sub>Ed3,OGM</sub>	N <sub>Ed3,OGF</sub>	N <sub>Ed2,OGK</sub>	N <sub>Ed2,OGM</sub>	N <sub>Ed2,OGF</sub>	N <sub>Ed1,OGK</sub>	N <sub>Ed1,OGM</sub>	N <sub>Ed1,OGF</sub>	N <sub>EdEGK</sub>	N <sub>EdEGM</sub>	N <sub>EdEGF</sub>
WX1	4,10	2,45	2,45	0,69	17,69	21,49	25,28	43,16	46,96	50,75	68,64	72,44	76,23	94,11	97,91	101,70	
WX2	5,33	3,94	5,51	0,69	27,31	31,11	34,90	75,13	78,93	82,72	122,94	126,74	130,53	170,75	174,55	178,34	
WX3a	5,29	3,43	7,84	0,69	24,23	28,03	31,82	69,05	92,85	96,64	153,88	157,68	161,47	218,70	222,50	226,29	
WX3b	5,29	3,43	7,84	0,69	24,23	28,03	31,82	69,05	92,85	96,64	153,88	157,68	161,47	218,70	222,50	226,29	
WX4	5,33	3,94	5,51	0,69	27,31	31,11	34,90	75,13	78,93	82,72	122,94	126,74	130,53	170,75	174,55	178,34	
WX5	4,10	2,45	2,45	0,69	17,69	21,49	25,28	43,16	46,96	50,75	68,64	72,44	76,23	94,11	97,91	101,70	
WX6	5,79	5,79	5,79	0,00	37,98	41,98	45,98	88,25	92,25	96,25	138,52	142,52	146,52	188,78	192,78	196,78	
WX7a	7,14	7,14	7,14	0,00	46,84	50,84	54,84	106,96	110,96	114,96	167,08	171,08	175,08	227,20	231,20	235,20	
WX7b	2,14	2,14	2,14	0,00	14,04	18,04	22,04	37,66	41,66	45,66	61,28	65,28	69,28	84,90	88,90	92,90	
WX7c	2,14	2,14	2,14	0,00	14,04	18,04	22,04	37,66	41,66	45,66	61,28	65,28	69,28	84,90	88,90	92,90	
WX7d	7,14	7,14	7,14	0,00	46,84	50,84	54,84	106,96	110,96	114,96	167,08	171,08	175,08	227,20	231,20	235,20	
WX8	5,79	5,79	5,79	0,00	37,98	41,98	45,98	88,25	92,25	96,25	138,52	142,52	146,52	188,78	192,78	196,78	
WX9	3,37	2,12	2,12	0,69	15,30	19,10	22,89	38,36	42,16	45,95	61,43	65,23	69,02	84,50	88,30	92,09	
WX10	4,83	3,35	3,35	0,69	23,49	27,29	31,08	55,54	59,34	63,13	87,58	91,38	95,17	119,63	123,43	127,22	
WX11	3,73	2,71	2,71	0,69	19,04	22,84	26,63	46,41	50,21	54,00	73,78	77,58	81,37	101,16	104,96	108,75	
WX12	3,73	2,71	2,71	0,69	19,04	22,84	26,63	46,41	50,21	54,00	73,78	77,58	81,37	101,16	104,96	108,75	
WX13	4,83	3,35	3,35	0,69	23,49	27,29	31,08	55,54	59,34	63,13	87,58	91,38	95,17	119,63	123,43	127,22	
WX14	3,37	2,12	2,12	0,69	15,30	19,10	22,89	38,36	42,16	45,95	61,43	65,23	69,02	84,50	88,30	92,09	
WX15	6,11	2,63	2,63	16,80	36,00	39,80	43,59	62,79	66,59	70,38	89,58	93,38	97,17	116,37	120,17	123,96	
WX16	6,11	2,63	2,63	16,80	36,00	39,80	43,59	62,79	66,59	70,38	89,58	93,38	97,17	116,37	120,17	123,96	
WY1	2,33	1,51	1,51	4,80	15,16	18,96	22,75	33,78	37,58	41,37	52,39	56,19	59,98	71,00	74,80	78,59	
WY2	2,23	1,41	1,41	4,54	14,25	18,05	21,84	32,13	35,93	39,72	50,01	53,81	57,60	67,90	71,70	75,49	
WY3	1,62	3,58	3,07	3,59	25,98	29,78	33,57	55,98	59,78	63,57	85,98	89,78	93,57	115,98	119,78	123,57	
WY4	3,28	1,82	2,56	3,78	16,54	20,54	24,54	43,22	47,22	51,22	69,91	73,91	77,91	96,60	100,60	104,60	
WY5	4,73	4,73	4,73	0,00	31,03	35,03	39,03	73,56	77,56	81,56	116,09	120,09	124,09	158,62	162,62	166,62	
WY6	2,82	2,82	2,82	0,00	18,50	22,50	26,50	47,09	51,09	55,09	75,67	79,67	83,67	104,26	108,26	112,26	
WY7	1,62	0,72	0,72	3,59	8,82	12,62	16,41	21,66	25,46	29,25	34,51	38,31	42,10	47,36	51,16	54,95	
WY8	3,28	3,20	3,20	3,78	24,82	28,82	32,82	56,18	60,18	64,18	87,54	91,54	95,54	118,90	122,90	126,90	
WY9	4,73	4,73	4,73	0,00	31,03	35,03	39,03	73,56	77,56	81,56	116,09	120,09	124,09	158,62	162,62	166,62	
WY10	2,33	1,51	1,51	4,80	15,16	18,96	22,75	33,78	37,58	41,37	52,39	56,19	59,98	71,00	74,80	78,59	
WY11	2,23	1,41	1,41	4,54	14,25	18,05	21,84	32,13	35,93	39,72	50,01	53,81	57,60	67,90	71,70	75,49	

Tabelle 6.8: Bemessungswerte der Vertikalkraft für die Lastfallkombination 1

LC 2	Dach	Decke über		N <sub>Ed</sub> aus z.B.	3.OG			2.OG			1.OG			EG			Wandquer- schnittslänge Lin m	N <sub>EdEGF</sub> l in kN	
		3.OG	Regelgesch.		Giebelwand	N <sub>Ed3,OGK</sub>	N <sub>Ed3,OGM</sub>	N <sub>Ed3,OGF</sub>	N <sub>Ed2,OGK</sub>	N <sub>Ed2,OGM</sub>	N <sub>Ed2,OGF</sub>	N <sub>Ed1,OGK</sub>	N <sub>Ed1,OGM</sub>	N <sub>Ed1,OGF</sub>	N <sub>EdEGK</sub>	N <sub>EdEGM</sub>			N <sub>EdEGF</sub>
WX1	4,10	2,45	2,45	0,69	18,79	22,59	26,38	46,62	50,42	54,21	74,44	78,24	82,03	102,27	106,07	109,86	0,890	97,77	
WX2	5,33	3,94	5,64	0,69	29,09	32,89	36,68	83,26	87,06	90,85	137,44	141,24	145,03	191,62	195,42	199,21	2,310	460,17	
WX3a	5,29	3,43	8,2	0,69	25,78	29,58	33,37	101,10	104,90	108,69	176,42	180,22	184,01	251,74	255,54	259,33	0,875	226,92	
WX3b	5,29	3,43	8,2	0,69	25,78	29,58	33,37	101,10	104,90	108,69	176,42	180,22	184,01	251,74	255,54	259,33	0,875	226,92	
WX4	5,33	3,94	5,64	0,69	29,09	32,89	36,68	83,26	87,06	90,85	137,44	141,24	145,03	191,62	195,42	199,21	2,310	460,17	
WX5	4,10	2,45	2,45	0,69	18,79	22,59	26,38	46,62	50,42	54,21	74,44	78,24	82,03	102,27	106,07	109,86	0,890	97,77	
WX6	5,79	5,79	5,79	0,00	40,59	44,59	48,59	96,41	100,41	104,41	152,24	156,24	160,24	208,06	212,06	216,06	1,975	426,73	
WX7a	7,14	7,14	7,14	0,00	50,05	54,05	58,05	117,03	121,03	125,03	184,00	188,00	192,00	250,98	254,98	258,98	1,550	401,42	
WX7b	2,14	2,14	2,14	0,00	15,00	19,00	23,00	40,68	44,68	48,68	66,35	70,35	74,35	92,03	96,03	100,03	1,450	145,04	
WX7c	2,14	2,14	2,14	0,00	15,00	19,00	23,00	40,68	44,68	48,68	66,35	70,35	74,35	92,03	96,03	100,03	1,450	145,04	
WX7d	7,14	7,14	7,14	0,00	50,05	54,05	58,05	117,03	121,03	125,03	184,00	188,00	192,00	250,98	254,98	258,98	1,550	401,42	
WX8	5,79	5,79	5,79	0,00	40,59	44,59	48,59	96,41	100,41	104,41	152,24	156,24	160,24	208,06	212,06	216,06	1,975	426,73	
WX9	3,37	2,12	2,12	0,69	16,25	20,05	23,84	41,35	45,15	48,94	66,45	70,25	74,04	91,55	95,35	99,14	1,625	161,11	
WX10	4,83	3,35	3,35	0,69	25,00	28,80	32,59	60,26	64,06	67,85	95,52	99,32	103,11	130,79	134,59	138,38	1,380	190,96	
WX11	3,73	2,71	2,71	0,69	20,26	24,06	27,85	50,23	54,03	57,82	80,21	84,01	87,80	110,18	113,98	117,77	0,820	96,57	
WX12	3,73	2,71	2,71	0,69	20,26	24,06	27,85	50,23	54,03	57,82	80,21	84,01	87,80	110,18	113,98	117,77	0,820	96,57	
WX13	4,83	3,35	3,35	0,69	25,00	28,80	32,59	60,26	64,06	67,85	95,52	99,32	103,11	130,79	134,59	138,38	1,380	190,96	
WX14	3,37	2,12	2,12	0,69	16,25	20,05	23,84	41,35	45,15	48,94	66,45	70,25	74,04	91,55	95,35	99,14	1,625	161,11	
WX15	6,11	2,63	2,63	16,80	37,19	40,99	44,78	66,50	70,30	74,09	95,81	99,61	103,40	125,13	128,93	132,72	0,400	53,09	
WX16	6,11	2,63	2,63	16,80	37,19	40,99	44,78	66,50	70,30	74,09	95,81	99,61	103,40	125,13	128,93	132,72	0,400	53,09	
WY1	2,33	1,51	1,51	4,80	15,84	19,64	23,43	35,91	39,71	43,50	55,97	59,77	63,56	76,03	79,83	83,62	6,950	505,91	
WY2	2,23	1,41	1,41	4,54	14,88	18,68	22,47	34,12	37,92	41,71	53,36	57,16	60,95	72,59	76,39	80,18	5,850	453,03	
WY3	1,62	3,71	3,06	3,59	28,43	32,23	36,02	61,29	65,09	68,88	94,16	97,96	101,75	127,02	130,82	134,61	1,450	195,19	
WY4	3,28	1,82	2,55	3,78	17,36	21,36	25,36	46,42	50,42	54,42	75,48	79,48	83,48	104,54	108,54	112,54	4,600	517,71	
WY5	4,73	4,73	4,73	0,00	33,16	37,16	41,16	80,23	84,23	88,23	127,30	131,30	135,30	174,37	178,37	182,37	0,450	82,07	
WY6	2,82	2,82	2,82	0,00	19,77	23,77	27,77	51,06	55,06	59,06	82,35	86,35	90,35	113,65	117,65	121,65	5,850	687,31	
WY7	1,62	0,72	0,72	3,59	9,14	12,94	16,73	22,68	26,48	30,27	36,22	40,02	43,81	49,75	53,55	57,34	1,450	83,15	
WY8	3,28	3,2	3,2	3,78	26,26	30,26	34,26	60,89	64,89	68,89	95,12	99,12	103,12	129,55	133,55	137,55	4,600	632,74	
WY9	4,73	4,73	4,73	0,00	33,16	37,16	41,16	80,23	84,23	88,23	127,30	131,30	135,30	174,37	178,37	182,37	0,450	82,07	
WY10	2,33	1,51	1,51	4,80	15,84	19,64	23,43	35,91	39,71	43,50	55,97	59,77	63,						

Wandquerschnitt	Stab 1				Stab 2				Stab 3				Stab 4				$k_{cm}$	$\eta$	Stab 1		Stab 2					
	n	E	t	h	n	E	t	h	n	E	t	h	n	E	t	h			$M_{Ed,1}$	$M_{Ed,2}$	$M_{Ed,1}$	$M_{Ed,2}$				
	in MPa	in m	in m	in m	in MPa	in m	in m	in m	in MPa	in m	in m	in m	in MPa	in m	in m	in m	in kNm/m	in kNm/m	in kNm/m	in kNm/m						
WX1	4	5150	0,25	2,97									4	31000	0,22	5,650	0,00600	0,00645	2,00	0,50	-2,53	-2,72	0,00	0,00		
WX2	4	5150	0,25	2,97									4	31000	0,22	5,650	0,00600	0,00645	2,00	0,50	-2,53	-2,72	0,00	0,00		
WX3a	4	5150	0,25	2,97									4	31000	0,22	5,650	0,00600	0,00645	2,00	0,50	-2,53	-2,72	0,00	0,00		
WX3b	4	5150	0,25	2,97									4	31000	0,22	5,650	0,00600	0,00645	2,00	0,50	-2,53	-2,72	0,00	0,00		
WX4	4	5150	0,25	2,97									4	31000	0,22	5,650	0,00600	0,00645	2,00	0,50	-2,53	-2,72	0,00	0,00		
WX5	4	5150	0,25	2,97									4	31000	0,22	5,650	0,00600	0,00645	2,00	0,50	-2,53	-2,72	0,00	0,00		
WX6	4	5150	0,25	2,97					4	31000	0,22	5,650	0,00600	0,00645	4	31000	0,22	6,050	0,00600	0,00645	2,00	0,50	-0,23	-0,24	0,00	0,00
WX7a	4	5150	0,25	2,97					4	31000	0,22	5,650	0,00600	0,00645	4	31000	0,22	6,050	0,00600	0,00645	2,00	0,50	-0,23	-0,24	0,00	0,00
WX7b	4	5150	0,25	2,97					4	31000	0,22	5,650	0,00600	0,00645	1,5	0	0,00	1,650	0,00600	0,00645	2,00	0,50	1,23	1,33	0,00	0,00
WX7c	4	5150	0,25	2,97					4	31000	0,22	5,650	0,00600	0,00645	4	31000	0,22	6,050	0,00600	0,00645	2,00	0,50	-0,23	-0,24	0,00	0,00
WX7d	4	5150	0,25	2,97					4	31000	0,22	5,650	0,00600	0,00645	4	31000	0,22	6,050	0,00600	0,00645	2,00	0,50	-0,23	-0,24	0,00	0,00
WX8	4	5150	0,25	2,97					4	31000	0,22	5,650	0,00600	0,00645	4	31000	0,22	6,050	0,00600	0,00645	2,00	0,50	-0,23	-0,24	0,00	0,00
WX9	4	5150	0,25	2,97									4	31000	0,22	6,050	0,00600	0,00645	2,00	0,50	-3,04	-3,26	0,00	0,00		
WX10	4	5150	0,25	2,97									4	31000	0,22	6,050	0,00600	0,00645	2,00	0,50	-3,04	-3,26	0,00	0,00		
WX11	4	5150	0,25	2,97									4	31000	0,22	6,050	0,00600	0,00645	2,00	0,50	-3,04	-3,26	0,00	0,00		
WX12	4	5150	0,25	2,97									4	31000	0,22	6,050	0,00600	0,00645	2,00	0,50	-3,04	-3,26	0,00	0,00		
WX13	4	5150	0,25	2,97									4	31000	0,22	6,050	0,00600	0,00645	2,00	0,50	-3,04	-3,26	0,00	0,00		
WX14	4	5150	0,25	2,97									4	31000	0,22	6,050	0,00600	0,00645	2,00	0,50	-3,04	-3,26	0,00	0,00		
WX15	4	5150	0,25	2,97									1,5	0	0,00	1,450	0,00600	0,00645	0,00	1,00	-6,31	-6,78	0,00	0,00		
WX16	4	5150	0,25	2,97									4	31000	0,22	7,500	0,00600	0,00645	1,52	0,59	-6,36	-6,84	0,00	0,00		
WY1	4	5150	0,25	2,97									4	31000	0,22	6,425	0,00600	0,00645	1,90	0,53	-3,75	-4,03	0,00	0,00		
WY2	4	5150	0,25	2,97									4	31000	0,22	7,875	0,00600	0,00645	1,55	0,61	-7,47	-8,03	0,00	0,00		
WY3	4	5150	0,25	2,97									4	31000	0,22	2,900	0,00600	0,00645	2,00	0,50	-0,40	-0,43	0,00	0,00		
WY4	4	5150	0,25	2,97					1,5	0	0,00	0,125	0,00600	0,00645	4	31000	0,22	6,425	0,00600	0,00645	1,90	0,53	-3,74	-4,02	0,00	0,00
WY5	4	5150	0,25	2,97					4	31000	0,22	2,900	0,00600	0,00645	4	31000	0,22	6,425	0,00600	0,00645	2,00	0,50	-1,16	-1,24	0,00	0,00
WY6	4	5150	0,25	2,97					4	31000	0,22	7,875	0,00600	0,00645	4	31000	0,22	7,875	0,00600	0,00645	2,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00
WY7	4	5150	0,25	2,97					4	31000	0,22	7,875	0,00600	0,00645	4	31000	0,22	2,900	0,00600	0,00645	2,00	0,50	-0,40	-0,43	0,00	0,00
WY8	4	5150	0,25	2,97					1,5	0	0,00	1,475	0,00600	0,00645	4	31000	0,22	6,425	0,00600	0,00645	1,90	0,53	-2,56	-2,76	0,00	0,00
WY9	4	5150	0,25	2,97					4	31000	0,22	2,900	0,00600	0,00645	4	31000	0,22	6,425	0,00600	0,00645	2,00	0,50	-1,16	-1,24	0,00	0,00
WY10	4	5150	0,25	2,97									4	31000	0,22	6,425	0,00600	0,00645	1,90	0,53	-3,75	-4,03	0,00	0,00		
WY11	4	5150	0,25	2,97									4	31000	0,22	7,875	0,00600	0,00645	1,55	0,61	-7,47	-8,03	0,00	0,00		

Anmerkung: Falls Stab 3 bzw. 4 gleich Kragträger: E=0 t=0 I<sub>Kragträger</sub> n=1,5

Tabelle 6.10: Wand-Decken-Knotenmomente für die Decke über dem OG 3

Wandquerschnitt	Stab 1				Stab 2				Stab 3				Stab 4				$k_{cm}$	$\eta$	Stab 1		Stab 2					
	n	E	t	h	n	E	t	h	n	E	t	h	n	E	t	h			$M_{Ed,1}$	$M_{Ed,2}$	$M_{Ed,1}$	$M_{Ed,2}$				
	in MPa	in m	in m	in m	in MPa	in m	in m	in m	in MPa	in m	in m	in m	in MPa	in m	in m	in m	in kNm/m	in kNm/m	in kNm/m	in kNm/m						
WX1	4	5150	0,25	2,97	4	5150	0,25	2,97					4	31000	0,22	5,650	0,00730	0,00826	1,08	0,73	-3,41	-3,86	3,41	3,86		
WX2	4	5150	0,25	2,97	4	5150	0,25	2,97					4	31000	0,22	5,650	0,00730	0,00826	1,08	0,73	-3,41	-3,86	3,41	3,86		
WX3a	4	5150	0,25	2,97	4	5150	0,25	2,97	1,5	0	0,00	2,425	0,00550	0,00670	4	31000	0,22	5,650	0,00730	0,00826	1,08	0,73	-0,57	-0,40	0,57	0,40
WX3b	4	5150	0,25	2,97	4	5150	0,25	2,97	1,5	0	0,00	2,425	0,00550	0,00670	4	31000	0,22	5,650	0,00730	0,00826	1,08	0,73	-0,57	-0,40	0,57	0,40
WX4	4	5150	0,25	2,97	4	5150	0,25	2,97					4	31000	0,22	5,650	0,00730	0,00826	1,08	0,73	-3,41	-3,86	3,41	3,86		
WX5	4	5150	0,25	2,97	4	5150	0,25	2,97					4	31000	0,22	5,650	0,00730	0,00826	1,08	0,73	-3,41	-3,86	3,41	3,86		
WX6	4	5150	0,25	2,97	4	5150	0,25	2,97	4	31000	0,22	5,650	0,00730	0,00826	4	31000	0,22	6,050	0,00730	0,00826	2,00	0,50	-0,23	-0,26	0,23	0,26
WX7a	4	5150	0,25	2,97	4	5150	0,25	2,97	4	31000	0,22	5,650	0,00730	0,00826	4	31000	0,22	6,050	0,00730	0,00826	2,00	0,50	-0,23	-0,26	0,23	0,26
WX7b	4	5150	0,25	2,97	4	5150	0,25	2,97	4	31000	0,22	5,650	0,00730	0,00826	1,5	0	0,00	1,650	0,00730	0,00826	1,08	0,73	1,67	1,89	-1,67	-1,89
WX7c	4	5150	0,25	2,97	4	5150	0,25	2,97	4	31000	0,22	5,650	0,00730	0,00826	4	31000	0,22	6,050	0,00730	0,00826	2,00	0,50	-0,23	-0,26	0,23	0,26
WX7d	4	5150	0,25	2,97	4	5150	0,25	2,97	4	31000	0,22	5,650	0,00730	0,00826	4	31000	0,22	6,050	0,00730	0,00826	2,00	0,50	-0,23	-0,26	0,23	0,26
WX8	4	5150	0,25	2,97	4	5150	0,25	2,97	4	31000	0,22	5,650	0,00730	0,00826	4	31000	0,22	6,050	0,00730	0,00826	2,00	0,50	-0,23	-0,26	0,23	0,26
WX9	4	5150	0,25	2,97	4	5150	0,25	2,97					4	31000	0,22	6,050	0,00730	0,00826	1,01	0,75	-4,15	-4,70	4,15	4,70		
WX10	4	5150	0,25	2,97	4	5150	0,25	2,97					4	31000	0,22	6,050	0,00730	0,00826	1,01	0,75	-4,15	-4,70	4,15	4,70		
WX11	4	5150	0,25	2,97	4	5150	0,25	2,97					4	31000	0,22	6,050	0,00730	0,00826	1,01	0,75	-4,15	-4,70	4,15	4,70		
WX12	4	5150	0,25	2,97	4	5150	0,25	2,97					4	31000	0,22	6,050	0,00730	0,00826	1,01	0,75	-4,15	-4,70	4,15	4,70		
WX13	4	5150	0,25	2,97	4	5150	0,25	2,97					4	31000	0,22	6,050	0,00730	0,00826	1,01	0,75	-4,15	-4,70	4,15	4,70		
WX14	4	5150	0,25	2,97	4	5150	0,25	2,97					4	31000	0,22	6,050	0,00730	0,00826	1,01	0,75	-4,15	-4,70	4,15	4,70		
WX15	4	5150	0,25	2,97	4	5150	0,25	2,97					1,5	0	0,00	1,450	0,00730	0,00826	0,00	1,00	-3,84	-4,34	3,84	4,34		
WX16	4	5150	0,25	2,97	4	5150	0,25	2,97					4	31000	0,22	7,500	0,00730	0,00826	0,81	0,80	-7,52	-8,51	7,52	8,51		
WY1	4	5150	0,25	2,97	4	5150	0,25	2,97					4	31000	0,22	6,425	0,00730	0,00826	0,95	0,76	-4,92	-5,56	4,92	5,56		
WY2	4	5150	0,25	2,97	4	5150	0,25	2,97																		





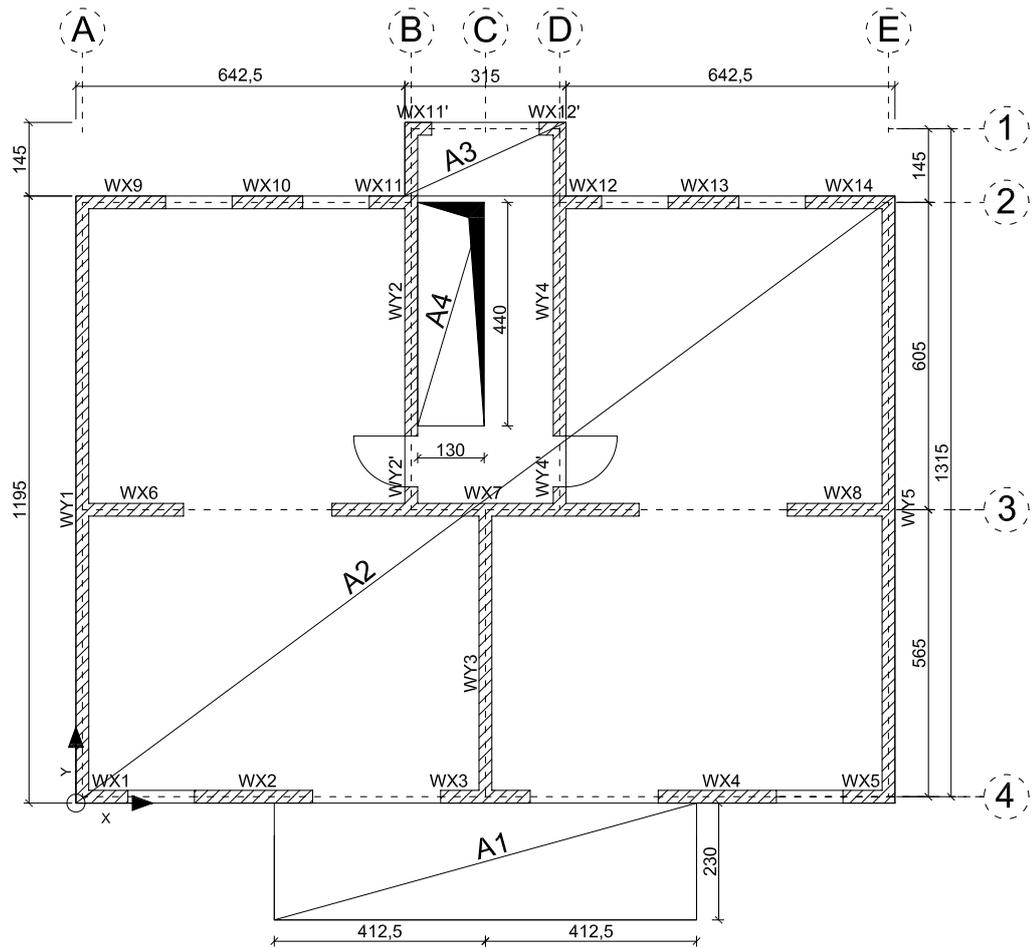


Abbildung 6.6: Unterteilung der Regelgeschoßdecke und Bezeichnung der Wandquerschnitte für den Nachweis unter Schubbelastung

### Erdbeben in $y$ -Richtung

$$\begin{aligned}e_{0x} &= x_m - x_s = 7,994 - 8,000 = -0,006 \text{ m} \\e_{1x} &= 0,1 \cdot (l + b) \cdot \left(10 \cdot (e_{0x}/l)\right)^{0,5} \leq 0,1 \cdot (l + b) \\e_{1x} &= 0,1 \cdot (16,00 + 11,95) \cdot \left(10 \cdot (0,006/16,00)\right)^{0,5} = \\&= -0,171 \text{ m} < 2,795 \text{ m} \\e_{2x} &= 0,05 \cdot l = 0,05 \cdot 16,00 = -0,800 \text{ m} \\e_{max,x} &= e_{0x} + e_{1x} + e_{2x} = -0,006 - 0,171 - 0,800 = -0,977 \text{ m} \\e_{min,x} &= e_{0x} - e_{2x} = -0,006 + 0,800 = 0,794 \text{ m}\end{aligned}$$

### Aufteilung der Gesamterdbebenkraft auf alle Wandquerschnitte in $x$ - und $y$ - Richtung

Mit den soeben berechneten Ausmitten  $e_{max}$  und  $e_{min}$  kann die Gesamterdbebenkraft mit Hilfe der in Abschnitt 7.5.2 angegebenen Gleichungen auf sämtliche Wandquerschnitte aufgeteilt werden (Tab. 6.15).

### Aufteilung der Wandbeanspruchung über die Höhe

Da in Tab. 6.15 lediglich eine Aufteilung der Gesamterdbebenkraft auf die einzelnen Wandquerschnitte erfolgt, ist abschließend die Aufteilung der Wandbeanspruchung über die Höhe erforderlich. Exemplarisch wird dies für die Lastfallkombination 1 und eine Erdbebeneinwirkung in  $x$ -Richtung in Tab. 6.16 gezeigt.  $F_{h,i}$  ist die am Stockwerk  $i$  angreifende Horizontalkraft zufolge Erdbebeneinwirkung und  $V_{Ed,EG}$  stellt den Bemessungswert der Schubbeanspruchung des jeweiligen Wandquerschnitts im Erdgeschoß dar ( $V_{Ed,EG} = F_{h,3.OG} + F_{h,2.OG} + F_{h,1.OG} + F_{h,EG}$ ). Das in der Auflagerfuge zufolge der angreifenden Horizontalkräfte hervorgerufene Moment wird als  $M_{Ed,EG}$  bezeichnet.

## 6.3 Bemessung

Dieser Abschnitt umfasst die Nachweise für unbewehrte Mauerwerkswände unter vorwiegend vertikaler Belastung sowie unter Schubbelastung. Die hierfür erforderlichen Bemessungseinwirkungen können Abschnitt 6.2 entnommen werden.

### 6.3.1 Nachweis unbewehrter Mauerwerkswände unter vorwiegend vertikaler Belastung

Da die Darstellung sämtlicher Bemessungsergebnisse eines jeden Wandquerschnitts aufgrund der großen Datenmenge nicht möglich ist, wird hier der Nachweis des Außenwandquerschnitts WX1 für beide Lastfallkombinationen in Tab. 6.17 und Tab. 6.18 exemplarisch dargestellt<sup>4</sup>. Die einzelnen Spalten werden im Folgenden erklärt.

- /1/ ... Nachweisebene  $i$ ; Die Nachweise sind am Wandkopf (K), in Wandmitte (M) und am Wandfuß (F) im jeweiligen Geschoß zu führen. Hier werden Wandkopf und Wandfuß nachgewiesen.
- /2/ ...  $N_{Ed,i}$  als Bemessungswert der einwirkenden vertikalen Last aus Tab. 6.8 bzw. Tab. 6.9

<sup>4</sup>Die Bemessungsergebnisse aller übrigen Wandquerschnitte können der beigelegten CD entnommen werden.

- /3/ ...  $M_{id}$  als Bemessungswert des Biegemomentes (Knotenmoment), resultierend aus der Exzentrizität der Deckenauflagerkraft am Kopf bzw. Fuß der Wand; siehe Tab. 6.10, Tab. 6.11 und Tab. 6.12
- /4/ ... Ausmitte  $e_{M,i}$  (Vorzeichenkonvention gemäß Abb. 6.7):

$$e_{M,i} = \frac{M_{id}}{N_{Ed,i}} \quad (6.8)$$

- /5/ ... Wert für nachfolgende Abfrage in Spalte /7/
- /6/ ... Betrag des Werts aus Spalte /4/
- /7/ ... Abfrage, ob die Ausmitte aus Spalte /6/ größer oder kleiner als das 0,45-fache der Wanddicke ist.
- /8/ ... kleinste erforderliche Auflagertiefe  $t_{a,i}$  gemäß [ÖNORM EN 1996-1-1] Anhang C:

$$t_{a,i} = \frac{N_{Ed,i} \cdot \gamma_m}{f_k} \quad (6.9)$$

- /9/ ... Abfrage, ob die Auflagertiefe aus Spalte /8/ kleiner oder größer als das 0,10-fache der Wanddicke ist.
- /10/ ... Ausmitte  $e_{M2,i}$  (Vorzeichenkonvention gemäß Abb. 6.7):

$$e_{M2,i} = \frac{1}{2} \cdot (t - t_{a,i}) \quad (6.10)$$

- /11/ ... wenn  $e_{M2,i} = 0$ , dann entspricht  $e_{M1,i}$  dem Wert aus Spalte /4/
- /12/ ... Ausmitte  $e_{a,i}$  (Vorzeichenkonvention gemäß Abb. 6.7); Die ungewollte Ausmitte  $e_{a,i}$  ist über die ganze Höhe einer Wand anzunehmen, um Ungenauigkeiten bei der Ausführung zu berücksichtigen. Sie errechnet sich wie folgt:

$$e_{a,i} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{\rho_n \cdot h}{450} \quad (6.11)$$

Der Knicklängenfaktor  $\rho_n$  ist dem Bereich „Werte für die tabellarische Berechnung“ zu entnehmen und wird gemäß [ÖNORM EN 1996-1-1] berechnet.

- /13/ ... Ausmitte  $e_{d,i}$ ; Die Entwurfsausmitte  $e_{d,i}$  erlaubt die Berücksichtigung von manuellen Eingriffen, wie z. B. dem Einlegen von Randstreifen aus Polystyrol mit der Breite  $b_{d,i}$  am Auflagerrand zur Korrektur der Gesamtausmitte:

$$e_{d,i} = \pm \frac{b_{d,i}}{2} \quad (6.12)$$

- /14/ ... Darstellung des maßgebenden Werts aus Spalte /10/ bzw. /11/  
 /15/ ...  $e_i$  stellt die Lastexzentrizität am Kopf bzw. Fuß der Wand dar, und ergibt sich durch Aufsummierung der einzelnen Ausmitten zu:

$$e_i = e_{M2,i} \text{ bzw. } e_{M1,i} + e_{a,i} + e_{d,i} \geq 0,05 \cdot t \quad (6.13)$$

- /16/ ...  $\phi_i$  als Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Schlankheit und Lastausmitte; Berechnung wie folgt:

$$\phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} \quad (6.14)$$

- /17/ ...  $N_{Rd,i}$  stellt den Bemessungswert des Tragwiderstandes einer vertikal belasteten einschaligen Wand dar, und beträgt je Längeneinheit:

$$N_{Rd,i} = \frac{\phi_i \cdot t \cdot f_k}{\gamma_m} \quad (6.15)$$

- /18/ ... Nachweis; Im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss der Bemessungswert der angreifenden Last  $N_{Ed,i}$  einer vertikal belasteten Wand kleiner oder gleich dem Bemessungswert des Tragwiderstandes  $N_{Rd,i}$  sein, d. h. :

$$N_{Ed,i} \leq N_{Rd,i} \quad (6.16)$$

- /18'/ ...  $N_{Ed,i}/N_{ud,i}$ ; Falls der Nachweis in Spalte /18/ nicht erfüllt wird, der Bemessungswert der einwirkenden Vertikallast jedoch kleiner als 25 % des Maximalwerts der vertikalen Traglast  $N_{ud,i}$  ist, kann der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit dennoch als erbracht angesehen werden<sup>5</sup>:

$$N_{ud,i} = \frac{b \cdot f_k}{\gamma_m} \dots \text{ je Längeneinheit} \quad (6.17)$$

- /19/ ... Nachweisebene  $i$ ; Die Nachweise sind am Wandkopf (K), in Wandmitte (M) und am Wandfuß (F) im jeweiligen Geschoß zu führen; hier wird die Wandmitte nachgewiesen.

- /20/ ...  $N_{Ed,i}$  als Bemessungswert der einwirkenden vertikalen Last aus Tab. 6.8 bzw. Tab. 6.9

- /21/ ...  $M_{md,i}$  als Bemessungswert des größten Momentes in halber Wandhöhe, resultierend aus den Momenten am Kopf und Fuß der Wand (siehe Tab. 6.10, Tab. 6.11 und Tab. 6.12), einschließlich der Biegemomente aus allen anderen ausmittig angreifenden Lasten (z. B. Wandschränke); Berechnung wie folgt:

---

<sup>5</sup>Die der Spaltenerklärung folgende Anmerkung ist zu beachten.

$$M_{md,i} = M_{id,(K)} + \frac{1}{2} \cdot (M_{id,(F)} - M_{id,(K)}) \quad (6.18)$$

/22/ ... Ausmitte  $e_{M,i}$ :

$$e_{M,i} = \frac{M_{md,i}}{N_{Ed,i}} \quad (6.19)$$

/23/ ... Berechnung analog Spalte /12/

/24/ ...  $e_{m,i}$  stellt die Ausmitte infolge der Lasten dar; Berechnung wie folgt:

$$e_{m,i} = e_{M,i} + e_{hm,i} + e_{a,i} \quad (6.20)$$

Die Ausmitte in halber Wandhöhe infolge horizontaler Lasten  $e_{hm}$  (z. B. Wind) wird bei der Berechnung vernachlässigt.

/25/ ... 0,05-fache der Wanddicke

/26/ ...  $e_{mk,i}$  stellt die Ausmitte der Last in halber Wandhöhe dar; Berechnung wie folgt:

$$e_{mk,i} = e_{m,i} + e_{k,i} \geq 0,05 \cdot t \quad (6.21)$$

Die Ausmitte infolge Kriechens  $e_k$  darf bei der Berechnung vernachlässigt werden, da sie bis zu einer effektiven Wandhöhe von 3,75 m bei 25 cm starken Wänden gemäß [ÖNORM EN 1996-1-1] gleich Null gesetzt wird.

/27/ ... Faktor  $A_{1,i}$ ; Zur Ermittlung des Abminderungsfaktors  $\phi_m$  errechnet sich der Faktor  $A_{1,i}$  gemäß Anhang G der [ÖNORM EN 1996-1-1] wie folgt:

$$A_{1,i} = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk,i}}{t} \quad (6.22)$$

/28/ ... Faktor  $u_i$ ; Zur Ermittlung des Abminderungsfaktors  $\phi_m$  errechnet sich der Faktor  $u_i$  gemäß Anhang G der [ÖNORM EN 1996-1-1] wie folgt:

$$u_i = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 2}{23 - 37 \cdot \frac{e_{mk,i}}{t}} \quad (6.23)$$

Der Annahme von  $E = 1000 \cdot f_k$  liegt Gl. 6.23 zugrunde.

/29/ ...  $\phi_{m,i}$  als Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung von Schlankheit und Ausmitte; Berechnung wie folgt:

$$\phi_{m,i} = A_{1,i} \cdot e^{-\frac{u_i^2}{2}} \quad (6.24)$$

mit  $e$  als dem natürlichen Logarithmus

/30/ ... Berechnung analog Spalte /17/

/31/ ... Berechnung analog Spalte /18/

Die in Spalte /18'/ angegebene Begrenzung ist nicht Bestandteil von [ÖNORM EN 1996-1-1]. Im Fall von kleinen Normalkräften und mittleren bis hohen Knotenmomenten (meist im Bereich der oberen Geschoße) führt aber eine strikte Einhaltung der Nachweise laut [ÖNORM EN 1996-1-1] zu keinen brauchbaren Ergebnissen. Die sich bei dieser Einwirkungskonstellation bildenden plastischen Gelenke mit großer Rotationsfähigkeit schließen jedoch ein Materialversagen aus. Dieser Effekt wurde in Versuchen an der ETH Zürich beobachtet und ausführlich analysiert. Es sei jedoch darauf hingewiesen, dass die dabei entstehenden Rissbreiten (insbesondere bei Risskonzentration) ein Gebrauchstauglichkeitsproblem sein können [Sch06].

### 6.3.2 Nachweis unbewehrter Mauerwerkswände unter Schubbelastung

Die Vorgehensweise der Nachweisführung wird in Tab. 6.20 für eine Erdbebeneinwirkung in  $x$ -Richtung mit der anzusetzenden Exzentrizität  $e_{max,y}$  dargestellt. Die einzelnen Spalten werden im Folgenden erklärt.

/1/ ... Wandquerschnitt  $i$

/2/ ...  $t_i$  als Dicke des Wandquerschnitts

/3/ ...  $l_i$  als Länge des Wandquerschnitts; entnommen aus Abb. 6.6

/4/ ...  $h_i$  als Höhe des Wandquerschnitts

/5/ ...  $N_{Ed,i,F}$  als Bemessungswert der einwirkenden vertikalen Last je Längeneinheit am Wandfuß; entnommen aus Tab. 6.8 bzw. Tab. 6.9

/6/ ...  $N'_{Ed,i,F}$  als Bemessungswert der einwirkenden vertikalen Last:

$$N'_{Ed,i,F} = N_{Ed,i,F} \cdot l_i \quad \dots \text{ in kN} \quad (6.25)$$

/7/ ...  $V_{Ed,i}$  als Bemessungswert der Schubbeanspruchung des Wandquerschnitts  $i$

/8/ ...  $M_{Ed,i,EG}$  als Moment in der Auflagerfuge des Ergeschoßes zufolge der angreifenden Horizontalkräfte (siehe Tab. 6.16)

/9/ ...  $e_i$  als Exzentrizität; Berechnung wie folgt:

$$e_i = \frac{M_{Ed,i,EG}}{N'_{Ed,i,F}} \quad (6.26)$$

- /10/ bis /12/ ... Ausmittigkeitsgrenzen; Ist  $e_i$  kleiner als  $l_i/6$ , liegt die Resultierende  $N'_{Ed,i,F}$  innerhalb des Kerns und es treten an keiner Stelle der Fuge Zugspannungen auf. Wird jedoch die Kernweite überschritten, klappt die Fuge zum Teil auf, da die Zugfestigkeit von Mauerwerk senkrecht zu den Lagerfugen gemäß [ÖNORM EN 1996-1-1] nicht in Rechnung gestellt werden darf.
- /13/ ...  $\sigma_d$  als Bemessungsdruckspannung rechtwinklig zur Schubkraft in der betrachteten Querschnittsebene des Bauteils unter der entsprechenden Lastkombination als Mittelwert der Vertikalspannungen im überdrückten Bereich, der den Schubwiderstand sicherstellt.
- /14/ ...  $l_{c,i}$  als Länge des überdrückten Teiles der Wand unter Vernachlässigung auf Zug beanspruchter Teile der Wand; Berechnung wie folgt:

$$l_{c,i} = l_i \text{ wenn } e_i < l_i/6 \quad (6.27)$$

$$l_{c,i} = (l_i/2 - e_i) \cdot 3 \text{ wenn } l_i/6 < e_i < l_i/3 \quad (6.28)$$

$$l_{c,i} = (l_i/2 - e_i) \cdot 3 \text{ wenn } l_i/3 < e_i < l_i/2 \quad (6.29)$$

$$l_{c,i} = 0 \text{ wenn } e_i > l_i/2 \quad (6.30)$$

- /15/ ...  $0,5 \cdot f_{vk0}$  (für unvermörtelte Stoßfugen);  $f_{vk0}$  stellt die charakteristische Haftscherfestigkeit ohne Auflast dar.
- /16/ ...  $0,4 \cdot /13/$
- /17/ ...  $f_{vd,i}$  als Bemessungswert der Schubfestigkeit von Mauerwerk unter Zugrundelegung des Mittelwertes der vertikalen Druckspannung im überdrückten Teil der schubbeanspruchten Wand unter Vernachlässigung der Zugfestigkeit des Mauerwerks; Berechnung für unvermörtelte Stoßfugen wie folgt:

$$f_{vd,i} = \frac{0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d}{\gamma_m} \leq \frac{0,045 \cdot f_b}{\gamma_m} \quad (6.31)$$

- /18/ ...  $V_{Rd,i}$  als Bemessungswert der Schubtragfähigkeit wird errechnet aus:

$$V_{Rd,i} = f_{vd,i} \cdot t_i \cdot l_{c,i} \quad (6.32)$$

- /19/ ... Nachweis; Im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss der Bemessungswert der aufgetragenen Schubkraft  $V_{Ed,i}$  kleiner oder gleich dem Bemessungswert der Schubtragfähigkeit  $V_{Rd,i}$  sein:

$$V_{Ed,i} \leq V_{Rd,i} \quad (6.33)$$

LC 1										
Wandquerschnitt	t in m	l in m	$A_{yy}$ in m <sup>2</sup>	$A_{xx}$ in m <sup>2</sup>	$y'_i$ in m	$x'_i$ in m	$A_{yy} \cdot y'_i$ in m <sup>3</sup>	$A_{xx} \cdot x'_i$ in m <sup>3</sup>	$A_{yy} \cdot y_i'^2$ in m <sup>4</sup>	$A_{xx} \cdot x_i'^2$ in m <sup>4</sup>
WX1	0,250	0,890	0,223		-5,885		-1,309		7,705	
WX2	0,250	2,310	0,578		-5,885		-3,398		19,999	
WX3	0,250	1,750	0,438		-5,885		-2,575		15,151	
WX4	0,250	2,310	0,578		-5,885		-3,398		19,999	
WX5	0,250	0,890	0,223		-5,885		-1,309		7,705	
WX6	0,250	1,975	0,494		-0,235		-0,116		0,027	
WX7	0,250	6,000	1,500		-0,235		-0,352		0,083	
WX8	0,250	1,975	0,494		-0,235		-0,116		0,027	
WX9	0,250	1,625	0,406		5,815		2,362		13,738	
WX10	0,250	1,380	0,345		5,815		2,006		11,667	
WX11	0,250	0,820	0,205		5,815		1,192		6,932	
WX11'	0,250	0,400	0,100		7,265		0,727		5,278	
WX12	0,250	0,820	0,205		5,815		1,192		6,932	
WX12'	0,250	0,400	0,100		7,265		0,727		5,278	
WX13	0,250	1,380	0,345		5,815		2,006		11,667	
WX14	0,250	1,625	0,406		5,815		2,362		13,738	
WY1	0,250	11,700		2,925		-7,875		-23,034		181,396
WY2	0,250	6,050		1,513		-1,450		-2,193		3,180
WY2'	0,250	0,450		0,113		-1,450		-0,163		0,237
WY3	0,250	5,650		1,413		0,000		0,000		0,000
WY4	0,250	6,050		1,513		1,450		2,193		3,180
WY4'	0,250	0,450		0,113		1,450		0,163		0,237
WY5	0,250	11,700		2,925		7,875		23,034		181,396
Summe			6,638	10,513					145,928	369,625
									515,553	

		Erdbeben in x - Richtung				Erdbeben in y - Richtung				
$\Sigma A_{yy}$ in m <sup>2</sup>	$\Sigma A_{xx}$ in m <sup>2</sup>	$\Sigma A_{yy} \cdot y_i'^2 + \Sigma A_{xx} \cdot x_i'^2$ in m <sup>4</sup>	$e_{max,y}$		$e_{min,y}$		$e_{max,x}$		$e_{min,x}$	
			$F_r$ in kN	$F_k$ in kN	$F_r$ in kN	$F_k$ in kN	$F_k$ in kN	$F_r$ in kN	$F_k$ in kN	$F_r$ in kN
6,638		515,553	54,357		44,987				-3,421	2,757
6,638		515,553	141,084		116,763				-8,880	7,157
6,638		515,553	106,882		88,457				-6,727	5,422
6,638		515,553	141,084		116,763				-8,880	7,157
6,638		515,553	54,357		44,987				-3,421	2,757
6,638		515,553	102,530		101,700				-0,303	0,244
6,638		515,553	311,482		308,962				-0,920	0,742
6,638		515,553	102,530		101,700				-0,303	0,244
6,638		515,553	68,418		85,325				6,173	-4,975
6,638		515,553	58,103		72,460				5,242	-4,225
6,638		515,553	34,525		43,056				3,115	-2,510
6,638		515,553	15,901		21,100				1,898	-1,530
6,638		515,553	34,525		43,056				3,115	-2,510
6,638		515,553	15,901		21,100				1,898	-1,530
6,638		515,553	58,103		72,460				5,242	-4,225
6,638		515,553	68,418		85,325				6,173	-4,975
	10,513	515,553		-149,401		15,441	440,877		332,182	
	10,513	515,553		-14,225		1,470	202,582		192,233	
	10,513	515,553		-1,058		0,109	15,068		14,298	
	10,513	515,553		0,000		0,000	183,837		183,837	
	10,513	515,553		14,225		-1,470	191,121		201,470	
	10,513	515,553		1,058		-0,109	14,216		14,985	
	10,513	515,553		149,401		-15,441	320,500		429,195	
			1368,200		1368,200		1368,200		1368,200	

Tabelle 6.15: Aufteilung der Gesamterdbebenkraft auf die einzelnen Wandquerschnitte in x- und y-Richtung

LC 1						
Erdbeben in x-Richtung; $e_{max,y}$						
Wandquerschnitt	$F_{h,3,OG}$ in kN	$F_{h,2,OG}$ in kN	$F_{h,1,OG}$ in kN	$F_{N,EG}$ in kN	$V_{Ed,EG}$ in kN	$M_{Ed,EG}$ in kNm
WX1	19,47	17,55	11,63	5,70	54,36	467,74
WX2	50,53	45,56	30,18	14,81	141,08	1214,02
WX3	38,28	34,52	22,87	11,22	106,88	919,71
WX4	50,53	45,56	30,18	14,81	141,08	1214,02
WX5	19,47	17,55	11,63	5,70	54,36	467,74
WX6	36,72	33,11	21,94	10,76	102,53	882,26
WX7	111,56	100,59	66,64	32,69	311,48	2680,29
WX8	36,72	33,11	21,94	10,76	102,53	882,26
WX9	24,51	22,09	14,64	7,18	68,42	588,74
WX10	20,81	18,76	12,43	6,10	58,10	499,97
WX11	12,37	11,15	7,39	3,62	34,52	297,09
WX11'	5,70	5,13	3,40	1,67	15,90	136,83
WX12	12,37	11,15	7,39	3,62	34,52	297,09
WX12'	5,70	5,13	3,40	1,67	15,90	136,83
WX13	20,81	18,76	12,43	6,10	58,10	499,97
WX14	24,51	22,09	14,64	7,18	68,42	588,74
WY1	53,51	48,25	31,96	15,68	149,40	1285,59
WY2	5,09	4,59	3,04	1,49	14,22	122,40
WY2'	0,38	0,34	0,23	0,11	1,06	9,10
WY3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
WY4	5,09	4,59	3,04	1,49	14,22	122,40
WY4'	0,38	0,34	0,23	0,11	1,06	9,10
WY5	53,51	48,25	31,96	15,68	149,40	1285,59

Tabelle 6.16: Aufteilung der Wandbeanspruchung über die Höhe

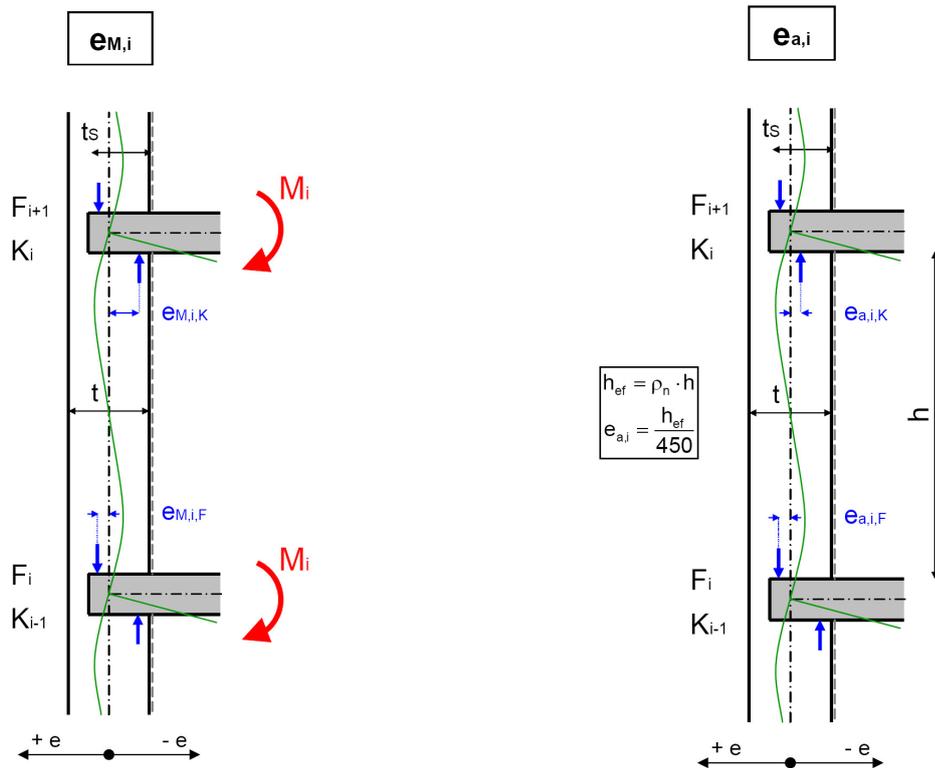


Abbildung 6.7: Vorzeichenkonvention für  $e_{M,i}$  (links) und für  $e_{a,i}$  (rechts) [Sch06]

Nachweis unbewehrter Mauerwerkswände unter vorwiegend vertikaler Belastung am Kopf- bzw. Fußpunkt gemäß EC 6 Teil 1-1

Nachweis		Geometrie des Wandquerschnitts		Werte für die tabellarische Berechnung		Werte für die Bemessung																							
Wandabsch. A4-C4; WX1 LC 1 Variante 1		Länge: Dicke: $t=t_{eff}$ Höhe:	0,89 m 0,25 m 2,75 m	Wandbreite: $t$ Knickfaktor: $p_{3,0g}$ Knickfaktor: $p_{2,0g}$ Knickfaktor: $p_{1,0g}$ Knickfaktor: $p_{EG}$	0,25 m 0,48524 0,48524 0,46972	$f_k$ $\gamma_M$ Auflagerbreite: $t_s$	5,15 N/mm <sup>2</sup> 1,5 0,25 m	Nachweis- ebene i	$N_{Ed,i}$ in kN/m	$M_{Ed,i}$ in kNm/m	$e_{W,i}$ in m	$0,45 \cdot t$ in m	$0,45 \cdot t$ in m	$ e_{W,i} $ in m	$> 0,45 \cdot t \rightarrow 1$ $< 0,45 \cdot t \rightarrow 0$	$t_{eff}$ in m	$< 0,10 \cdot t \rightarrow 1$ $> 0,10 \cdot t \rightarrow 0$	$e_{W2,i}$ in m	$e_{W1,i}$ in m	$e_{a,i}$ in m	$e_{i,i}$ in m	$e_{W2,i}$ in m	$e_{W1,i}$ in m	$\Phi_i$	$N_{Red,i}$ in kN/m	Nachweis			
	/1/	/2/	/3/	/4/	/5/	/6/	/7/	/8/	/9/	/10/	/11/	/12/	/13/	/14/	/15/	/16/	/17/	/18/											
3.OG (K)	17,69	-2,53	-0,1430	0,1125	0,1430	0,1300	1	0,0052	1	0,0974	-	0,0030	0,0250	-0,0974	-0,0754	0,40	340,66	OK											
3.OG (F)	25,28	3,41	0,1349	0,1125	0,1349	0,0074	1	0,0074	1	0,1063	-	0,0030	0,0150	0,1063	0,0943	0,25	210,92	OK											
2.OG (K)	43,16	-3,41	-0,0790	0,1125	0,0790	0,0126	0	0,0126	1	0,0000	-0,0790	0,0030	0,0150	-0,0790	-0,0970	0,22	192,45	OK											
2.OG (F)	50,75	3,41	0,0672	0,1125	0,0672	0,0148	0	0,0148	1	0,0000	0,0672	0,0030	0,0000	0,0672	0,0702	0,44	376,59	OK											
1.OG (K)	68,64	-3,41	-0,0497	0,1125	0,0497	0,0200	0	0,0200	1	0,0000	-0,0497	0,0029	0,0000	-0,0497	-0,0525	0,58	497,49	OK											
1.OG (F)	76,23	3,41	0,0447	0,1125	0,0447	0,0222	0	0,0222	1	0,0000	0,0447	0,0029	0,0000	0,0447	0,0476	0,62	531,46	OK											
EG (K)	94,11	-3,41	-0,0362	0,1125	0,0362	0,0274	0	0,0274	0	0,0000	-0,0362	0,0029	0,0000	-0,0362	-0,0391	0,69	589,81	OK											
EG (F)	101,70	2,03	0,0200	0,1125	0,0200	0,0296	0	0,0296	0	0,0000	0,0200	0,0029	0,0000	0,0200	0,0228	0,82	701,56	OK											

Nachweis unbewehrter Mauerwerkswände unter vorwiegend vertikaler Belastung in Wandmitte gemäß EC 6 Teil 1-1

Nachweis		Geometrie des Wandquerschnitts		Werte für die tabellarische Berechnung		Werte für die Bemessung															
Wandabsch. A4-C4; WX1 LC 1 Variante 1		Länge: Dicke: $t=t_{eff}$ Höhe:	0,89 m 0,25 m 2,75 m	Wandbreite: $t$ Knickfaktor: $p_{3,0g}$ Knickfaktor: $p_{2,0g}$ Knickfaktor: $p_{1,0g}$ Knickfaktor: $p_{EG}$	0,25 m 0,48524 0,48524 0,46972	$f_k$ $\gamma_M$	5,15 N/mm <sup>2</sup> 1,5	Nachweis- ebene i	$N_{Ed,i}$ in kN/m	$M_{red,i}$ in kNm/m	$e_{W,i}$ in m	$0,05 \cdot t$ in m	$0,05 \cdot t$ in m	$e_{m,i}$ in m	$A_{1,i}$	$e_{m,i}$ in m	$u_i$	$\Phi_{m,i}$	$N_{Red,i}$ in kN/m	Nachweis	
	/19/	/20/	/21/	/22/	/23/	/24/	/25/	/26/	/27/	/28/	/29/	/30/	/31/								
3.OG (M)	21,49	0,44	0,0030	0,0030	0,0234	0,0125	0,8125	0,0234	0,1709	0,80	687,27	OK									
2.OG (M)	46,96	0,00	0,0000	0,0030	0,0125	0,0125	0,9000	0,0125	0,1578	0,89	762,94	OK									
1.OG (M)	72,44	0,00	0,0000	0,0029	0,0125	0,0125	0,9000	0,0125	0,1497	0,89	763,89	OK									
EG (M)	97,91	-0,69	0,0029	0,0099	0,0125	0,0125	0,9000	0,0125	0,1497	0,89	763,89	OK									

Tabelle 6.17: Nachweisblatt für unbewehrte Mauerwerkswände unter vorwiegend vertikaler Belastung (Nachweis des Wandquerschnitts WX1 infolge LC1)

Nachweis unbewehrter Mauerwerkswände unter vorwiegend vertikaler Belastung am Kopf- bzw. Fußpunkt gemäß EC 6 Teil 1-1																		
Nachweis		Geometrie des Wandquerschnitts					Werte für die tabellarische Berechnung					Werte für die Bemessung						
Wandabsch. A4-C4; WX1		Länge: 0,89 m		Wandbreite: t = 0,25 m		Knickfaktor: p <sub>3,oc</sub> = 0,4852		f <sub>k</sub> = 5,15 N/mm <sup>2</sup>		V <sub>M</sub> = 1,5		Auflagerbreite: 0,25 m						
LC 2		Dicke: t = t <sub>eff</sub> = 0,25 m		Knickfaktor: p <sub>2,oc</sub> = 0,4852		Knickfaktor: p <sub>1,oc</sub> = 0,4697												
Variante 1		Höhe: 2,75 m		Knickfaktor: p <sub>EG</sub> = 0,4697														
Nachweis-	N <sub>Ed,i</sub>	M <sub>Ed</sub>	e <sub>M,i</sub>	0,45 · t	e <sub>M,i</sub>	> 0,45 · t → 1	t <sub>br</sub>	< 0,10 · t → 1	e <sub>M2,i</sub>	e <sub>M1,i</sub>	e <sub>a,i</sub>	e <sub>d,i</sub>	e <sub>M2,i</sub> bzw. e <sub>M1,i</sub>	e <sub>i</sub>	Φ <sub>i</sub>	N <sub>Req,i</sub>	Nachweis	N <sub>Ed,i</sub> / N <sub>Ud,i</sub>
ebene i	in kN/m	in kNm/m	in m	in m	in m	in m	in m	in m	in m	in m	in m	in m	in m	in m	/16/	in kN/m	/18/	/18/
3.OG (K)	18,79	-2,72	-0,1448	0,1125	0,1448	1	0,0055	1	0,1223	0,0030	0,0030	0,0000	-0,1223	-0,1252	0,00	-1,57	NOT OK	0,02
3.OG (F)	26,38	3,86	0,1463	0,1125	0,1463	1	0,0077	1	0,1212	0,0030	0,0030	0,0000	0,1212	0,1241	0,01	6,02	NOT OK	0,03
2.OG (K)	46,62	-3,86	-0,0828	0,1125	0,0828	0	0,0136	1	0,0000	-0,0828	0,0000	0,0000	-0,0828	-0,0858	0,31	269,38	OK	0,05
2.OG (F)	54,21	3,86	0,0712	0,1125	0,0712	0	0,0158	1	0,0000	0,0712	0,0030	0,0000	0,0712	0,0742	0,41	348,99	OK	0,06
1.OG (K)	74,44	-3,86	-0,0519	0,1125	0,0519	0	0,0217	1	0,0000	-0,0519	0,0029	0,0000	-0,0519	-0,0547	0,56	482,57	OK	0,09
1.OG (F)	82,03	3,86	0,0471	0,1125	0,0471	0	0,0239	1	0,0000	0,0471	0,0029	0,0000	0,0471	0,0499	0,60	515,51	OK	0,10
EG (K)	102,27	-3,86	-0,0377	0,1125	0,0377	0	0,0289	0	0,0000	-0,0377	0,0029	0,0000	-0,0377	-0,0406	0,68	579,45	OK	0,12
EG (F)	109,86	2,31	0,0210	0,1125	0,0210	0	0,0320	0	0,0000	0,0210	0,0029	0,0000	0,0210	0,0239	0,81	694,24	OK	0,13

Nachweis unbewehrter Mauerwerkswände unter vorwiegend vertikaler Belastung in Wandmitte gemäß EC 6 Teil 1-1												
Nachweis		Geometrie des Wandquerschnitts					Werte für die tabellarische Berechnung					Werte für die Bemessung
Wandabsch. A4-C4; WX1		Länge: 0,89 m		Wandbreite: t = 0,25 m		Knickfaktor: p <sub>3,oc</sub> = 0,4852		f <sub>k</sub> = 5,15 N/mm <sup>2</sup>		V <sub>M</sub> = 1,5		Auflagerbreite: 0,25 m
LC 2		Dicke: t = t <sub>eff</sub> = 0,25 m		Knickfaktor: p <sub>2,oc</sub> = 0,4852		Knickfaktor: p <sub>1,oc</sub> = 0,4697						
Variante 1		Höhe: 2,75 m		Knickfaktor: p <sub>EG</sub> = 0,4697								
Nachweis-	N <sub>Ed,i</sub>	M <sub>Ed</sub>	e <sub>M,i</sub>	0,05 · t	e <sub>M,i</sub>	A <sub>r,i</sub>	e <sub>Mk,i</sub>	u <sub>i</sub>	Φ <sub>m,i</sub>	N <sub>Req,i</sub>	Nachweis	N <sub>Ed,i</sub> / N <sub>Ud,i</sub>
ebene i	in kN/m	in kNm/m	in m	in m	in m	in m	in m	in m	in m	in kN/m	/31/	/31/
3.OG (M)	22,59	0,57	0,0252	0,0125	0,0282	0,7744	0,0282	0,1773	0,76	654,33	OK	0,03
2.OG (M)	50,42	0,00	0,0000	0,0125	0,0030	0,9000	0,0125	0,1578	0,89	762,94	OK	0,06
1.OG (M)	78,24	0,00	0,0000	0,0125	0,0029	0,9000	0,0125	0,1497	0,89	763,89	OK	0,06
EG (M)	106,07	-0,78	-0,0073	0,0125	0,0102	0,9000	0,0125	0,1497	0,89	763,89	OK	0,06

Tabelle 6.18: Nachweisblatt für unbewehrte Mauerwerkswände unter vorwiegend vertikaler Belastung (Nachweis des Wandquerschnitts WX1 infolge LC2)

Nachweis unbewehrter Mauerwerkswände unter Schubbelastung gemäß EC 6 Teil 1-1																						
Lastfallkombination:		LC 1		EG		Richtung der Erdbeneinwirkung:		X		Geschößanzahl:		4		Bemessungsbodenbeschleunigung $a_g = 0,99 \text{ m/s}^2$								
Geschöß:						anzusetzende Exzentrizität:		$e_{max,y}$						$V_m = 1,5$								
Wandquerschnitt	/1/	$t_i$ in m	$l_i$ in m	$h_i$ in m	Geometrie des Wandquerschnitts		Bemessungseinwirkungen			Exzentrizität			Ausmittigkeitsebenen			Beanspruchbarkeit			Nachweis			
		/2/	/3/	/4/	$N_{EdLF}$ in kNm	$N_{EdLF}$ in kN	$V_{EdLF}$ in kN	$M_{EdLEG}$ in kNm	$e_i$ in m	$l_i/6$ in m	$l_i/3$ in m	$l_i/2$ in m	$\sigma_{Ed}$ in kN/m <sup>2</sup>	$\tau_{Ed}$ in kN/m <sup>2</sup>	$0,5 \cdot f_{t,90}$ in kN/m <sup>2</sup>	$0,4 \cdot \sigma_{Ed}$ in kN/m <sup>2</sup>	$f_{ctd}$ in kN/m <sup>2</sup>	$V_{Ed}$ in kN				
WX1		0,25	0,890	2,75	101,70	90,51	54,36	467,74	5,17	0,15	0,30	0,45	0,00	0,00	150	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	NOT OK	
WX2		0,25	2,310	2,75	178,34	411,97	141,08	1214,02	2,95	0,39	0,77	1,16	0,00	0,00	150	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	NOT OK	
WX3		0,25	1,750	2,75	226,29	396,00	106,88	919,71	2,32	0,29	0,58	0,88	0,00	0,00	150	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	NOT OK	
WX4		0,25	2,310	2,75	178,34	411,97	141,08	1214,02	2,95	0,39	0,77	1,16	0,00	0,00	150	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	NOT OK	
WX5		0,25	0,890	2,75	101,70	90,51	54,36	467,74	5,17	0,15	0,30	0,45	0,00	0,00	150	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	NOT OK	
WX6		0,25	1,975	2,75	196,78	388,65	102,53	882,26	2,27	0,33	0,66	0,99	0,00	0,00	150	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	NOT OK	
WX7		0,25	6,000	2,75	166,43	998,56	311,48	2680,29	2,68	1,00	2,00	3,00	4215,46	0,95	150	1686,18	1224,12	289,97	0,00	0,00	NOT OK	
WX8		0,25	1,975	2,75	196,78	388,65	102,53	882,26	2,27	0,33	0,66	0,99	0,00	0,00	150	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	NOT OK	
WX9		0,25	1,625	2,75	92,09	149,64	68,42	588,74	3,93	0,27	0,54	0,81	0,00	0,00	150	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	NOT OK	
WX10		0,25	1,380	2,75	127,22	175,56	58,10	499,97	2,85	0,23	0,46	0,69	0,00	0,00	150	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	NOT OK	
WX11		0,25	0,820	2,75	108,75	89,17	34,52	297,09	3,33	0,14	0,27	0,41	0,00	0,00	150	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	NOT OK	
WX11'		0,25	0,400	2,75	123,96	49,58	15,90	136,83	2,76	0,07	0,13	0,20	0,00	0,00	150	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	NOT OK	
WX12		0,25	0,820	2,75	108,75	89,17	34,52	297,09	3,33	0,14	0,27	0,41	0,00	0,00	150	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	NOT OK	
WX12'		0,25	0,400	2,75	123,96	49,58	15,90	136,83	2,76	0,07	0,13	0,20	0,00	0,00	150	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	NOT OK	
WX13		0,25	1,380	2,75	127,22	175,56	58,10	499,97	2,85	0,23	0,46	0,69	0,00	0,00	150	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	NOT OK	
WX14		0,25	1,625	2,75	92,09	149,64	68,42	588,74	3,93	0,27	0,54	0,81	0,00	0,00	150	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00	NOT OK	
WY1		0,25	11,700	2,75	77,09	902,00	149,40	1285,59	1,43	1,95	3,90	5,85	308,38	11,70	150	123,35	182,23	533,03	0,00	0,00	OK	
WY2		0,25	6,050	2,75	109,15	660,34	14,22	122,40	0,19	1,01	2,02	3,03	436,59	6,05	150	174,64	216,42	327,34	0,00	0,00	OK	
WY2'		0,25	0,450	2,75	166,62	74,98	1,06	9,10	0,12	0,08	0,15	0,23	965,21	0,31	150	386,09	357,39	27,76	0,00	0,00	OK	
WY3		0,25	5,650	2,75	112,26	634,25	0,00	0,00	0,00	0,94	1,88	2,83	449,03	5,65	150	179,61	219,74	310,38	0,00	0,00	OK	
WY4		0,25	6,050	2,75	109,65	663,40	14,22	122,40	0,18	1,01	2,02	3,03	438,61	6,05	150	175,44	216,96	328,16	0,00	0,00	OK	
WY4'		0,25	0,450	2,75	166,62	74,98	1,06	9,10	0,12	0,08	0,15	0,23	965,21	0,31	150	386,09	357,39	27,76	0,00	0,00	OK	
WY5		0,25	11,700	2,75	77,09	902,00	149,40	1285,59	1,43	1,95	3,90	5,85	308,38	11,70	150	123,35	182,23	533,03	0,00	0,00	OK	

Tabelle 6.20: Nachweisblatt für unbewehrte Mauerwerkswände unter Schubbelastung (Nachweis sämtl. Wandquerschnitte für eine Erdbeneinwirkung in  $x$ -Richtung (LC1;  $e_{max,y}$ ))

### 6.3.3 Schubnachweis mit Verfüllziegelmauerwerk

Da in der Erdbeben-Bemessungssituation ( $a_g = 0,99 \text{ m/s}^2$ ; 4 Stockwerke) fast alle Wandquerschnitte in  $x$ -Richtung eine zu geringe Schubtragfähigkeit aufweisen, kann der Nachweis gegen Schubversagen gemäß [ÖNORM EN 1996-1-1] nicht erbracht werden. Um für das vorliegende Gebäude dennoch die erforderlichen Nachweise erbringen zu können, bestehen u. a. folgende Möglichkeiten:

- Anordnung von aussteifenden Stahlbetonwänden bzw. Betonkernen
- Erhöhung der Mauerziegeldicke (z. B. POROTHERM 30 Plan)
- Reduktion der Geschoßanzahl
- Ausführung ausgewählter Wände mit Verfüllziegeln (z. B. POROTHERM 25-50 SBZ Plan)

Im Folgenden wird auf die Vorgehensweise der Nachweisführung bei Verwendung des Verfüllziegels POROTHERM 25-50 SBZ Plan näher eingegangen.

#### Allgemeines

Bisher wurden alle Wandquerschnitte in  $x$ - und  $y$ -Richtung zur Abtragung von Horizontalkräften herangezogen. In [Bac94] ist jedoch eine Faustregel angegeben, bei der nur all jene Wandquerschnitte berücksichtigt werden, die länger sind als die Hälfte des längsten Wandquerschnittes in der betrachteten Richtung ( $l_i > l_{max}/2$ ). Dabei muss sichergestellt werden, dass die übrigen, kurzen Wandquerschnitte die Schubverformungen mitmachen können, ohne dass ihr Normalkrafttragwiderstand dadurch vermindert wird. Diese Voraussetzung ist i. A. erfüllt. Für den vorliegenden Wohnbau bedeutet diese Faustregel, dass in  $x$ -Richtung nur der Wandquerschnitt WX7 zur Schubkraftabtragung herangezogen wird, da alle übrigen Wandquerschnitte kürzer als 3 m sind. Um die in  $x$ -Richtung auftretende Gesamterdbebenkraft von ca. 1500 kN abtragen zu können, ist eine Verstärkung des Wandquerschnitts WX7 erforderlich. In  $y$ -Richtung werden hingegen nur die Wandquerschnitte WY2' und WY4' nicht zur Abtragung von Horizontalkräften berücksichtigt (siehe Abb. 6.8 und Abb. 6.9).

#### Materialkennwerte

Die wesentlichsten Materialkennwerte des Verfüllziegels, entnommen aus den Herstellerunterlagen, sind folgende:

Mauerziegel:	POROTHERM 25-50 SBZ Plan (Abb. 6.10)
	Abmessungen B/L/H: 250/500/249 in mm
	Stückgewicht: ca. 21,2 kg
	Ziegelbedarf: 8 Stk/m <sup>2</sup>
	empfohlene Mörtelart: Dünnbettmörtel
	Mörtelbedarf: ca. 115 l/m <sup>2</sup>
	Festigkeitsklasse: $\bar{f}_b = 12,5 \text{ N/mm}^2$
	Form-Korrekturfaktor: $\delta = 1,15$
	Normierte Steindruckfestigkeit: $f_b = 14,4 \text{ N/mm}^2$
	Mauersteingruppe: 1 (gilt für mit Beton verfüllten SBZ)
	Steinkategorie: I
	charakteristische Anfangsscherfestigkeit: $0,30 \text{ N/mm}^2$

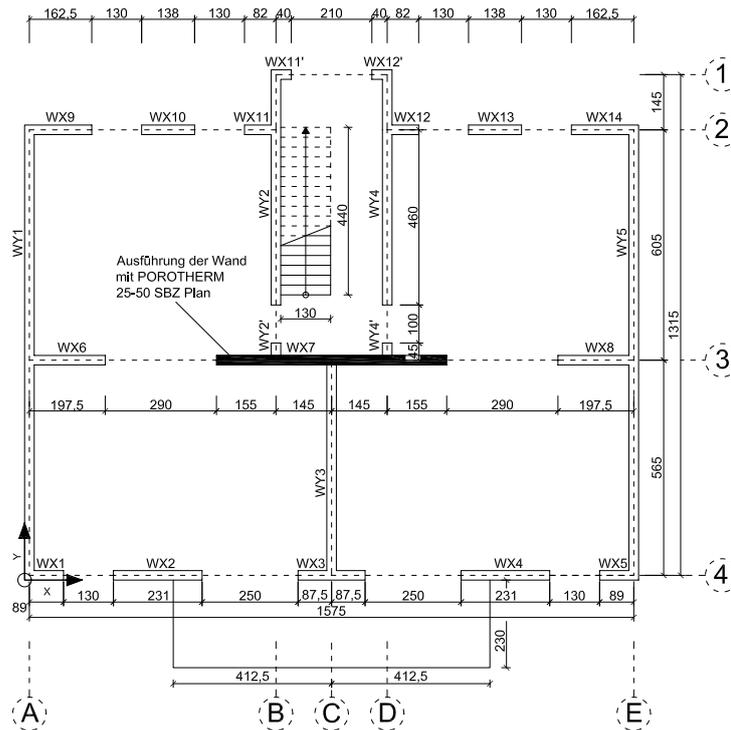


Abbildung 6.8: Darstellung der berücksichtigten Wandquerschnitte in  $x$ -Richtung

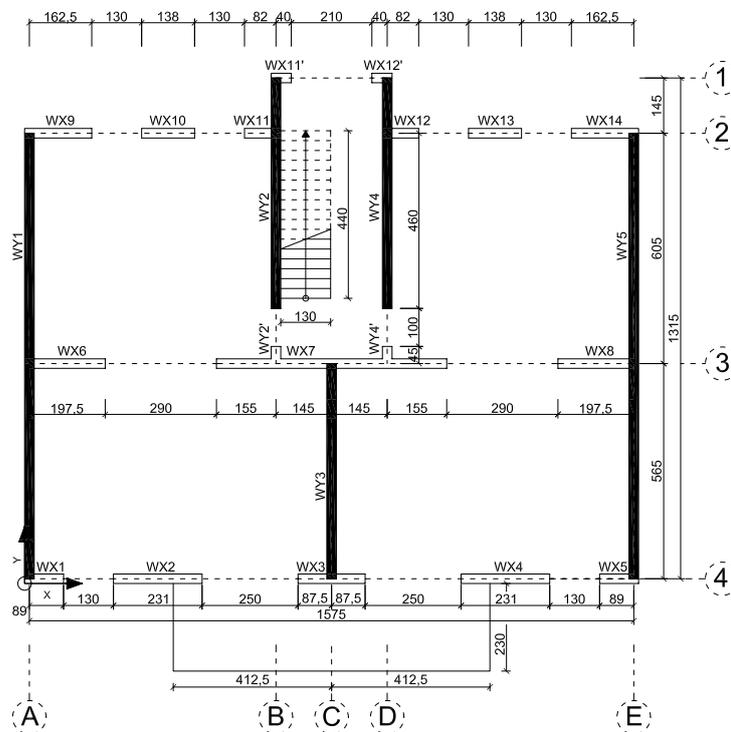


Abbildung 6.9: Darstellung der berücksichtigten Wandquerschnitte in  $y$ -Richtung

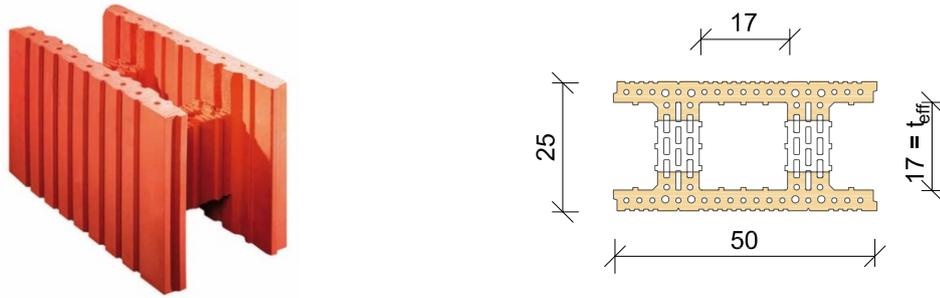


Abbildung 6.10: POROTHERM 25-50 SBZ Plan

### Bauwerksmasse und Gesamterdbebenkraft zufolge LC2

Stockwerkslast des 3. OG:

$$V_{3.OG} = 1785,68 + 2,21 \cdot 8,25 = 1803,91 \text{ kN}$$

Stockwerkslast des 2. OG<sup>6</sup>:

$$V_{2.OG} = 2256,08 + 2,21 \cdot 16,50 = 2292,55 \text{ kN}$$

Die Masse des gesamten Bauwerks ergibt sich zufolge der Lastkombination 2 zu:

$$\begin{aligned} m_{LC2} &= 1803,91 + 2292,55 \cdot 3 + \frac{71,88}{2} \cdot 2,91 + \frac{125,85}{2} \cdot 2,76 + 2,21 \cdot 8,25 = \\ &= 8978,05 \text{ kN} \cong 897,81 \text{ t} \end{aligned}$$

Die in den beiden horizontalen Richtungen anzusetzende Gesamterdbebenkraft ergibt sich zu:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m_{LC2} \cdot \lambda = 1,98 \cdot 897,81 \cdot 0,85 = 1511 \text{ kN}$$

### Ermittlung des Steifigkeitsmittelpunktes

Die höhere Schubsteifigkeit des Wandquerschnittes WX7 gegenüber allen anderen Wandquerschnitten muss für die Berechnung des Steifigkeitsmittelpunktes berücksichtigt werden. Für die weitere Berechnung wird angenommen, dass die Tragwirkung des Wandquerschnittes WX7 über den Betonkern erfolgt ( $t_{\text{eff}} = 17 \text{ cm}$ ) und die Ziegelschale lediglich der Formgebung dient. Die diesem Berechnungs- bzw. Bemessungsvorschlag zugrunde gelegten Annahmen beruhen auf dem derzeitigen Kenntnisstand und sind weder durch Experimente noch durch daraus abgeleitete Materialmodelle gestützt. Mit Hilfe der Schubmoduln von Beton und Mauerwerk

$$\begin{aligned} G_B &= \frac{E_B}{2 \cdot (1 + \nu_B)} = \frac{31000}{2 \cdot (1 + 0,2)} = 12916 \text{ N/mm}^2 \\ G_M &= 0,4 \cdot E_M = 0,4 \cdot 5150 = 2060 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

mit

$G_B$	...	Schubmodul des Betons
$E_B$	...	Elastizitätsmodul des Betons
$\nu_B$	...	Querdehnzahl des Betons
$G_M$	...	Schubmodul des Mauerwerks
$E_M$	...	Elastizitätsmodul des Mauerwerks

<sup>6</sup>Die Stockwerkslast des 1. OG und des EG ist gleich der Stockwerkslast des 2. OG

kann der Faktor  $\lambda$ , mit welchem die Schubfläche des Wandquerschnittes WX7 zu multiplizieren ist, wie folgt ermittelt werden:

$$\lambda = \frac{G_B}{G_M} = \frac{12916}{2060} = 6,27$$

Die Koordinaten des Steifigkeitsmittelpunktes ergeben sich somit zu:

- $x_s = 8,000$  m
- $y_s = 5,775$  m

### **Ermittlung des Massenmittelpunktes**

Da bei der Berechnung des Massenmittelpunktes auch die Massen der vertikalen Tragelemente berücksichtigt werden, ist im Gegensatz zu allen übrigen Wandquerschnitten die Fläche des Wandquerschnitts WX7 mit 1,94 zu gewichten. Die Koordinaten des Massenmittelpunktes ergeben sich zu:

- $x_m = 7,994$  m
- $y_m = 5,665$  m

### **Ermittlung der Exzentrizitäten zur näherungsweisen Torsionsberücksichtigung**

Mit den Koordinaten des Steifigkeits- und Massenmittelpunktes ergeben sich für die anzusetzenden Exzentrizitäten  $e_{max}$  und  $e_{min}$ , wie in Abschnitt 3.1.3 beschrieben, die folgenden Werte:

#### **Erdbeben in $x$ -Richtung**

$$\begin{aligned} e_{0y} &= y_m - y_s = 5,665 - 5,775 = -0,110 \text{ m} \\ e_{1y} &= 0,1 \cdot (l + b) \cdot \left(10 \cdot (e_{0y}/l)\right)^{0,5} \leq 0,1 \cdot (l + b) \\ e_{1y} &= 0,1 \cdot (11,95 + 16,00) \cdot \left(10 \cdot (0,11/11,95)\right)^{0,5} = \\ &= -0,848 \text{ m} < 2,795 \text{ m} \\ e_{2y} &= 0,05 \cdot l = 0,05 \cdot 11,95 = -0,598 \text{ m} \\ e_{max,y} &= e_{0y} + e_{1y} + e_{2y} = -0,110 - 0,848 - 0,598 = -1,556 \text{ m} \\ e_{min,y} &= e_{0y} - e_{2y} = -0,110 + 0,598 = 0,488 \text{ m} \end{aligned}$$

#### **Erdbeben in $y$ -Richtung**

$$\begin{aligned} e_{0x} &= x_m - x_s = 7,994 - 8,000 = -0,006 \text{ m} \\ e_{1x} &= 0,1 \cdot (l + b) \cdot \left(10 \cdot (e_{0x}/l)\right)^{0,5} \leq 0,1 \cdot (l + b) \\ e_{1x} &= 0,1 \cdot (16,00 + 11,95) \cdot \left(10 \cdot (0,006/16,00)\right)^{0,5} = \\ &= -0,171 \text{ m} < 2,795 \text{ m} \\ e_{2x} &= 0,05 \cdot l = 0,05 \cdot 16,00 = -0,800 \text{ m} \\ e_{max,x} &= e_{0x} + e_{1x} + e_{2x} = -0,006 - 0,171 - 0,800 = -0,977 \text{ m} \\ e_{min,x} &= e_{0x} - e_{2x} = -0,006 + 0,800 = 0,794 \text{ m} \end{aligned}$$

Mit den soeben ermittelten Exzentrizitäten kann die Gesamterdbebenkraft auf die einzelnen Wandquerschnitte unter Mitberücksichtigung der Torsionswirkung, wie in Tab. 6.23 dargestellt,





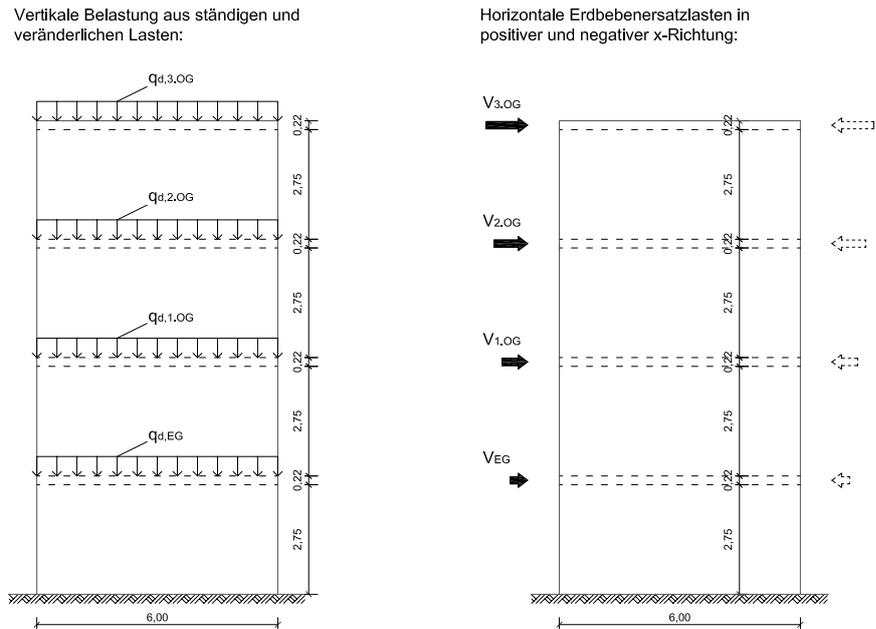


Abbildung 6.11: Beanspruchungen der SBZ-Wand

zu achten, dass sich Zug- und Druckstäbe nicht unter einem sehr spitzen Winkel schneiden. Winkel unter  $30^\circ$  führen zu Inkompatibilitäten in der Verformung und sind deshalb zu vermeiden [Spa05]. Das gewählte Fachwerkmodell ist in Abb. 6.12 dargestellt. Für eine Erdbebeneinwirkung in negativer  $x$ -Richtung ist das Fachwerkmodell um die vertikale Achse zu spiegeln.

### Nachweis der Fachwerkstäbe

Mit den in Abb. 6.13 angegebenen Einwirkungen können die – für die anschließende Bemessung der Druck- und Zugstäbe erforderlichen – Stabnormalkräfte berechnet werden. Zur Ermittlung wird das Statikprogramm [SW1] verwendet.

### Bemessung des maßgebenden Druckstabes

Die maximale Druckkraft im Erdgeschoß ergibt sich aus dem Fachwerkmodell zu:

$$N_{Ed,Druck} = -2547 \text{ kN bzw.}$$

$$N_{Ed,Druck} = -364 \text{ kN pro Lochquerschnitt}$$

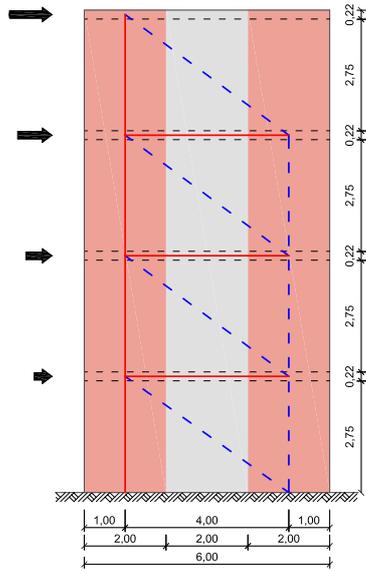
Der Spannungsnachweis gilt als erfüllt, wenn nachfolgende Bedingung eingehalten wird:

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed,Druck}}{A_c} = \frac{0,364}{0,17 \cdot 0,17} = 12,59 \text{ N/mm}^2 < 19,23 \text{ N/mm}^2 = f_{cd}$$

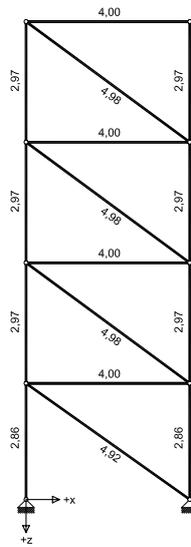
$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,3} = 19,23 \text{ N/mm}^2$$

mit

Darstellung der Zug- und Druckstäbe des Wandquerschnittes WX7:



Fachwerk:

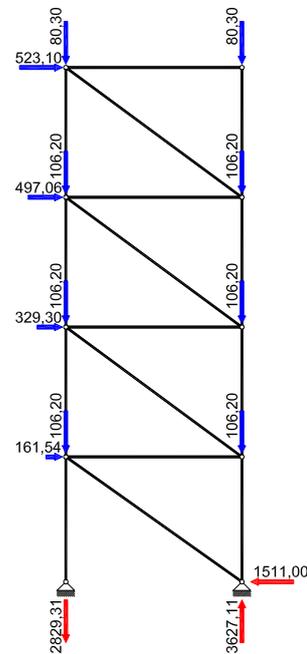


Legende:

- Druckstab
- Zugstab
- Bewehrung zur Aufnahme der Zugkräfte infolge der Erdbebenkräfte
- Anordnung der Mindestbewehrung lt. EC2

Abbildung 6.12: Entwurf des Fachwerkmodells

Belastung und Auflagerreaktionen:



Stabnormalkräfte:

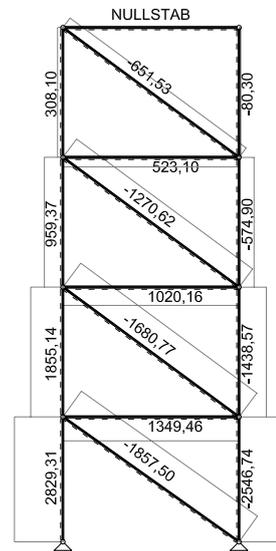


Abbildung 6.13: Darstellung der Belastung und der Stabnormalkräfte des Fachwerks

$\sigma_c$	...	Spannung im Beton
$N_{Ed,Druck}$	...	Bemessungswert der einwirkenden Drucknormalkraft; siehe Abb. 6.13
$A_c$	...	Fläche des Betonkerns
$f_{cd}$	...	Bemessungswert der einaxialen Druckfestigkeit des Betons
$f_{ck}$	...	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen
$\gamma_c$	...	Teilsicherheitsbeiwert für Beton; hier $\gamma_c = 1,3$

### Mindestbewehrung gemäß [ÖNORM EN 1992-1-1]

$$A_{s,vmin} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot (0,17 \cdot 0,17) \cdot 10^4 = 0,58 \text{ cm}^2$$

gewählt: 2  $\emptyset$  8 ( $A_{s,vorh} = 1,01 \text{ cm}^2$ )

### Bemessung des vertikalen Zugstabes im EG

Die maximale Zugkraft ergibt sich aus dem Fachwerkmodell zu:

$$N_{Ed,Zug} = 2830 \text{ kN}$$

Die erforderliche Bewehrungsfläche kann wie folgt berechnet werden:

$$A_{s,erf} = \frac{N_{Ed,Zug}}{f_{yd}} = \frac{2,830}{550} = 51,45 \text{ cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{550}{1,0} = 550 \text{ N/mm}^2$$

mit

$A_{s,erf}$	...	erforderliche Bewehrungsfläche
$N_{Ed,Zug}$	...	Bemessungswert der einwirkenden Zugnormalkraft; siehe Abb. 6.13
$f_{yd}$	...	Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls
$f_{yk}$	...	charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls
$\gamma_s$	...	Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl

Werden die ersten sieben, vollen Lochquerschnitte zur Bewehrungsanordnung herangezogen, ergeben sich pro Lochquerschnitt im Erdgeschoß (siehe Abb. 6.14):

$$A_{s,erf} = \frac{51,45}{7} = 7,35 \text{ cm}^2$$

gewählt: 4  $\emptyset$  16 ( $A_{s,vorh} = 8,04 \text{ cm}^2$ )

In den übrigen Geschoßen ist pro Lochquerschnitt im Bereich A (siehe Abb. 6.17) folgende vertikale Bewehrung anzuordnen:

- 4  $\emptyset$  14  $\rightarrow$  1. OG
- 2  $\emptyset$  14  $\rightarrow$  2. OG
- 2  $\emptyset$  8  $\rightarrow$  3. OG

Eine ausreichende Verankerung sämtlicher Bewehrungsstäbe ist gemäß [ÖNORM EN 1992-1-1] zu gewährleisten.

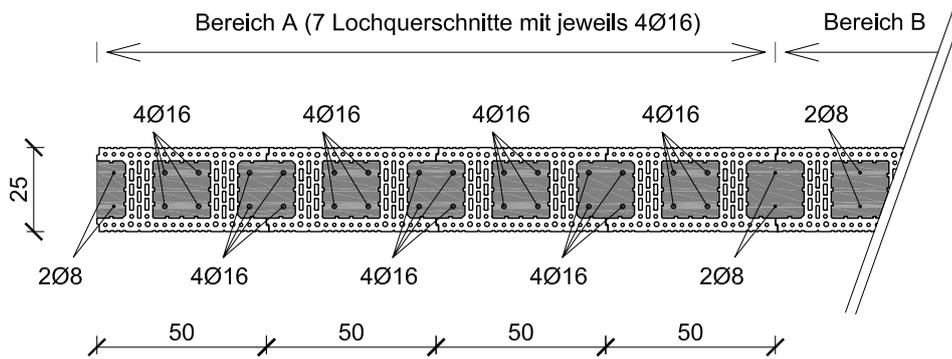


Abbildung 6.14: Bewehrungsskizze EG

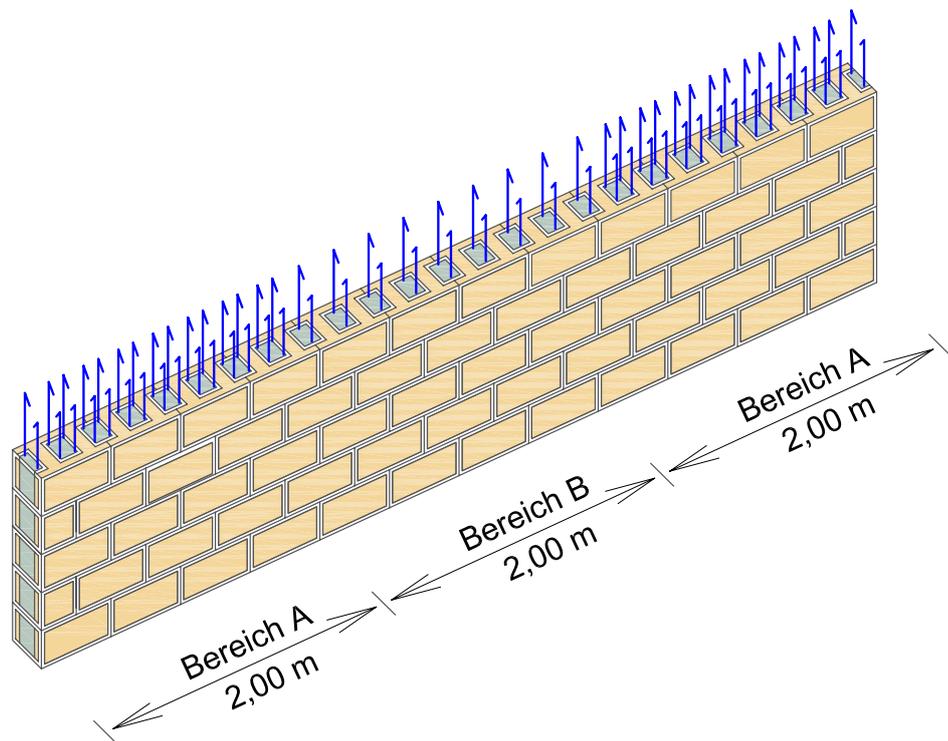


Abbildung 6.15: Ausführungsskizze

## Bemessung der horizontalen Zugstäbe

- Berechnung der erforderlichen Bewehrung wie bei vertikalem Zugstab
- Anordnung einer Zusatzbewehrung in der Decke mit entsprechender Verankerung

## Horizontale Lagerfugenbewehrung

Der Bemessungswert des Querkraftwiderstandes ohne Querkraftbewehrung kann für den vorliegenden Wandquerschnitt gemäß [ÖNORM EN 1992-1-1] wie folgt berechnet werden:

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (6.36)$$

bzw. mindestens

$$V_{Rd,c} = (\nu_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (6.37)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,14 \quad (6.38)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (d \text{ in mm}) \quad (6.39)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{5000}} = 1,20 < 2,0$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \quad (6.40)$$

$$\rho_l = \frac{56,28}{17 \cdot 500} = 0,0066 < 0,02$$

$$f_{ck} = 25,00 \text{ N/mm}^2$$

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2 \cdot f_{cd} \quad (6.41)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{2546000}{170 \cdot 6000} = 2,50 < 0,2 \cdot 19,23 = 3,85$$

$$\nu_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (6.42)$$

$$\nu_{min} = 0,035 \cdot 1,20^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,23$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left[ 0,14 \cdot 1,20 \cdot (100 \cdot 0,0066 \cdot 25,00)^{1/3} + 0,15 \cdot 2,50 \right] \cdot 0,17 \cdot 5,00 = \\ &= 0,68 \text{ MN} < 1,51 \text{ MN} = V_{Ed} \end{aligned}$$

bzw. mindestens

$$V_{Rd,c} = (0,23 + 0,15 \cdot 2,50) \cdot 0,17 \cdot 5 = 0,51 \text{ MN}$$

mit

$V_{Rd,c}$	...	Bemessungswert des Querkraftwiderstandes
$f_{ck}$	...	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen in $\text{N/mm}^2$
$A_{sl}$	...	die Fläche der Zugbewehrung, die mindestens $\geq (l_{bd} + d)$ über den betrachteten Querschnitt hinausgeführt wird
$N_{Ed}$	...	die Normalkraft im Querschnitt infolge Lastbeanspruchung
$A_c$	...	die Gesamtfläche des Betonquerschnitts in $\text{mm}^2$
$b_w$	...	die kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts in mm
$d$	...	statische Nutzhöhe

Da der Nachweis nicht erfüllt wird, ist eine Querkraftbewehrung erforderlich. Bei Bauteilen mit vertikaler Querkraftbewehrung ist der Querkraftwiderstand  $V_{Rd}$  gemäß [ÖNORM EN 1992-1-1] der kleinere Wert aus:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (6.43)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (6.44)$$

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \quad \text{für } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 \cdot f_{cd} \quad (6.45)$$

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{2,50}{19,23} = 1,13 < 0,25 \cdot 19,23 = 4,81$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1,13 \cdot 0,17 \cdot 4,00 \cdot 0,6 \cdot 19,23}{\cot 31 + \tan 31} = 3,91 \text{ MN} \quad (6.46)$$

$$(6.47)$$

mit

$A_{sw}$	...	Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung
$s$	...	der Abstand der Bügel untereinander
$\theta$	...	Winkel zwischen Betondruckstreben und der rechtwinklig zur Querkraft verlaufenden Bauteilachse; $\theta = 31^\circ$
$z$	...	Hebelarm der inneren Kräfte; $z = 4,00 \text{ m}$
$f_{ywd}$	...	Bemessungswert der Streckgrenze der Querkraftbewehrung; $f_{ywd} = 550 \text{ MN/m}^2$
$\nu_1$	...	ein Festigkeitsabminderungsbeiwert für unter Querkraft gerissenen Beton; $\nu_1 = 0,6$
$\alpha_{cw}$	...	ein Beiwert zur Berücksichtigung des Spannungszustandes im Druckgurt

Die maximale Tragfähigkeit der Druckstrebe ist größer als der Bemessungswert der Querkraft aus externer Belastung:

$$V_{Rd,max} \geq V_{Ed} \quad (6.48)$$

$$3,91 \text{ MN} > 1,51 \text{ MN} \quad \checkmark$$

Die erforderliche Bügelbewehrung errechnet sich aus Gl. 6.43 wie folgt:

$$a_{sw} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} \quad (6.49)$$

$$a_{sw} = \frac{1,51}{4,00 \cdot 550 \cdot \cot 31} \cdot 10^4 = 4,12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{gewählt: } 2 \text{ } \varnothing 8/25 \text{ (} a_{s,vorh} = 4,02 \text{ cm}^2/\text{m)} \quad (6.50)$$

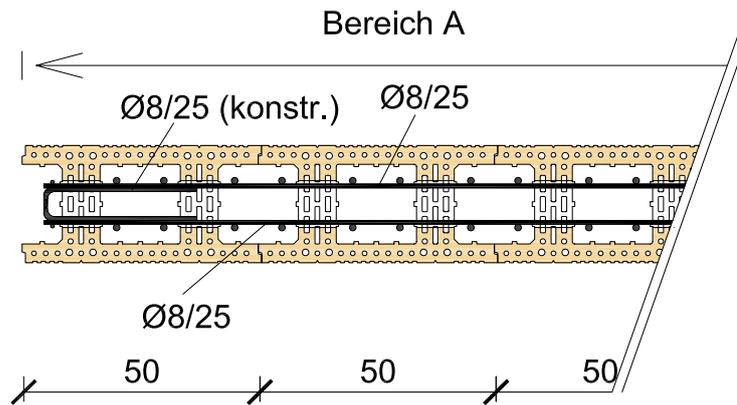


Abbildung 6.16: Bewehrungsskizze (horizontale Lagerfugenbewehrung)

Die Anordnung der gewählten horizontalen Lagerfugenbewehrung im Wandquerschnitt kann Abb. 6.16 entnommen werden.

**Mindestquerkraftbewehrung gemäß [ÖNORM EN 1992-1-1] sowie [ÖNORM B 1992-1-1]**

$$\rho_{w,min} = 0,15 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \quad (6.51)$$

$$\rho_{w,min} = 0,15 \cdot \frac{2,6}{550} = 0,00071$$

$$\rho_{w,vorh} = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \geq \rho_{w,min} \quad (6.52)$$

$$\rho_{w,vorh} = \frac{4,02}{100 \cdot 17 \cdot 1} = 0,00236 > 0,00071 \quad \checkmark$$

mit

$\rho_w$	...	der Bewehrungsgrad der Querkraftbewehrung
$f_{ctm}$	...	Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons
$f_{yd}$	...	Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls
$A_{sw}$	...	Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung je Länge $s$
$s$	...	der Abstand der Querkraftbewehrung gemessen entlang der Balkenachse
$b_w$	...	die Stegbreite des Bauteils
$\alpha$	...	der Winkel zwischen Querkraftbewehrung und der Balkenachse; $\alpha = 90^\circ$

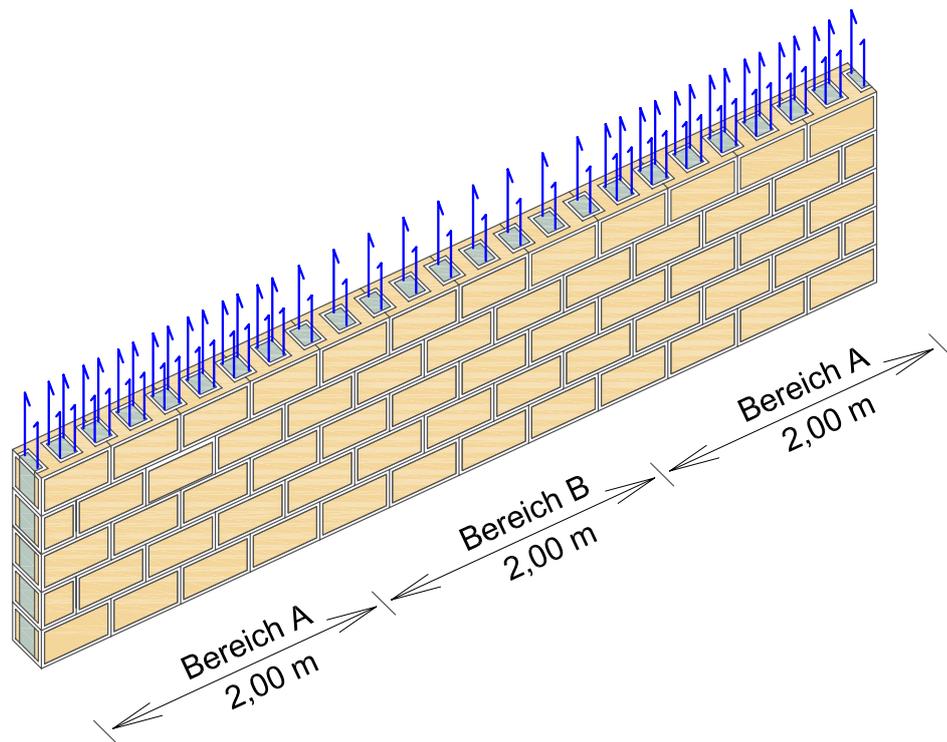


Abbildung 6.17: Ausführungsskizze

# 7 Musterstatik „Multimodales Antwortspektrumverfahren“

## 7.1 Allgemeines

Im Folgenden wird der in Kapitel 6 beschriebene, viergeschoßige Wohnbau mittels der Tragwerksplanungssoftware [SW2] räumlich analysiert. Zur Berechnung der Erdbebeneinwirkung wird das multimodale Antwortspektrumverfahren herangezogen. Die generelle Vorgehensweise umfasst folgende Punkte [Inf07]:

- Beschreiben des Problems mit Modellobjekten
- Lagerungen und Querschnitte festlegen
- Elementnetz generieren
- Lastfälle definieren
- Einwirkungen und Bemessungssituationen einstellen
- Berechnungen durchführen
- Ausgabe der Ergebnisse

## 7.2 Systemgeometrie mittels Modellobjekten

Modellobjekte beschreiben die Geometrie und die Eigenschaften einzelner Tragwerksteile. Sie bilden die Grundlage zur programmgesteuerten Erzeugung des Finite-Element-Netzes und werden von dem automatischen Netzgenerierer berücksichtigt. Zur Beschreibung der Geometrie des vorliegenden Wohnbaus finden die folgenden Modellobjekte Verwendung (Abb. 7.1):

**Rand** Ränder definieren den Rand von Tragwerksteilen. Abhängig von ihren Eigenschaften können sie zusätzlich eine Linienlagerung oder einen Stabzug definieren.

**Loch** Löcher definieren Aussparungen im Elementnetz.

**Fläche** Flächen beschreiben Gebiete, die von dem Netzgenerierer automatisch vernetzt werden. Ränder und Löcher bilden deren äußere Begrenzung. Alle Modellobjekte im Inneren der Fläche werden bei der Netzgenerierung berücksichtigt. Der Fläche können Eigenschaften für das FEM-Netz zugeordnet werden.

## 7.3 Baustoffe

### 7.3.1 Materialkennwerte

Die für die nachfolgende Berechnung erforderlichen Materialkennwerte können der Tab. 7.1 entnommen werden. Gemäß [ÖNORM EN 1998-1] werden die elastischen Biege- und Schubsteifigkeitseigenschaften sämtlicher Beton- und Mauerwerksbauteile als die Hälfte der zugehörigen

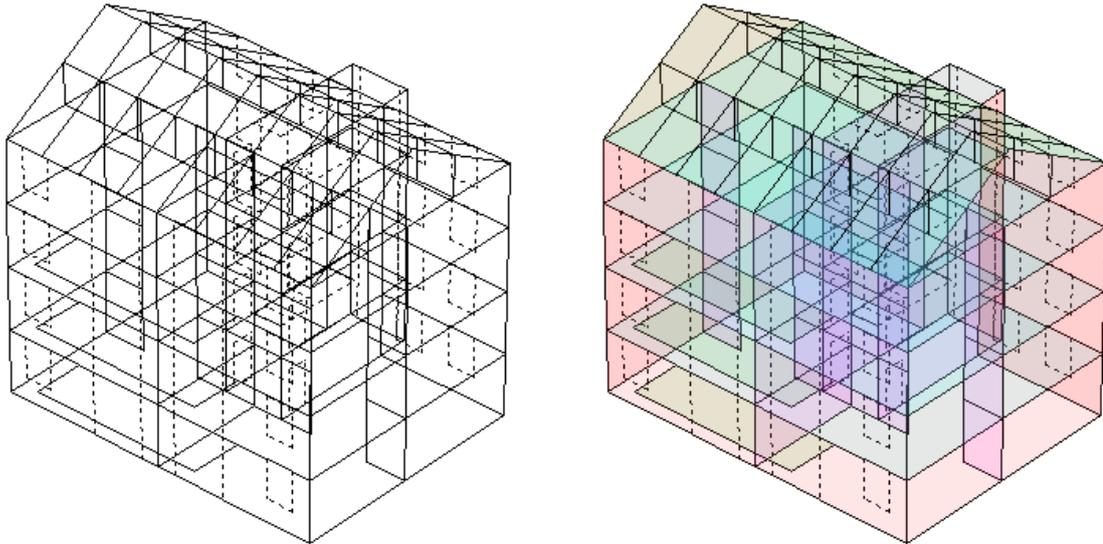


Abbildung 7.1: Darstellung der Modellobjekte Ränder, Löcher (links) sowie Flächen (rechts)

Bauteile	Material <sup>1</sup>	Elastizitätsmodul in N/mm <sup>2</sup>	Querdehn- zahl	Schubmodul in N/mm <sup>2</sup>	Dichte in kg/m <sup>3</sup>
Außenwände	Mauerwerk	2575	0,175	1096	950
Innenwände	Mauerwerk	2575	0,175	1096	950
Geschoßdecken	Stahlbeton	15500	0,200	6458	2500
Balkonplatten	Stahlbeton	15500	0,200	6458	2500
Dachscheiben	Holz	1100	0,400	393	500

Tabelle 7.1: Materialkennwerte zur Strukturbeschreibung

Steifigkeiten der ungerissenen Bauteile angenommen. Da die Querdehnzahl von Mauerwerk aus Mauerziegeln beträchtlich variieren kann [Sch06], werden Vergleichsrechnungen mit drei unterschiedlichen Querdehnzahlen durchgeführt. Abb. 7.2 kann entnommen werden, dass die Variation der Querdehnzahl einen sehr geringen Einfluß auf die Qualität der Berechnungsergebnisse hat. Für die nachfolgende Berechnung wird aus diesem Grund die Querdehnzahl mit  $\nu = 0,175$  festgelegt.

Die Modellierung des Dachstuhls erfolgt mittels Dachscheiben, Stabzügen in Dachscheibenebene und Stützen. Da diese Modellierung die Steifigkeit des Dachstuhls überschätzt, wird der Elastizitätsmodul der 5 cm dicken Dachscheiben aus Holz näherungsweise mit  $1100 \text{ N/mm}^2$  festgelegt. Die vernachlässigbare Änderung der Auflagerreaktionen des Wandquerschnitts WX5, bei Variation des Elastizitätsmoduls der Dachscheiben, ist in Abb. 7.3 ersichtlich. Die Stabzüge und Stützen des Dachstuhls weisen einen Elastizitätsmodul von  $11000 \text{ N/mm}^2$  auf.

Die Stiegenlaufplatten sowie die nichttragenden Zwischenwände werden nicht diskretisiert. Da deren Masse das Schwingungsverhalten des Gebäudes jedoch wesentlich beeinflussen kann, werden in den Auflagerbereichen der Stiegenplatten Linienlasten angesetzt und die Zwischenwände durch eine Erhöhung der gleichmäßig verteilten Flächenlasten der Geschoßdecken berücksichtigt.

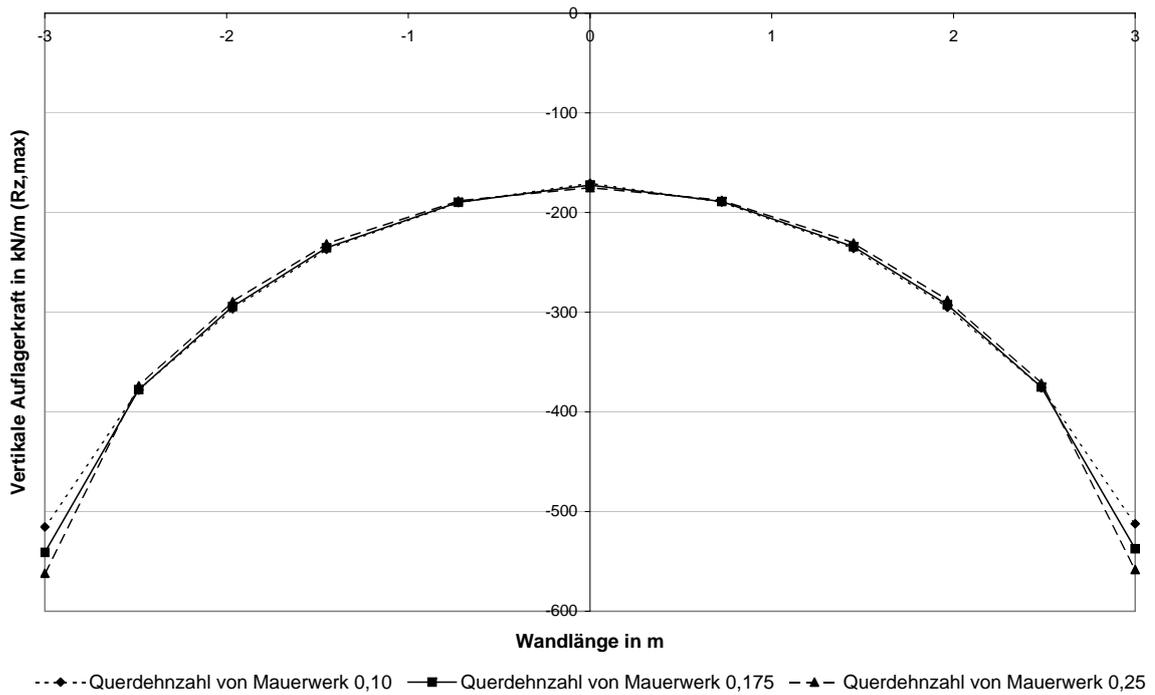


Abbildung 7.2: Darstellung der Auflagerreaktionen des Wandquerschnittes WX5 bei Variation der Querdehnungszahl des Mauerwerks

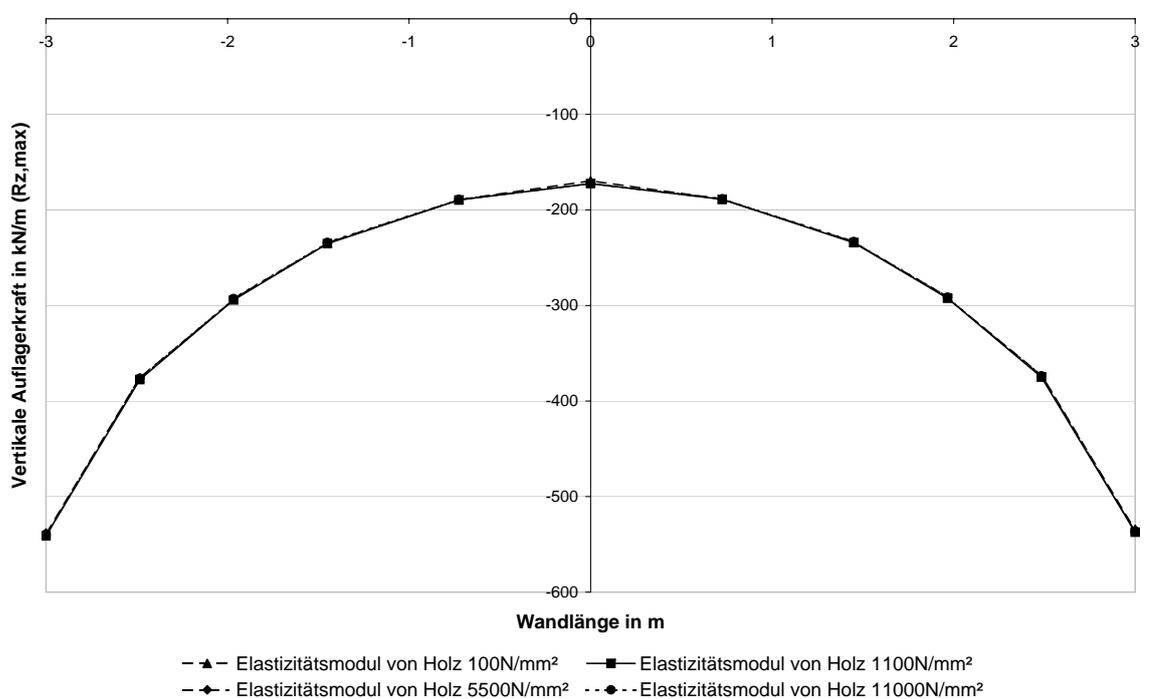


Abbildung 7.3: Darstellung der Auflagerreaktionen des Wandquerschnittes WX5 bei Variation des Elastizitätsmoduls von Holz

Bauteile	Breite $b$ in m	Höhe $h$ in m	Querschnitts- fläche $A$ in m <sup>2</sup>	Trägheitsmoment $I_y$ in m <sup>4</sup>
Außenwände	1,00	0,25	0,250	1,30E-03
Innenwände	1,00	0,25	0,250	1,30E-03
Geschoßdecken	1,00	0,22	0,220	8,87E-04
Balkonplatten	1,00	0,18	0,180	4,86E-04
Dachscheiben	1,00	0,05	0,050	1,04E-05
Stabzüge	0,14	0,18	0,025	6,80E-05
Stützen	0,14	0,14	0,020	3,20E-05

Tabelle 7.2: Querschnittswerte zur Strukturbeschreibung

### 7.3.2 Querschnittswerte

Die für die nachfolgende Berechnung notwendigen Querschnittswerte können der Tab. 7.2 entnommen werden.

## 7.4 Generierung des Elementnetzes

### 7.4.1 Berechnungsmethode

Das Grundprinzip zur Lösung von Problemen der Strukturmechanik mit der Methode der Finiten Elemente besteht in der Unterteilung einer Gesamtstruktur in diskrete Elemente, die in den Elementknoten miteinander verbunden sind. Als Unbekannte treten je Knoten die globalen Verformungen  $u_x$ ,  $u_y$ ,  $u_z$ ,  $\phi_x$ ,  $\phi_y$  und  $\phi_z$  auf, welche durch Formulierung der sechs Gleichgewichtsbedingungen am Knoten bestimmbar sind. Dies geschieht durch Aufbau der Elementsteifigkeitsmatrizen im jeweiligen lokalen System, Transformation auf globale Koordinaten und Einsortieren in die Gesamtsteifigkeitsmatrix des Systems. Nach Transformation der Lasten auf globale Koordinaten und Einführung der Lagerungsbedingungen des Tragwerks ergibt sich folgendes lineare Gleichungssystem zur Bestimmung der unbekanntenen Knotenverformungen [Inf07]:

$$[K] \cdot \{u\} = \{p\} \quad (7.1)$$

mit

$[K]$	...	Gesamtsteifigkeitsmatrix
$\{u\}$	...	Verformungsvektor der globalen Knotenverformungen
$\{p\}$	...	globaler Lastvektor

### 7.4.2 Elementbeschreibungen

Folgende Elemente werden für die Diskretisierung verwendet (siehe Abb. 7.4):

- räumlicher Fachwerkstab (RF)
- Schalenelement mit drei Knoten (SH36)
- Schalenelement mit vier Knoten (SH46)

Der räumliche Fachwerkstab besitzt drei Elementfreiheitsgrade ( $u_x$ ,  $u_y$ ,  $u_z$ ), das Schalenelement hingegen sechs Elementfreiheitsgrade ( $u_x$ ,  $u_y$ ,  $u_z$ ,  $\phi_x$ ,  $\phi_y$ ,  $\phi_z$ ).

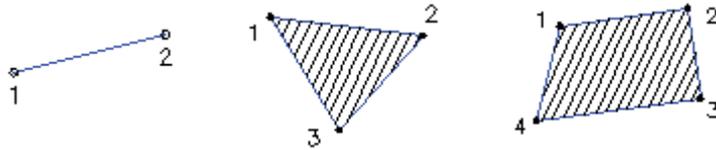


Abbildung 7.4: Darstellung der verwendeten Elemente

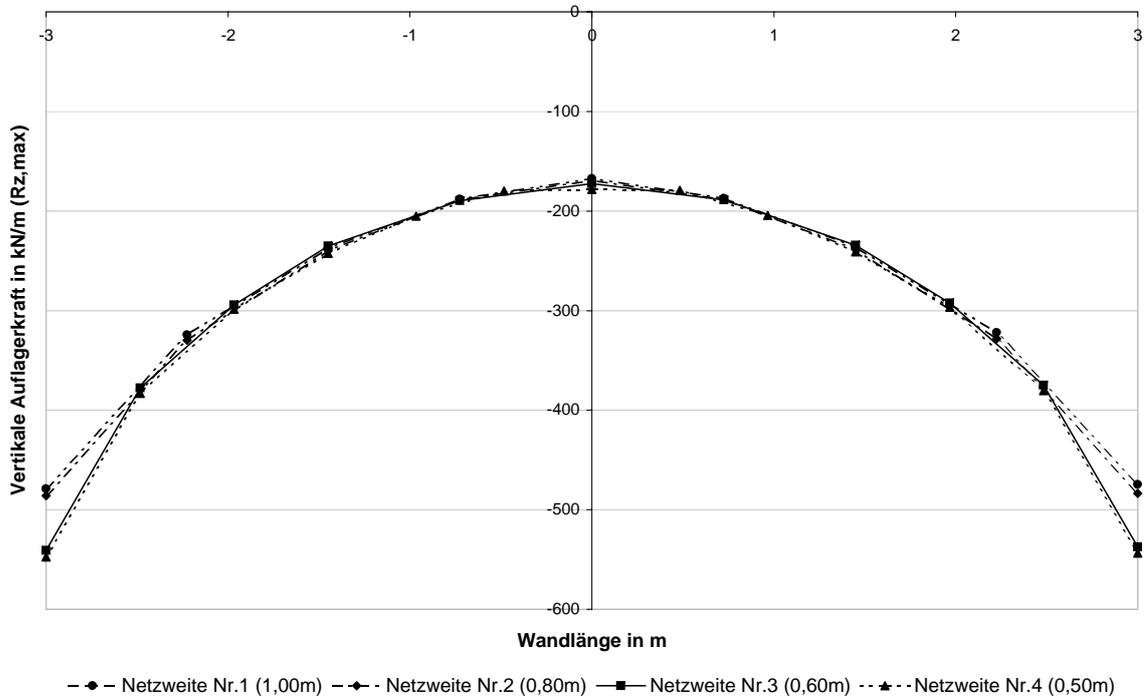


Abbildung 7.5: Darstellung der Auflagerreaktionen des Wandquerschnittes WX5 zufolge der vier unterschiedlichen Netzweiten

### 7.4.3 Konvergenzuntersuchung

Zur Generierung des Finite-Element-Netzes wird der vom Programm [SW2] zur Verfügung gestellte „vollautomatische Vernetzer“ verwendet, welcher erlaubt, eine aus Modellobjekten konstruierte zwei- oder dreidimensionale Struktur, affin zu den Zwangsbedingungen der zuvor festgelegten Objekte, vollautomatisch zu vernetzen. Vom Programmierer ist lediglich die Netzweite<sup>2</sup> festzulegen. Für das zu untersuchende Gebäude werden die folgenden vier Netzweiten untersucht (siehe Abb. 7.5):

- Netzweite Nr. 1 → 1,00 m
- Netzweite Nr. 2 → 0,80 m
- Netzweite Nr. 3 → 0,60 m
- Netzweite Nr. 4 → 0,50 m

<sup>2</sup>Rasterabstand für die Generierung.

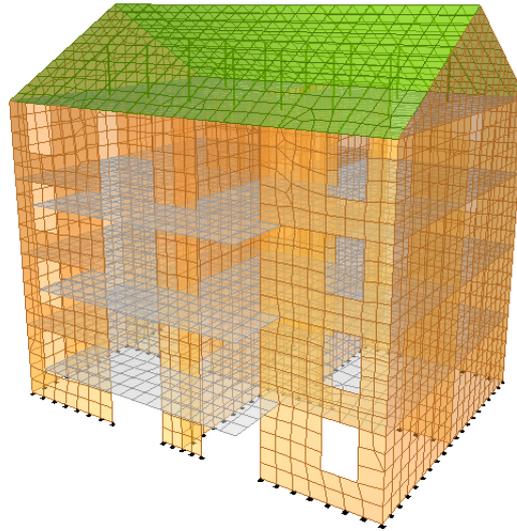


Abbildung 7.6: Diskretisierte Gesamtstruktur

Netz Nr.	Netzweite in m	1. Eigen- frequenz $f_1$ in Hz	2. Eigen- frequenz $f_2$ in Hz	3. Eigen- frequenz $f_3$ in Hz	Max.wert der Verschiebung $u_{max}$ in mm	Elementanzahl
1	1,00	3,64	5,71	7,23	56,51	2454
2	0,80	3,60	5,69	7,21	56,33	3531
3	0,60	3,54	5,66	7,15	56,23	5666
4	0,50	3,51	5,66	7,11	56,14	8163

Tabelle 7.3: Vergleich der ersten drei Eigenfrequenzen und der maximalen Verschiebungen zufolge der unterschiedlichen Netzweiten

Um beurteilen zu können, welche Netzweite zu verwenden ist, werden die ersten drei Eigenfrequenzen, die maximalen Verschiebungen<sup>3</sup> und die Auflagerreaktionen unter der maßgebenden Einwirkungskombination (siehe Abschnitt 6.2.1) verglichen. Sowohl Abb. 7.5 als auch Tab. 9.1 verdeutlichen, dass zwischen Netzweite Nr. 3 und Netzweite Nr. 4 keine nennenswerten Unterschiede auftreten. Um die Rechenzeit für die dynamische Systemanalyse in annehmbaren Grenzen zu halten, wird für die weitere Berechnung die Netzweite Nr. 3 (0,60 m) gewählt. Die diskretisierte Gesamtstruktur des Gebäudes ist in Abb. 7.6 dargestellt.

## 7.5 Definition sowie Kombination der Lastfälle und Einwirkungen

Es werden die folgenden fünf Lastfälle definiert:

- Eigengewicht (LF 1)
- Ständige Lasten (LF 2)
- Nutzlasten (LF 3)

<sup>3</sup>Die Maximalwerte treten an gleicher Stelle und in gleicher Richtung auf.

- Zufällige Torsionseinwirkung in  $x$ -Richtung (LF 4)
- Zufällige Torsionseinwirkung in  $y$ -Richtung (LF 5)

Mit Hilfe der in Abschnitt 5.4 angegebenen Einwirkungen werden die jeweiligen Flächen- und Linienlasten auf die Tragstruktur aufgebracht. Aus den zuvor festgelegten Querschnitten und Materialien wird das Eigengewicht der Tragkonstruktion vom Programm automatisch generiert. In Abb. 7.8 sind die zusätzlich aufgebrachten Linienlasten im Auflagerbereich der Stiegenplatten für den Lastfall „Nutzlasten“ dargestellt.

### 7.5.1 Erdbebeneinwirkung

Die Erdbebeneinwirkung wird im Ordner „Berechnungsvorgaben Dynamik“ der Datenbasis definiert (siehe Abb. 7.7). Da die Bemessungsspektren der [ÖNORM EN 1998-1] in der Tragwerksplanungssoftware [SW2] noch nicht zur Verfügung stehen, muss das für den Standort Müzzuschlag maßgebende Bemessungsspektrum vom Programmanwender als „Alternatives Antwortspektrum“ eingegeben werden (Abb. 7.7).

Gemäß [ÖNORM EN 1998-1] muss die Antwort aller Modalformen, die wesentlich zur Gesamtantwort beitragen, berücksichtigt werden. Um diese Forderung erfüllen zu können, werden die ersten 100 Eigenwerte für die dynamische Systemberechnung herangezogen. Weiters werden die horizontalen Bodenbeschleunigungen in  $x$ - und  $y$ -Richtung wie schon im vorangehenden Kapitel mit  $0,99 \text{ m/s}^2$  festgelegt. Die Vertikalkomponente der Erdbebeneinwirkung wird nicht angesetzt, da diese gemäß [ÖNORM B 1998-1] in Österreich grundsätzlich nicht relevant ist. Als Kombinationsmethode wird die in Abschnitt 3.2.1 angegebene SRSS-Formel gewählt, da die ersten drei Eigenfrequenzen nicht zu eng aneinander liegen (siehe Tab. 9.1).

Im Ordner „Massen aus Lastfällen erzeugen“ müssen die Faktoren der jeweiligen Lastfälle  $F_{LFi}$ , woraus zusätzliche Knotenmassen erzeugt werden sollen, wie folgt festgelegt werden:

- Eigengewicht  $\rightarrow F_{LF1} = 1,00$
- Ständige Lasten  $\rightarrow F_{LF2} = 1,00$
- Nutzlasten  $\rightarrow F_{LF3} = 0,30$

### 7.5.2 Lastfall „Zufällige Torsionseinwirkung“

Die zufälligen Torsionseinwirkungen gemäß [ÖNORM EN 1998-1] werden für das vorliegende Tragwerk in Tab. 7.4 für jeden Geschoßdeckenhorizont angegeben. Folgende Gleichungen werden zur Berechnung – wie schon in Abschnitt 3.2.3 beschrieben – benötigt:

$$\begin{aligned}
 F_i &= F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \\
 M_{ai} &= e_{ai} \cdot F_i = h_i \cdot \frac{L_i^2}{6} \\
 h_i &= \pm 0,3 \cdot \frac{F_i}{L_i} \\
 e_{ai} &= \pm 0,05 \cdot L_i
 \end{aligned} \tag{7.2}$$

mit

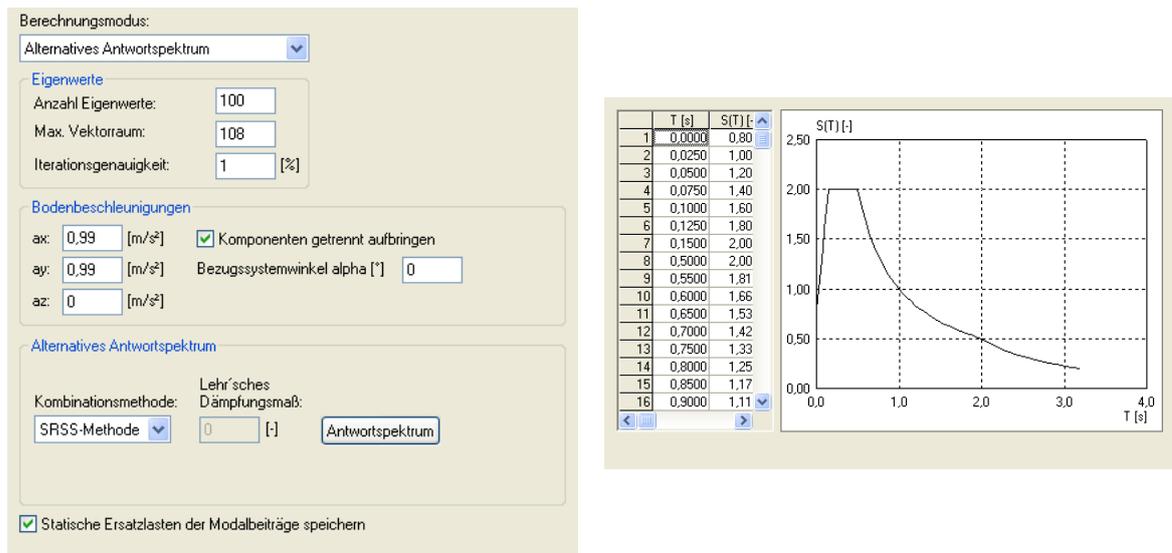


Abbildung 7.7: „Berechnungsvorgaben Dynamik“ (links) und Darstellung des „Alternativen Antwortspektrums“ (rechts)

Decke über	Höhe $z_i$ in m	Masse $m_i$ in t	$s_i \cdot m_i$ in tm	H-Kraft $F_i$ in kN	Breite $L_{xi}$ in m	Tr.last $h_{xi}$ in kN/m	Breite $L_{yi}$ in m	Tr.last $h_{yi}$ in kN/m
OG 3	11,77	178,57	178,57	513,45	11,95	12,89	16,00	9,63
OG 2	8,80	225,61	169,21	486,53	11,95	12,21	16,00	9,12
OG 1	5,83	225,61	112,81	324,35	11,95	8,14	16,00	6,08
EG	2,86	225,61	56,40	162,18	11,95	4,07	16,00	3,04
Summe			516,99	1486,50				

Tabelle 7.4: Trapezlasten zur Berücksichtigung der zufälligen Torsionseinwirkungen

- $F_i$  ... am Stockwerk  $i$  angreifende Horizontalkraft
- $F_b$  ... Gesamterdbebenkraft nach Gl. 3.7
- $s_i, s_j$  ... Verschiebungen der Massen  $m_i, m_j$  in der Grundeigenform
- $m_i, m_j$  ... Stockwerksmassen
- $M_{ai}$  ... Torsionsmoment, wirkend auf das Geschoß  $i$  um seine vertikale Achse
- $e_{ai}$  ... zufällige Ausmittigkeit der Geschoßmasse  $i$  für alle maßgebenden Richtungen
- $F_i$  ... Horizontalkraft, wirkend auf das Geschoß  $i$
- $L_i$  ... Geschoßabmessung senkrecht zur Richtung der Erdbebeneinwirkung
- $h_i$  ... Lastordinate der Trapezlast des Geschoßes  $i$

In Abb. 7.9 werden die Trapezlasten exemplarisch für eine Erdbebeneinwirkung in  $x$ -Richtung dargestellt.



### 7.5.3 Überlagerung der Bebenkomponenten

Die Beanspruchungsgrößen infolge des Zusammenwirkens der Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung dürfen mittels der folgenden Kombinationen<sup>4</sup> berechnet werden:

$$\begin{aligned} & E_{Edx} + 0,30 \cdot E_{Edy} \\ & 0,30 \cdot E_{Edx} + E_{Edy} \end{aligned}$$

In der Tragwerksplanungssoftware [SW2] erfolgt die Überlagerung der horizontalen Bebenkomponenten gemäß Abb. 7.10.

### 7.5.4 Einwirkungskombination

Die Kombination der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen hat für Bemessungssituationen bei Erdbeben gemäß [ÖNORM EN 1990] mittels nachfolgender Kombinationsregel<sup>5</sup> zu erfolgen:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Die für die Erdbeben-Bemessungssituation erforderliche Lastfallkombination ist in Abb. 7.11 dargestellt.

## 7.6 Durchführung der Berechnung

Die Berechnung gliedert sich in folgende drei Schritte [SW2]:

- Finite Elemente → statische Systemanalyse
- Finite Elemente → dynamische Systemanalyse
- Lastfallkombination

## 7.7 Berechnungsergebnisse

Nach Berechnungsende stehen dem Programmanwender neben Knoten- und Stabdeformationen, sämtliche Schnittgrößen, Spannungen und Auflagerreaktionen zur Verfügung. Im Ordner „Ergebnisse-Dynamik“ sind die Eigenformen, Eigenkreisfrequenzen sowie die aus den Lasten erzeugten Massen enthalten.

Die berücksichtigten, effektiven modalen Massen betragen in  $x$ -Richtung 96,3% und in  $y$ -Richtung 93,8% der aufgebrauchten Massen (siehe Tab. 7.5). Somit ist die untersuchte Anzahl der ersten 100 Eigenformen gemäß [ÖNORM EN 1998-1] ausreichend. Dabei ist zu erwähnen, dass viele Eigenformen nur einen sehr geringen Anteil beitragen, da es sich dabei um lokale Eigenformen einzelner Geschoßdecken oder Wände handelt.

---

<sup>4</sup>Die Definition ist in Abschnitt 3.2.3 angegeben.

<sup>5</sup>Die Definition ist in Abschnitt 6.2.1 angegeben.

**Lastfallkombination 5, Edx "+" 0.3 Edy - 1. veränderliche exklusive Einwirkung**

Antwortspektrum	Faktor
* Überlagert (x)	1,000
* Überlagert (x)	-1,000

**Lastfallkombination 5, Edx "+" 0.3 Edy - 2. veränderliche exklusive Einwirkung**

Antwortspektrum	Faktor
* Überlagert (y)	0,300
* Überlagert (y)	-0,300

**Lastfallkombination 5, Edx "+" 0.3 Edy - 3. veränderliche exklusive Einwirkung**

Lastfall	Faktor
4 Zufällige Torsion (x)	1,000
4 Zufällige Torsion (x)	-1,000

**Lastfallkombination 5, Edx "+" 0.3 Edy - 4. veränderliche exklusive Einwirkung**

Lastfall	Faktor
5 Zufällige Torsion (y)	0,300
5 Zufällige Torsion (y)	-0,300

**Lastfallkombination 6, 0.3 Edx "+" Edy - 1. veränderliche exklusive Einwirkung**

Antwortspektrum	Faktor
* Überlagert (x)	-0,300
* Überlagert (x)	0,300

**Lastfallkombination 6, 0.3 Edx "+" Edy - 2. veränderliche exklusive Einwirkung**

Antwortspektrum	Faktor
* Überlagert (y)	-1,000
* Überlagert (y)	1,000

**Lastfallkombination 6, 0.3 Edx "+" Edy - 3. veränderliche exklusive Einwirkung**

Lastfall	Faktor
4 Zufällige Torsion (x)	0,300
4 Zufällige Torsion (x)	-0,300

**Lastfallkombination 6, 0.3 Edx "+" Edy - 4. veränderliche exklusive Einwirkung**

Lastfall	Faktor
5 Zufällige Torsion (y)	1,000
5 Zufällige Torsion (y)	-1,000

Abbildung 7.10: Überlagerung der Bebenkomponenten gemäß [ÖNORM EN 1998-1]

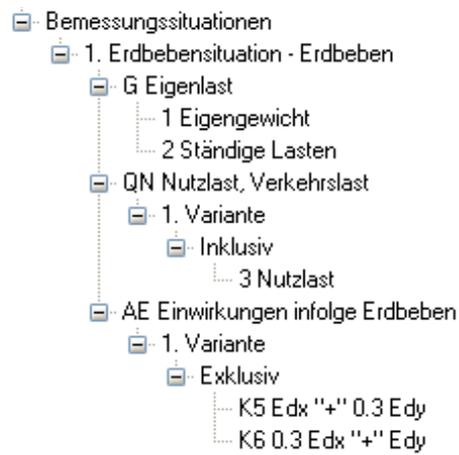


Abbildung 7.11: Kombination der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen gemäß [ÖNORM EN 1990]

Summe der aufgebrauchten Massen (global)			
	$m_x$ bzw. $m_{x,eff}$ in t	$m_y$ bzw. $m_{y,eff}$ in t	$m_z$ bzw. $m_{z,eff}$ in t
Eigenmassen	660,532	660,532	660,532
Punktmassen	0,000	0,000	0,000
Massen aus LF	210,532	210,532	210,532
Summe	871,064	871,064	871,064
Effektive modale Massen (global)			
Summe	838,625	816,935	657,622
	96,3 %	93,8 %	

Tabelle 7.5: Trapezlasten zur Berücksichtigung der zufälligen Torsionseinwirkungen

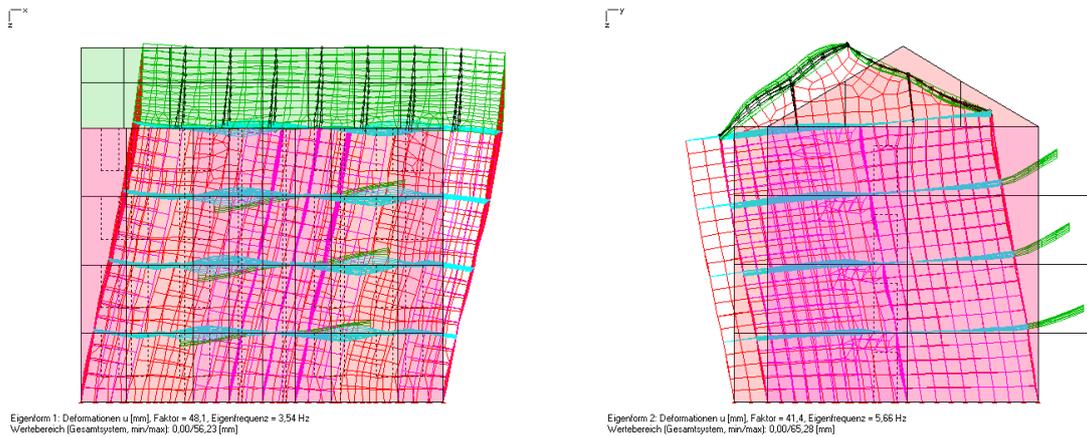


Abbildung 7.12: Darstellung der 1. Eigenform (links) sowie der 2. Eigenform (rechts)

### 7.7.1 Eigenfrequenzen, Eigenformen und Auflagerreaktionen

Die ersten drei Eigenfrequenzen sind Tab. 9.1 zu entnehmen. Die erste Eigenperiode  $T_1$  beträgt 0,28 s und befindet sich somit im Plateaubereich des Bemessungsspektrums ( $T_1 = 1/f_1$ ). In Abb. 7.12 und Abb. 7.13 werden die ersten drei Eigenformen des Tragsystems gezeigt. Während Eigenform 1 und Eigenform 2 Biegeeigenformen darstellen, wird die dritte Eigenform klar von der Torsionsschwingung dominiert.

Für die Erdbeben-Bemessungssituation werden exemplarisch die maximalen vertikalen Auflagerreaktionen in Abb. 7.13 qualitativ dargestellt. Zur Kontrolle der in Tab. 6.9 angegebenen Summe der Normalkräfte (8717,68 kN) können die in [SW2] ermittelten Auflagerreaktionen ( $AR$ ) der einzelnen Lastfälle wie folgt herangezogen werden:

$$\begin{aligned}
 \sum &= 6686,617 \text{ kN} \cdot 1,00 && \dots & AR \text{ zufolge LF1} \cdot F_{LF1} \\
 &+ 1157,998 \text{ kN} \cdot 1,00 && \dots & AR \text{ zufolge LF2} \cdot F_{LF2} \\
 &+ 2335,076 \text{ kN} \cdot 0,30 && \dots & AR \text{ zufolge LF3} \cdot F_{LF3} \\
 &= 8545,138 \text{ kN} && \dots & \text{Kontrollsumme (mit den Auflagerreaktionen aus} \\
 & && & \text{[SW2] ermittelt)}
 \end{aligned}$$

Es ist ersichtlich, dass die Summe aus der händischen Berechnung mit der Kontrollsumme beinahe übereinstimmt. Die geringe Differenz ist auf die Tatsache zurückzuführen, dass bei der Handberechnung der Verputz sämtlicher Wandflächen berücksichtigt wird, hingegen bei der FEM-Berechnung vernachlässigt wird.

## 7.8 Bemessung

Im Folgenden werden die Nachweise für unbewehrte Mauerwerkswände unter vorwiegend vertikaler Belastung sowie unter Schubbelastung geführt. Die hierfür erforderlichen Bemessungseinwirkungen können aus [SW2] entnommen werden.

### 7.8.1 Nachweis unbewehrter Mauerwerkswände unter vorwiegend vertikaler Belastung

Da die Darstellung sämtlicher Bemessungsergebnisse eines jeden Wandquerschnitts aufgrund der großen Datenmenge nicht möglich ist, wird hier der Nachweis des Innenwandquerschnitts WX6 (Lage gemäß Abb. 6.3) für die Erdbeben-Bemessungssituation in Tab. 7.6 exemplarisch

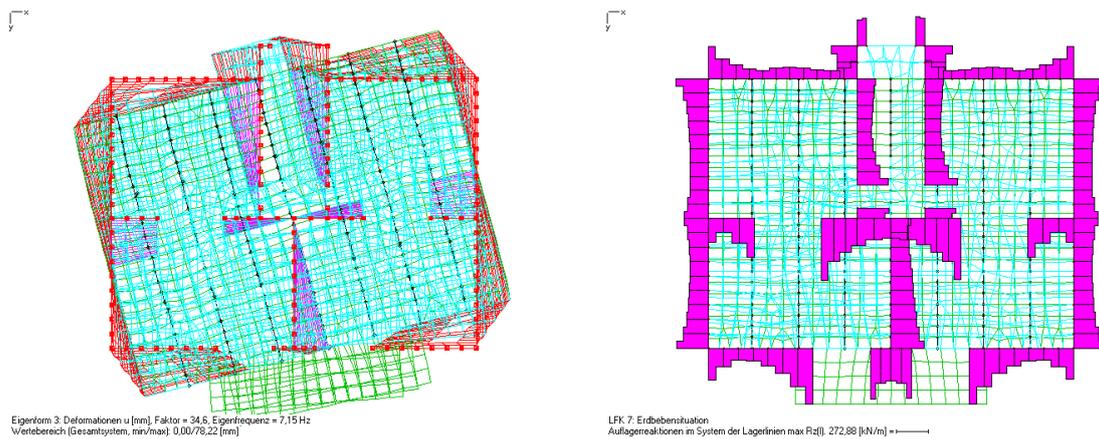


Abbildung 7.13: Darstellung der 3. Eigenform (links) sowie der qualitativen Auflagerreaktionen  $R_{z,max}$  zufolge der Erdbeben-Bemessungssituation (rechts)

dargestellt<sup>6</sup>.

Eine ausführliche Erklärung der einzelnen Spalten der Tabelle kann Abschnitt 6.3.1 entnommen werden.

### 7.8.2 Nachweis unbewehrter Mauerwerkswände unter Schubbelastung

Der Nachweis wird für sämtliche Wandquerschnitte des Erdgeschoßes geführt und ist in Abb. 7.14 ersichtlich. Die Erklärung sämtlicher Spalten des Nachweisblattes ist in Abschnitt 6.3.2 angegeben. Da in der Erdbeben-Bemessungssituation fast alle Wandquerschnitte eine zu geringe Schubtragfähigkeit aufweisen, kann der Nachweis gegen Schubversagen gemäß [ÖNORM EN 1996-1-1] ebenfalls – wie im vorangehenden Kapitel – nicht erbracht werden.

Durch die Modellierung des Wandquerschnitts WX5 als 17,5 cm dicke Stahlbetonscheibe in [SW2], sowie der anschließenden Bemessung mit Hilfe eines Fachwerkmodells können sämtliche Nachweise erbracht werden.

<sup>6</sup>Die Bemessungsergebnisse aller übrigen Wandquerschnitte können der beigelegten CD entnommen werden.

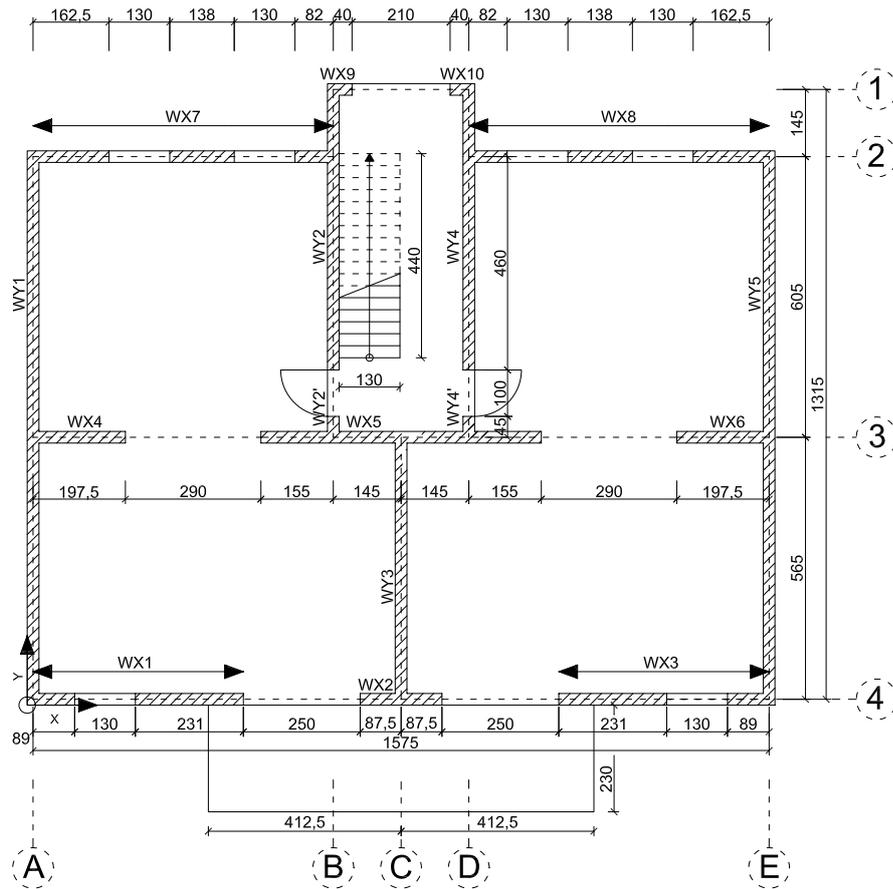


Abbildung 7.14: Bezeichnung der zur Schubabtragung herangezogenen Wandquerschnitte

Nachweis unbewehrter Mauerwerkswände unter vorwiegend vertikaler Belastung am Kopf- bzw. Fußpunkt gemäß EC 6 Teil 1-1																			
Nachweis		Geometrie des Wandquerschnitts				Werte für die tabellarische Berechnung				Werte für die Bemessung									
Wandabsch. C3-E3; WX6 LC 2 Variante 1		Länge:	1,975 m	Wandbreite: $t=$	0,25 m	Knickl.faktor: $p_{2,0G}=$	0,6689	$f_k=$	5,15 N/mm <sup>2</sup>	$\gamma_M=$	1,5	Auflagerbreite:		0,25 m					
		Dicke: $t_{eff}=$	0,25 m	Knickl.faktor: $p_{2,0G}=$	0,6689	Knickl.faktor: $p_{1,0G}=$	0,6689												
		Höhe:	2,75 m	Knickl.faktor: $p_{EG}=$	0,6689	Knickl.faktor: $p_{EG}=$	0,6689												
Nachweis- ebene i	$N_{Ed,i}$ in kN/m	$M_{Ed,i}$ in kNm/m	$e_{M,i}$ in m	$0,45 \cdot t$ in m	$ e_{M,i} $ in m	$t_{0,i}$ in m	$> 0,45 \cdot t \rightarrow 1$ $< 0,45 \cdot t \rightarrow 0$	$t_{0,i}$ in m	$< 0,10 \cdot t \rightarrow 1$ $> 0,10 \cdot t \rightarrow 0$	$e_{M2,i}$ in m	$e_{M1,i}$ in m	$e_{a,i}$ in m	$e_{d,i}$ in m	$e_{M2,i}$ bzw. $e_{M1,i}$ in m	$e_i$ in m	$\Phi_i$	$N_{Ed,i}$ in kN/m	Nachweis	$N_{Ed,i} / N_{Rd,i}$
3.OG (K)	14,09	-0,24	-0,0170	0,1125	0,0170	0	0	0,0041	1	0,0000	-0,0170	0,0041	0,0000	-0,0170	-0,0211	0,83	713,31	OK	0,02
3.OG (F)	21,16	0,26	0,0123	0,1125	0,0123	0	0	0,0062	1	0,0000	0,0123	0,0041	0,0000	0,0123	0,0164	0,87	745,88	OK	0,02
2.OG (K)	36,96	-0,26	-0,0070	0,1125	0,0070	0	0	0,0108	1	0,0000	-0,0070	0,0041	0,0000	-0,0070	-0,0111	0,91	781,96	OK	0,04
2.OG (F)	44,03	0,26	0,0059	0,1125	0,0059	0	0	0,0128	1	0,0000	0,0059	0,0041	0,0000	0,0059	0,0100	0,92	789,71	OK	0,05
1.OG (K)	62,66	-0,26	-0,0041	0,1125	0,0041	0	0	0,0183	1	0,0000	-0,0041	0,0041	0,0000	-0,0041	-0,0082	0,93	801,77	OK	0,07
1.OG (F)	69,73	0,26	0,0037	0,1125	0,0037	0	0	0,0203	1	0,0000	0,0037	0,0041	0,0000	0,0037	0,0078	0,94	804,66	OK	0,08
EG (K)	105,29	-0,26	-0,0025	0,1125	0,0025	0	0	0,0307	0	0,0000	-0,0025	0,0041	0,0000	-0,0025	-0,0066	0,95	813,31	OK	0,12
EG (F)	112,36	0,27	0,0024	0,1125	0,0024	0	0	0,0327	0	0,0000	0,0024	0,0041	0,0000	0,0024	0,0065	0,95	813,76	OK	0,13

Nachweis unbewehrter Mauerwerkswände unter vorwiegend vertikaler Belastung in Wandmitte gemäß EC 6 Teil 1-1														
Nachweis		Geometrie des Wandquerschnitts				Werte für die tabellarische Berechnung				Werte für die Bemessung				
Wandabsch. C3-E3; WX6 LC 2 Variante 1		Länge:	1,975 m	Wandbreite: $t=$	0,25 m	Knickl.faktor: $p_{2,0G}=$	0,6689	$f_k=$	5,15 N/mm <sup>2</sup>	$\gamma_M=$	1,5			
		Dicke: $t_{eff}=$	0,25 m	Knickl.faktor: $p_{2,0G}=$	0,6689	Knickl.faktor: $p_{1,0G}=$	0,6689							
		Höhe:	2,75 m	Knickl.faktor: $p_{EG}=$	0,6689	Knickl.faktor: $p_{EG}=$	0,6689							
Nachweis- ebene i	$N_{Ed,i}$ in kN/m	$M_{Ed,i}$ in kNm/m	$e_{M,i}$ in m	$0,05 \cdot t$	$e_{M,i}$ in m	$e_{nk,i}$ in m	$A_{i,j}$	$e_{nk,i}$ in m	$u_i$	$\Phi_{m,i}$	$N_{Ed,i}$ in kN/m	Nachweis		
3.OG (M)	17,62	0,01	0,0006	0,0047	0,0041	0,0125	0,9000	0,0125	0,2534	0,87	748,10	OK		
2.OG (M)	40,50	0,00	0,0000	0,0041	0,0041	0,0125	0,9000	0,0125	0,2534	0,87	748,10	OK		
1.OG (M)	66,20	0,00	0,0000	0,0041	0,0041	0,0125	0,9000	0,0125	0,2534	0,87	748,10	OK		
EG (M)	108,82	0,01	0,0000	0,0041	0,0041	0,0125	0,9000	0,0125	0,2534	0,87	748,10	OK		

Tabelle 7.6: Nachweisblatt für unbewehrte Mauerwerkswände unter vorwiegend vertikaler Belastung (Nachweis des Wandquerschnitts WX6 zufolge der Erdbeben-Bemessungssituation; die Lage im Grundriss ist in Abb. 6.3 ersichtlich)

Nachweis unbewehrter Mauerwerkswände unter Schubbelastung gemäß EC 6 Teil 1-1											
Lastfallkombination: Erdbebensit. EG		Richtung der Erdbeneinwirkung: X und Y		Geschloßanzahl: 4		Bemessungsbodenbeschleunigung $a_g = 0,99 \text{ m/s}^2$		Y <sub>m</sub> = 1,5		Nachweis	
Geschloß:		-		-		-		-		-	
Geometrie des Wandquerschnitts			Bemessungseinwirkungen			Beanspruchbarkeit					Nachweis
Wandquerschnitt	t <sub>i</sub> in m	l <sub>i</sub> in m	h <sub>i</sub> in m	N <sub>Ed,i,F</sub> in kN	V <sub>Ed,i</sub> in kN	l <sub>c,j</sub> in m	0,5 · f <sub>vk0</sub> in kN/m <sup>2</sup>	0,4 · σ <sub>d,i</sub> in kN/m <sup>2</sup>	f <sub>vd,i</sub> in kN/m <sup>2</sup>	V <sub>Rd,i</sub> in kN	Nachweis
WX1	0,25	4,500	2,75	408,45	237,39	3,83	150	170,63	213,75	204,67	NOT OK
WX2	0,25	1,760	2,75	313,18	61,81	1,54	150	325,38	316,92	122,01	OK
WX3	0,25	4,500	2,75	409,64	124,32	3,81	150	172,03	214,68	204,49	OK
WX4	0,25	1,975	2,75	248,45	125,78	1,38	150	288,06	292,04	100,75	NOT OK
WX5	0,25	6,000	2,75	796,17	408,00	4,99	150	255,28	270,19	337,06	NOT OK
WX6	0,25	1,975	2,75	247,17	20,60	1,38	150	285,68	290,45	100,52	OK
WX7	0,25	6,425	2,75	389,45	221,59	4,60	150	135,52	190,35	218,80	NOT OK
WX8	0,25	6,425	2,75	404,58	248,16	4,62	150	140,18	193,46	223,33	NOT OK
WX9	0,25	0,400	2,75	20,33	8,95	0,00	150				
WX10	0,25	0,400	2,75	28,49	3,39	0,00	150				
WY1	0,25	11,700	2,75	1085,31	401,85	10,54	150	164,75	209,83	552,91	OK
WY2	0,25	6,050	2,75	635,35	67,25	5,53	150	183,68	222,46	307,78	OK
WY2'	0,25	0,450	2,75	146,82	7,04	0,45	150	522,03	448,02	50,40	OK
WY3	0,25	5,650	2,75	971,62	147,39	5,65	150	275,15	283,43	400,35	OK
WY4	0,25	6,050	2,75	701,20	133,93	5,74	150	195,34	230,23	330,57	OK
WY4'	0,25	0,450	2,75	145,94	8,78	0,45	150	518,90	445,93	50,17	OK
WY5	0,25	11,700	2,75	1070,98	512,55	10,50	150	163,20	208,80	548,09	OK

Anmerkung: V<sub>Ed,w9</sub> und V<sub>Ed,w10</sub> müssen auf andere Wandquerschnitte in x-Richtung aufgeteilt werden, da kein überdrückter Bereich zur Verfügung steht.

Tabelle 7.7: Nachweisblatt für unbewehrte Mauerwerkswände unter Schubbelastung (Nachweis sämtl. Wandquerschnitte zufolge der Erdbeben-Bemessungssituation)

# 8 Musterstatik „Zeitverlaufsverfahren“

## 8.1 Allgemeines

Abschließend wird der viergeschoßige Wohnbau mit Hilfe der Zeitverlaufsberechnungsmethode analysiert. Die Berechnung erfolgt dabei wiederum mit der Tragwerksplanungssoftware [SW2]<sup>1</sup>. Die Vorgehensweise entspricht – bis auf die Definition der Erdbebeneinwirkung – der in Abschnitt 7.1 angegebenen Vorgehensweise.

## 8.2 Erdbebeneinwirkung

Gemäß [ÖNORM EN 1998-1] darf die Erdbebeneinwirkung mit Hilfe von

- künstlichen,
- aufgezeichneten oder
- simulierten

Beschleunigungszeitverläufen dargestellt werden. Die weitere Berechnung wird mit aufgezeichneten Erdbebenaccelerogrammen durchgeführt, da diese der European Strong-Motion Database [URL4] kostenlos entnommen werden können.

### 8.2.1 Auswahl der Beschleunigungszeitverläufe

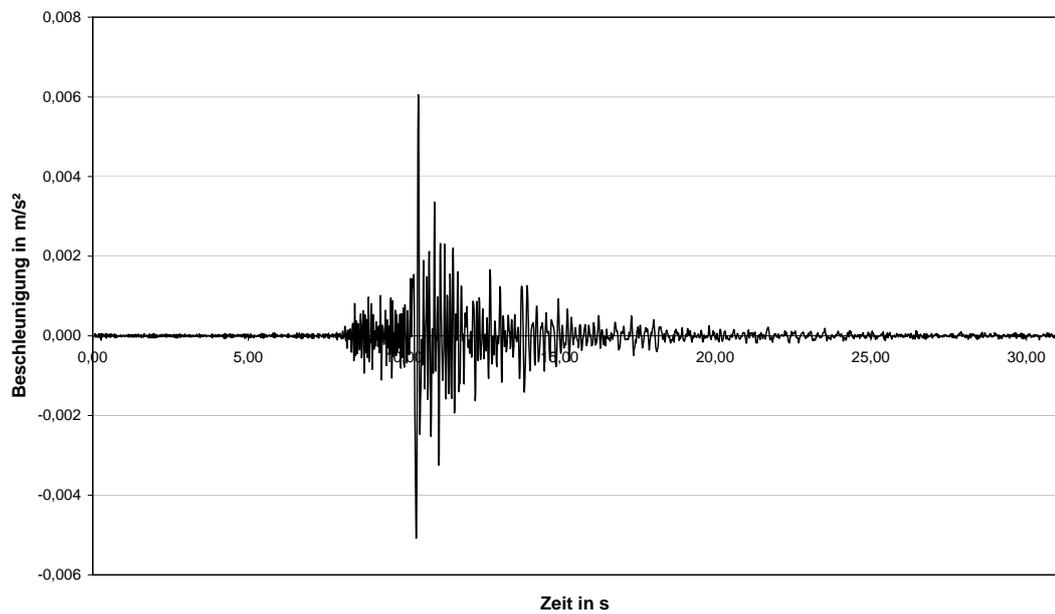
Um die Bemessungswerte der Beanspruchungsgrößen mitteln zu können, müssen die Berechnungen gemäß [ÖNORM EN 1998-1] mit sieben unterschiedlichen Beschleunigungszeitverläufen erfolgen. Für den Standort Müzzschlag werden folgende Gruppen von Zeitverläufen gewählt:

- ZV-Gruppe 964, Wiener Neustadt-Rathaus (Aufzeichnungsstation), 3.11.1997, 21:44:49
- ZV-Gruppe 965, Wiener Neustadt-Rathaus, 3.11.1997, 23:16:59
- ZV-Gruppe 966, Wiener Neustadt-Rathaus, 24.11.1997, 08:48:39
- ZV-Gruppe 969, Wien-Palais Festetics, 9.1.1996, 01:07:22
- ZV-Gruppe 970, Wien-Schaumburggasse 7 (Hauptschule), 9.1.1996, 01:07:22
- ZV-Gruppe 972, Wiener Neustadt-Rathaus, 9.1.1996, 01:07:22
- ZV-Gruppe 973, Wiener Neustadt-Berufsschule Schneeberggasse, 9.1.1996, 01:07:22

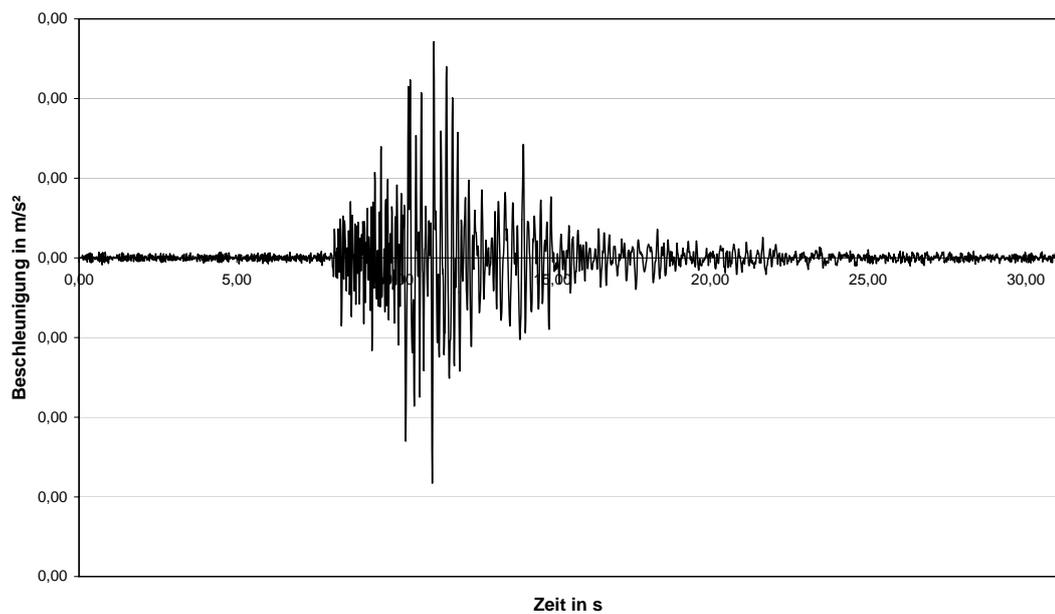
Aus der Datenbank können die aufgezeichneten Zeitverläufe der Nord-Süd-, der Ost-West- und der Vertikalkomponente entnommen werden. Da die Vertikalkomponente in Österreich grundsätzlich nicht relevant ist, wird diese bei der weiteren Berechnung nicht angesetzt. Die Zeitverläufe der Nord-Süd-Komponente (ZV 964 N-S) sowie der Ost-West-Komponente (ZV 964 O-W) des am 3. November 1997 in Wiener Neustadt aufgezeichneten Erdbebens werden in Abb. 8.1 dargestellt.

---

<sup>1</sup>Der Berechnung wird das im vorangehenden Kapitel definierte Tragwerksmodell zugrunde gelegt.



— ZV 964 N-S



— ZV 964 O-W

Abbildung 8.1: Zeitverlauf der Nord-Süd-Komponente (oben) sowie Zeitverlauf der Ost-West-Komponente (unten) des Bebens vom 3. November 1997 in Wr. Neustadt

## 8.2.2 Modifizierung der Beschleunigungszeitverläufe

Die im vorangehenden Abschnitt abgebildeten, aufgezeichneten Zeitverläufe müssen für die weitere dynamische Systemanalyse modifiziert werden (Abb. 8.2). Einerseits sind ihre Werte noch auf den Wert  $a_g \cdot S$  des Standorts Mürzzuschlag zu skalieren, andererseits sollte nur ein gewisser Ausschnitt des gesamten Zeitverlaufs verwendet werden. Somit werden nicht nur sehr kurze Zeitschritte möglich, sondern auch annehmbare Rechenzeiten gewährleistet. Nach erfolgter Modifizierung kann der Ausschnitt des jeweiligen Beschleunigungszeitverlaufs als instationärer Last-Zeit-Verlauf in das Programm [SW2] eingegeben werden.

## 8.2.3 Theoretischer Hintergrund der Tragwerksplanungssoftware [SW2]

Um die gesuchten Zeitverläufe der Antwortschwingungen eines Systems ermitteln zu können, muss das nachfolgende – in Abschnitt 3.2.1 bereits beschriebene – Gleichungssystem gelöst werden:

$$[M] \cdot \{\ddot{x}\} + [C] \cdot \{\dot{x}\} + [K] \cdot \{x\} = \underbrace{\{P(t)\}}_{\text{Belastungsvektor}}$$

Der Belastungsvektor setzt sich aus folgenden Komponenten zusammen [Inf05]:

$$\{P(t)\} = (\{p\} - [M] \cdot \{\ddot{x}_k\}) \cdot f(t) \quad (8.1)$$

mit

$\{p\}$	...	Lastvektor
$[M]$	...	Massenmatrix
$\{\ddot{x}_k\}$	...	Vektor der Knotenbeschleunigung
$f(t)$	...	Zeitfunktion der Belastung

Zur Integration der Bewegungsgleichungen wird das allgemeine Integrationsschema nach Newmark und Wilson verwendet. Dieses ist, unabhängig von der Wahl der Größe des Zeitschrittes, stabil. Es wird von den folgenden Annahmen ausgegangen [Inf05]:

$$\dot{x}(t + \Delta t) = \dot{x}(t) + \frac{1}{2} \cdot [\ddot{x}(t) + \ddot{x}(t + \delta t)] \cdot \Delta t \quad (8.2)$$

$$x(t + \Delta t) = x(t) + \dot{x}(t) \cdot \Delta t + \frac{1}{4} \cdot [\ddot{x}(t) + \ddot{x}(t + \Delta t)] \cdot \Delta t^2 \quad (8.3)$$

Zur Berechnung der Verschiebungen, Geschwindigkeiten und Beschleunigungen zum Zeitpunkt  $t + \Delta t$  wird zusätzlich Gl. 3.30 herangezogen. Die Zeitschrittlösung wird hiermit nach folgendem Schema durchgeführt:

- Ermittlung von Massen-, Dämpfungs- und Steifigkeitsmatrix
- Vorgabe von  $x(0)$ ,  $\dot{x}(0)$  und  $\ddot{x}(0)$
- Wahl des Zeitschrittes  $\Delta t$
- Berechnung der effektiven Steifigkeitsmatrix und Triangulation
- Berechnung der effektiven Lasten zum Zeitpunkt  $t + \Delta t$
- Bestimmung der Verschiebungen zum Zeitpunkt  $t + \Delta t$  durch Rückwärtsauflösung
- Ermittlung der Geschwindigkeiten und Beschleunigungen zum Zeitpunkt  $t + \Delta t$  aus Gl. 8.2 und Gl. 8.3

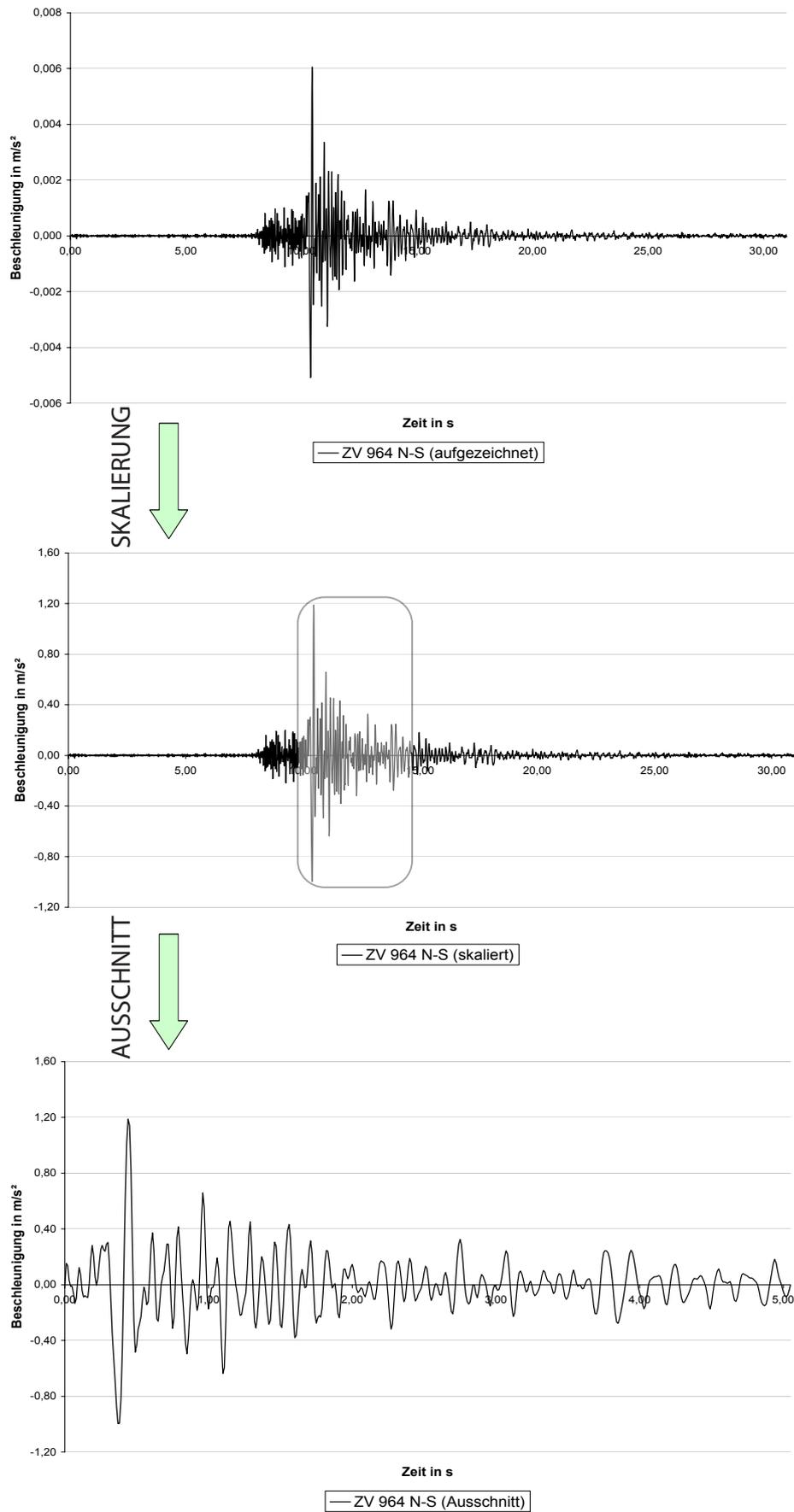


Abbildung 8.2: Vorgehensweise bei der Modifizierung der Zeitverläufe

Knotenbeschleunigungen [ACCE]					
Von Knoten	Bis Knoten	ax	ay	az	
[m/s <sup>2</sup> ]					
1	1	5415	1,0000	0,3000	0,0000
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
9					
10					
11					
12					
13					
14					
15					
16					
17					
18					
19					
20					
21					
22					
23					
24					
25					
26					
27					
28					
29					

Abbildung 8.3: Definition von Knotenbeschleunigungen in [SW2]

Eine Beanspruchung durch eine Bodenbeschleunigung lässt sich mittels Transformation des Bezugssystems durch eine Belastung der nicht gelagerten Tragwerksknoten ersetzen. Die effektive Tragwerksbelastung wird durch folgenden Lastvektor beschrieben [Inf05]:

$$\{p(t)_{eff}\} = \{p_{eff}\} \cdot f(t) = -[M] \cdot ([T_s] \cdot \{\ddot{x}_b\}) \cdot f(t) = -[M] \cdot \{\ddot{x}_k\} \cdot f(t) \quad (8.4)$$

mit

- $f(t)$  ... Zeitverlauf der Erregung
- $\{\ddot{x}_b\}$  ... Vektor der Bodenbeschleunigung
- $[T_s]$  ... Transformationsmatrix

Diese Beziehung vernachlässigt die durch die Bodenbeschleunigung erzeugten Dämpfungskräfte sowie die Kopplung zwischen gelagerten und freien Elementen der Massenmatrix. Diese Einflüsse sind jedoch gegenüber den Trägheitskräften von untergeordneter Bedeutung. Die Transformationsmatrix  $[T_s]$  gibt den statischen Einfluss einer Stützenverschiebung auf die übrigen Systemknoten wieder. Bei statisch bestimmt gelagerten Tragwerken oder starrer Bodenscheibe wird diese durch rein kinematische Beziehungen beschrieben [Inf05].

Für die weitere Berechnung muss folglich ein neuer Lastfall (Dummy 1) mit einer Knotenlast eingegeben werden, deren  $x$ -,  $y$ - und  $z$ -Komponente jeweils mit Null festgelegt wird (siehe Gl. 8.1). Zusätzlich sind die Komponenten der Knotenbeschleunigungen – wie aus Abb. 8.3 ersichtlich – in globaler Richtung zu definieren.

## 8.2.4 Berechnungsvorgaben

Die Eingabe der wesentlichen Parameter für die dynamische Systemanalyse erfolgt wiederum im Ordner „Berechnungsvorgaben Dynamik“ (siehe Abb. 8.4). Die Berechnung erfolgt mit der modalen Zeitschrittintegration, deren theoretische Grundlagen in Abschnitt 3.3.1 erläutert werden. Die Berücksichtigung der ersten 75 Eigenwerte dient dazu, sämtliche die Systemantwort wesentlich beeinflussenden Eigenformen zu erfassen. Die Speicherung jedes 2-ten Zeitschrittes führt zur Reduzierung der Datenmenge. Die Genauigkeit der Integration wird dadurch nicht beeinträchtigt, jedoch die Qualität der Ergebnisdarstellung. Da jedoch sehr kleine Zeitschritte gewählt werden, wird die Ergebnisdarstellung bei der Speicherung jedes Zeitschrittes unwesentlich besser. Weiters sind die zuvor definierten Knotenbeschleunigungen zu aktivieren. Der für die dynamische Systemanalyse erforderliche instationäre Last-Zeit-Verlauf ist in Abb. 8.4 dargestellt.

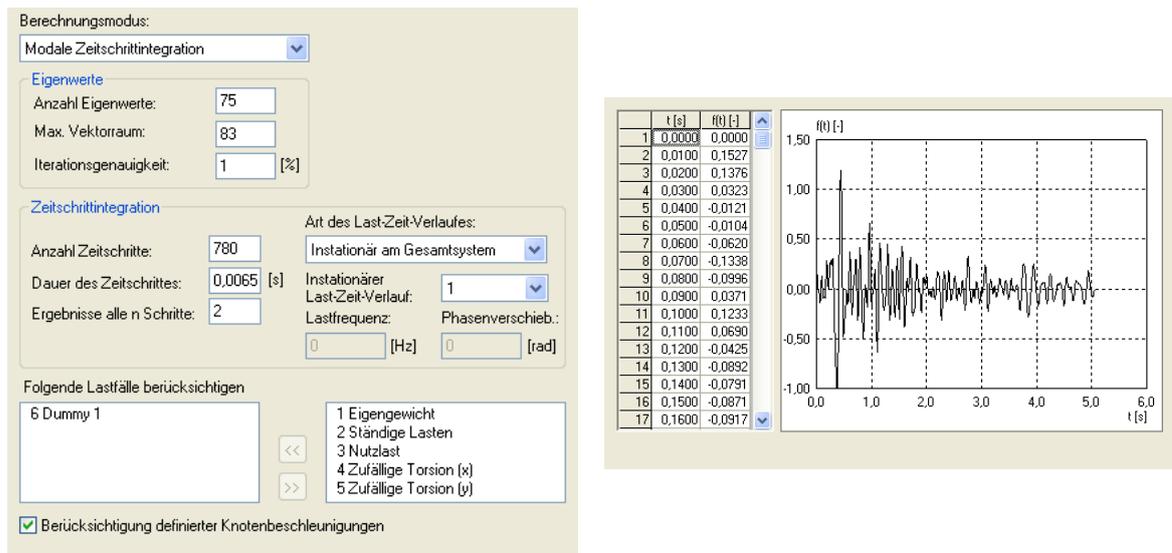


Abbildung 8.4: „Berechnungsvorgaben Dynamik“ (links) und Darstellung des eingegebenen Zeitverlaufsausschnitts (rechts)

### 8.3 Berechnungsergebnisse

Nach der dynamischen Systemanalyse stehen dem Programmanwender im Ordner „Ergebnisse-Dynamik“ sämtliche Stab- und Elementschnittgrößen sowie Auflagerreaktionen in Abhängigkeit von der Zeit zur Verfügung. Für den Auflagerknoten im Ursprung des globalen Koordinatensystems ist die vertikale Auflagerreaktion in Abhängigkeit von der Zeit in Abb. 8.5 dargestellt. Alle bisher in diesem Kapitel vorgestellten Abbildungen und Ergebnisse beziehen sich auf die erste in Abschnitt 8.2.1 angeführte ZV-Gruppe 964. Da jedoch die Bemessung<sup>2</sup> mit den gemittelten Beanspruchungen aus sieben unterschiedlichen Zeitverläufen bzw. Zeitverlaufgruppen erfolgen sollte, wird nicht nur die maximale Schubkraft exemplarisch für die Wandquerschnitte WX2 und WY3 zufolge der unterschiedlichen Zeitverläufe in den Abbildungen 8.6 und 8.7 dargestellt, sondern auch der Mittelwert der jeweiligen Beanspruchung gezeigt.

<sup>2</sup>Auf die Bemessung des Mauerwerks wird hier nicht näher eingegangen.

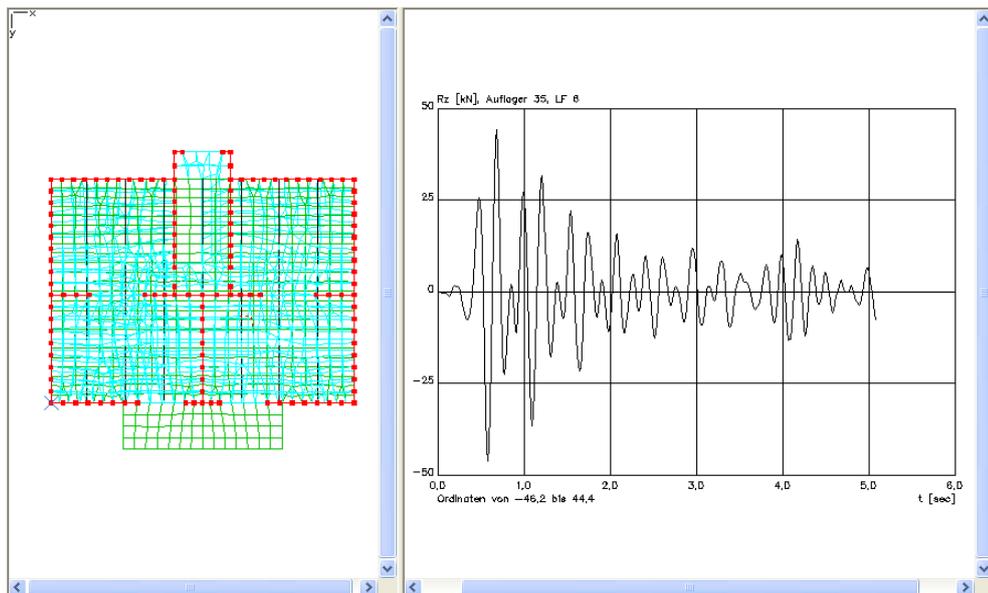


Abbildung 8.5: Vertikale Auflagerknotenkraft in Abhängigkeit von der Zeit

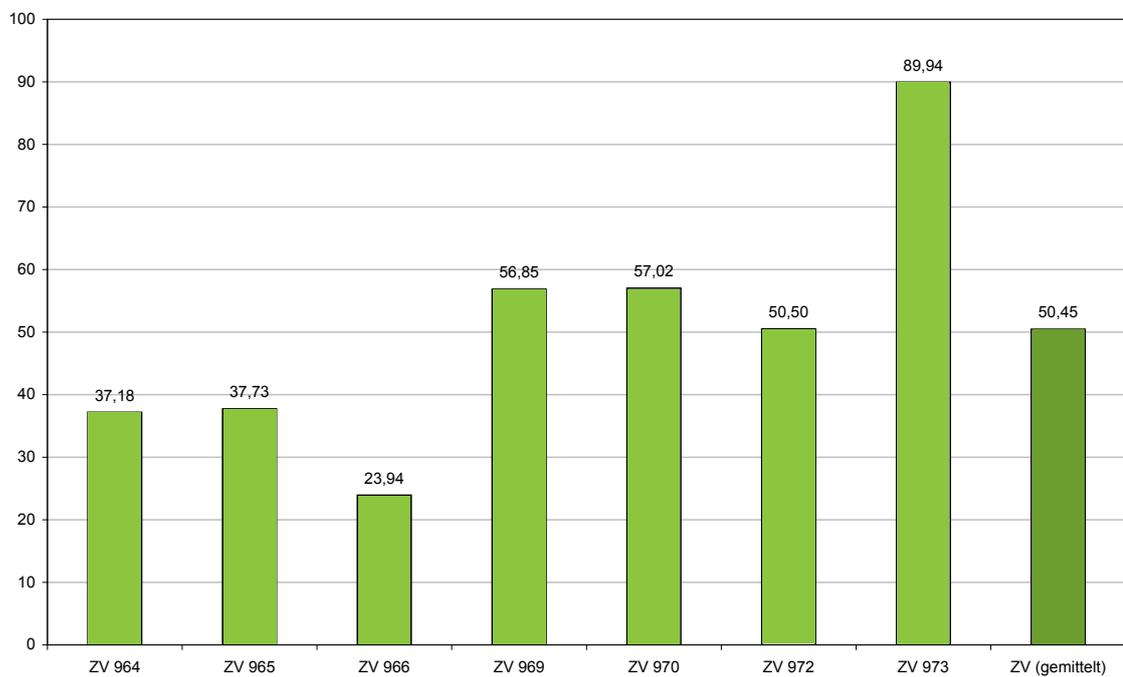


Abbildung 8.6: Resultierende Schubkraft des Wandquerschnitts WX2 zufolge der Zeitverlaufsberechnungen

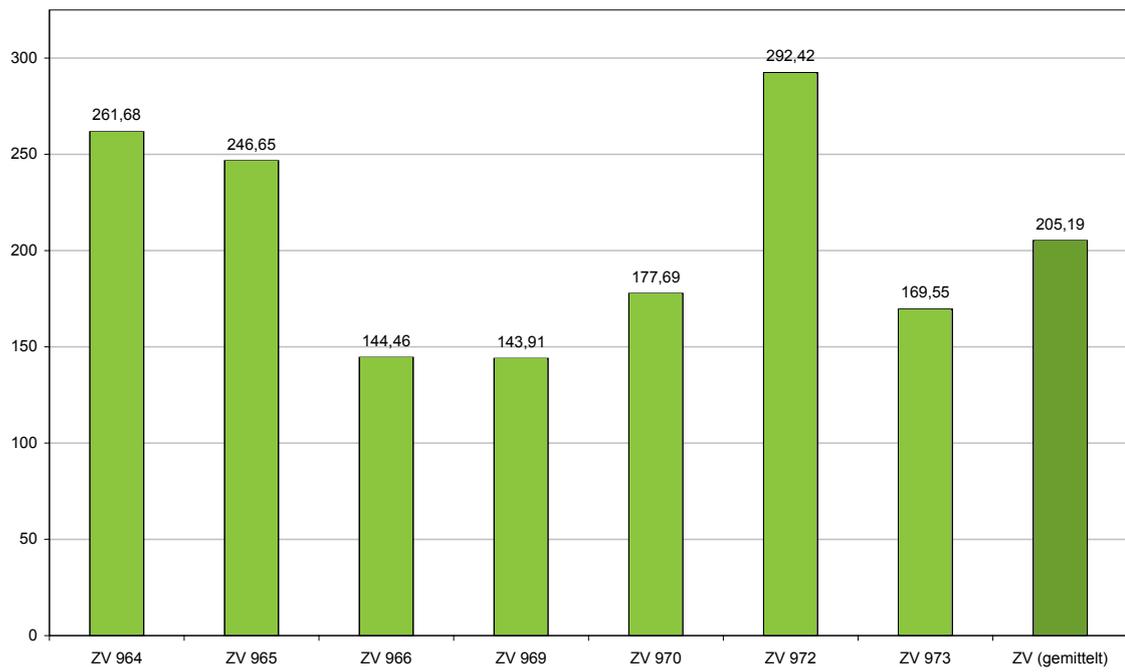


Abbildung 8.7: Resultierende Schubkraft des Wandquerschnitts WY3 zufolge der Zeitverlaufsberechnungen

# 9 Vergleich der Berechnungsverfahren sowie Evaluierung der Ergebnisse

## 9.1 Vergleich der Berechnungsverfahren

### 9.1.1 Bauwerksmodell

Das Bauwerksmodell muss die Verteilung der Steifigkeit und Masse angemessen wiedergeben, so dass alle wesentlichen Verformungen und Trägheitskräfte für die betrachtete Erdbebeneinwirkung ordnungsgemäß erfasst werden.

Der vorliegende Wohnbau erfüllt nicht nur die Regelmäßigkeitskriterien im Grundriss, sondern auch die Regelmäßigkeitskriterien im Aufriss. Beim Berechnungsverfahren „vereinfachtes Antwortspektrumverfahren (vAWS)“ wird aufgrund der Grundriss-Regelmäßigkeit angenommen, dass die Erdbebeneinwirkung getrennt und ohne die in Abschnitt 3.2.3 angeführten Kombinationen entlang der beiden senkrecht zueinander stehenden horizontalen Hauptachsen des Bauwerks angreift. Weiters wird die Berechnung anhand von zwei ebenen Modellen, jeweils für eine der beiden Hauptrichtungen, durchgeführt. Eine dreidimensionale Bauwerksmodellierung kann somit beim vAWS entfallen. Für die Ermittlung der Gesamterdbebenkraft müssen jedoch sämtliche Stockwerksmassen per Hand berechnet werden.

Die Verfahren „multimodales Antwortspektrumverfahren (mAWS)“ und „Zeitverlaufsverfahren (ZV)“ erfordern hingegen für die anschließende dynamische Systemanalyse mittels der Tragwerksplanungssoftware [SW2] eine räumliche Modellierung des vorliegenden Wohngebäudes.

### 9.1.2 Darstellung der Erdbebeneinwirkung

Bei den Berechnungsverfahren vAWS und mAWS wird die Erdbebeneinwirkung durch ein elastisches Beschleunigungs-Antwortspektrum dargestellt. Nach der Bestimmung der Baugrundklasse, des Spektrumtyps und des Verhaltensbeiwertes ist das Bemessungsspektrum durch die in Abschnitt 2.5.2 angegebenen Gleichungen definiert. In Österreich ist gemäß [ÖNORM B 1998-1] jedoch nur die Spektralform Typ 1 anzuwenden. Für das vAWS kann der Plateauwert des Spektrums für die weitere Berechnung herangezogen werden.

Beim ZV wird die Erdbebeneinwirkung hingegen mit Hilfe von aufgezeichneten, auf den Wert  $a_g \cdot S$  skalierten Bodenbeschleunigungszeitverläufen dargestellt. Diese sollten im Hinblick auf die Bodenbeschaffenheit des Standorts ausreichend aussagekräftig sein. An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass eine Mittelung der Beanspruchungsgrößen nur dann vorgenommen werden kann, wenn Berechnungen mit mindestens sieben unterschiedlichen Beschleunigungszeitverläufen durchgeführt werden.

### 9.1.3 Bestimmung der Eigenschwingungsdauer

Für das vAWS stehen gemäß [ÖNORM EN 1998-1] mehrere Näherungsformeln für die Berechnung der Eigenschwingungsdauer zur Verfügung. Während Gl. 3.8 die Steifigkeit des Tragwerks über einen material- und tragwerkstypbezogenen Faktor berücksichtigt, erfolgt die Berücksichtigung der Tragwerkssteifigkeit in Gl. 3.11 über die horizontale elastische Verschiebung der Gebäudespitze infolge der in Horizontalrichtung angreifend gedachten Gewichtslasten.

Weiters können zur Bestimmung der Grundperiode Ausdrücke auf der Grundlage baodynamischer Methoden (z. B. Rayleigh-Methode) herangezogen werden.

Für das mAWS und das ZV können durch Lösung des in Abschnitt 3.2.1 bereits erläuterten Eigenwertproblems grundsätzlich so viele Eigenfrequenzen  $\omega_i$  bestimmt werden, wie Freiheitsgrade  $n$  des Tragwerks vorliegen. Bei der dynamischen Systemanalyse mit Hilfe des Programms [SW2] müssen die ersten 75 Eigenwerte berechnet werden, um die in der [ÖNORM EN 1998-1] angegebenen Forderungen erfüllen zu können.

#### **9.1.4 Zufällige Torsionswirkungen**

Um Unsicherheiten bezüglich der Lage von Massen und der räumlichen Veränderlichkeit der Erdbebenbewegung abzudecken, müssen zufällige Torsionswirkungen bei der Berechnung berücksichtigt werden.

Für das vAWS besteht die Möglichkeit gemäß [ÖNORM EN 1998-1], zufällige Torsionswirkungen dadurch zu berücksichtigen, dass die Beanspruchungen in den einzelnen lastabtragenden Bauteilen mit einem Beiwert  $\delta$  multipliziert werden. Gemäß [ÖNORM B 1998-1] kann die Torsionswirkung bei mehrgeschoßigen Bauwerken, bei denen die lastabtragenden Elemente ohne Unterbrechung über die gesamte Höhe laufen, auch über Näherungsberechnungen abgedeckt werden. Für die Berechnung des vorliegenden Wohngebäudes wird die im Anhang B der [ÖNORM B 1998-1] vorgestellte Näherungsberechnung „Berechnungsmodell 3“ verwendet.

Da den Berechnungsverfahren mAWS und ZV ein räumliches Tragwerksmodell zugrundegelegt wird, werden die Torsionswirkungen durch Ansetzen von Torsionsmomenten um die vertikale Achse eines jeden Geschoßes berücksichtigt.

## **9.2 Vergleich der Berechnungsergebnisse**

### **9.2.1 Eigenschwingungsdauer**

Die aus den unterschiedlichen Berechnungsverfahren (vAWS, mAWS und ZV) ermittelten Eigenperioden bzw. Eigenfrequenzen sind in Tab. 9.1 und Abb. 9.1 ersichtlich. Die Eigenperioden aus Gl. 3.8 liegen im Plateaubereich des Bemessungsspektrums. Wird Gl. 3.8 in Kombination mit Gl. 3.9 und Gl. 3.10 der Ermittlung der Eigenperioden zugrunde gelegt, resultiert daraus eine geringfügige Unterschätzung der Gesamterdbebenkraft in  $x$ -Richtung ( $\rightarrow$  geringerer Ordinatenwert des Bemessungsspektrums). Die Gl. 3.11 liefert Werte, die sich im ansteigenden Ast des Bemessungsspektrums befinden. Da sämtliche Werte innerhalb bzw. in der Nähe des Plateaubereichs zu liegen kommen, ist die in Abschnitt 6.1.3 getroffene Annahme für das vAWS somit vertretbar.

Die mit Hilfe des Programms [SW2] berechneten Eigenperioden liegen ebenfalls im Plateaubereich des Bemessungsspektrums.

Berechnungsverfahren			$T_1$ in s	$f_1$ in Hz
VAWS-V	Gl. 3.8	$x$ -Richtung	0,391	2,558
		$y$ -Richtung	0,391	2,558
VAWS-V	Gl. 3.8 mit Gl. 3.9 und Gl. 3.10	$x$ -Richtung	0,586	1,706
		$y$ -Richtung	0,227	4,405
VAWS-V	Gl. 3.11	$x$ -Richtung	0,135	7,407
		$y$ -Richtung	0,107	9,346
MAWS-V, ZV-V	Berechnung mittels [SW2]	$x$ -Richtung	0,282	3,544
		$y$ -Richtung	0,177	5,665

Tabelle 9.1: Vergleich der aus den unterschiedlichen Berechnungsverfahren ermittelten Eigenfrequenzen und Eigenperioden

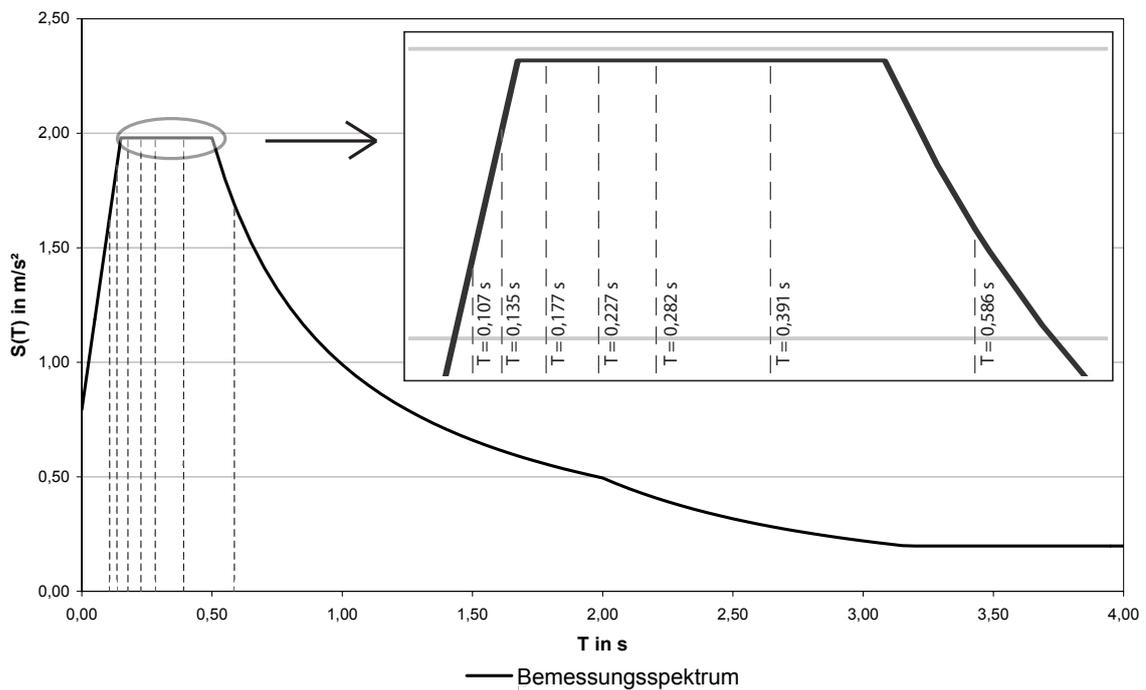


Abbildung 9.1: Bemessungsspektrum gemäß [ÖNORM EN 1998-1]; Darstellung der berechneten Eigenperioden im Plateaubereich

## 9.3 Evaluierung der Ergebnisse

### 9.3.1 Normalkraftnachweise

Sämtlichen in den Abschnitten 6.3.1 und 7.8.1 geführten Normalkraftnachweisen für die Erdbeben-Bemessungssituation kann entnommen werden, dass das Verhältnis  $N_{Ed,i}/N_{Rd,i}$  am Wandfuß des Erdgeschoßes maximal den Wert 0,32 erreicht (siehe Abb. 9.2). Um auch für die Grundkombination der Einwirkungen beurteilen bzw. abschätzen zu können, ob der Bemessungswert des Tragwiderstandes größer als der Bemessungswert der angreifenden Last ist, werden die Bemessungswerte der vertikal einwirkenden Last aus der Erdbebenkombination mit 1,75 multipliziert. Dieser Wert wird wie folgt ermittelt:

$$\underbrace{0,70 \cdot P}_{\text{Anteil Eigengewicht}} \cdot \underbrace{1,00}_{TSB} + \underbrace{0,30 \cdot P}_{\text{Anteil Nutzlast}} \cdot \underbrace{0,30}_{TSB} = N_{Ed,EK} \quad \text{„Erdbebenkombination“}$$

$$\rightarrow P = \frac{N_{Ed,EK}}{0,80}$$

$$\underbrace{0,65 \cdot P}_{\text{Anteil Eigengewicht}} \cdot \underbrace{1,35}_{TSB} + \underbrace{0,35 \cdot P}_{\text{Anteil Nutzlast}} \cdot \underbrace{1,50}_{TSB} = N_{Ed,GK} \quad \text{„Grundkombination“}$$

$$\rightarrow P = \frac{N_{Ed,GK}}{1,40}$$

$$\Rightarrow N_{Ed,GK} = 1,75 \cdot N_{Ed,EK}$$

mit

$P$	...	Belastung in kN/m
$TSB$	...	Teilsicherheitsbeiwert bzw. Kombinationsbeiwert
$N_{Ed,EK}$	...	Bemessungswert der angreifenden Last infolge der Erdbebenkombination in kN/m (bekannt)
$N_{Ed,GK}$	...	Bemessungswert der angreifenden Last infolge der Grundkombination in kN/m

Abb. 9.2 zeigt, dass der Normalkraftnachweis mit den abgeschätzten Einwirkungen der Grundkombination für die dargestellten Wandquerschnitte problemlos erfüllt werden kann.

### 9.3.2 Schubkraftnachweise

Vorab erfolgt ein Vergleich der aus den unterschiedlichen Berechnungsverfahren ermittelten Gesamterdbebenkräfte in  $x$ - und  $y$ -Richtung. Der Abb. 9.3 kann entnommen werden, dass sowohl die ermittelten Gesamterdbebenkräfte in den jeweiligen Richtungen als auch die zugehörigen Resultierenden der Normalkräfte annähernd übereinstimmen.

Um die geführten Schubnachweise möglichst transparent zu gestalten, werden neben den Bemessungswerten der einwirkenden Schubkräfte (siehe Abb. 9.4) auch die Bemessungswerte der Schubtragfähigkeit angegeben (siehe Abb. 9.5). Beim vAWS kann für die Wandquerschnitte WX2 und WX4 kein Nachweis erbracht werden, da die berechnete Exzentrizität die halbe Länge der jeweiligen Wandquerschnitte übersteigt.

Aus Abb. 9.6 geht hervor, dass die Schubnachweise aufgrund zu geringer Schubtragfähigkeit – unabhängig vom gewählten Berechnungsverfahren zur Berücksichtigung der Erdbebeneinwirkung – insbesondere in  $x$ -Richtung nicht erfüllt werden können.

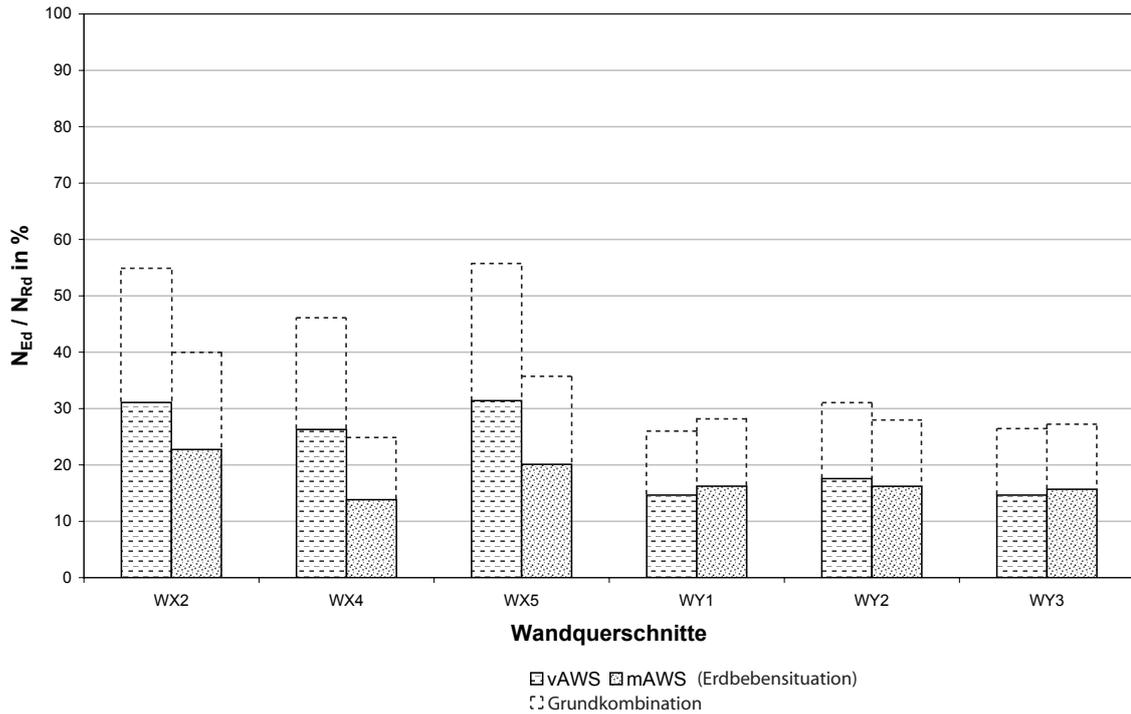


Abbildung 9.2: Normalkraftnachweise der Wandquerschnitte WX2, WX4, WX5, WY1, WY2 und WY3 für die Erdbebenkombination und die Grundkombination

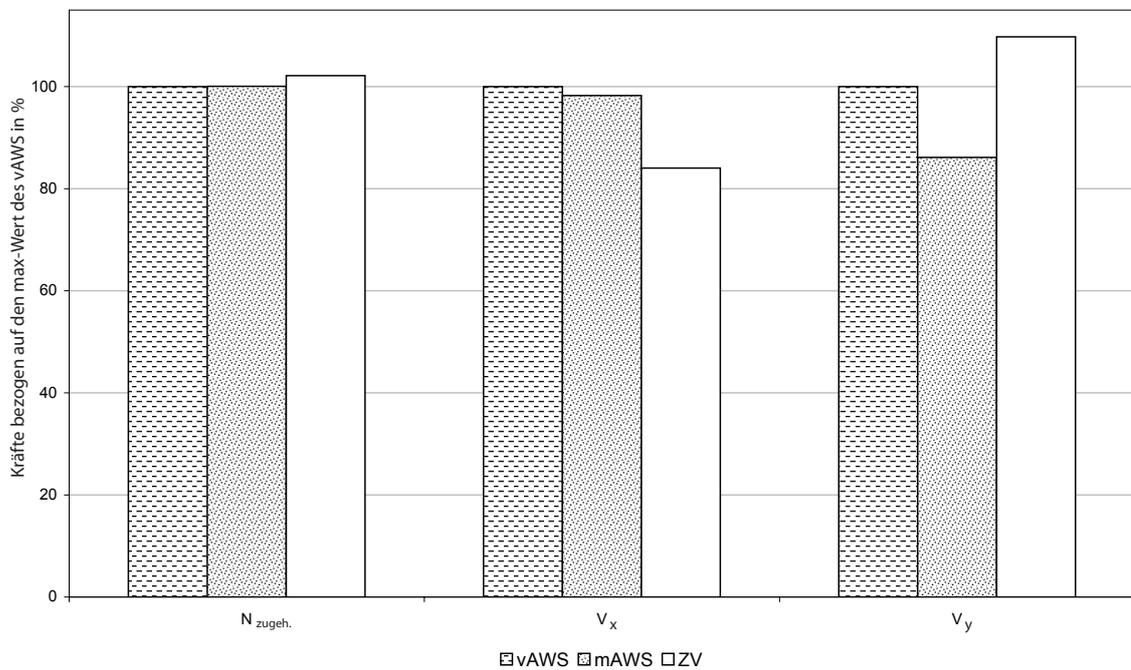


Abbildung 9.3: Vergleich der aus den unterschiedlichen Berechnungsverfahren ermittelten Gesamterdbebenkräfte in  $x$ - und  $y$ -Richtung

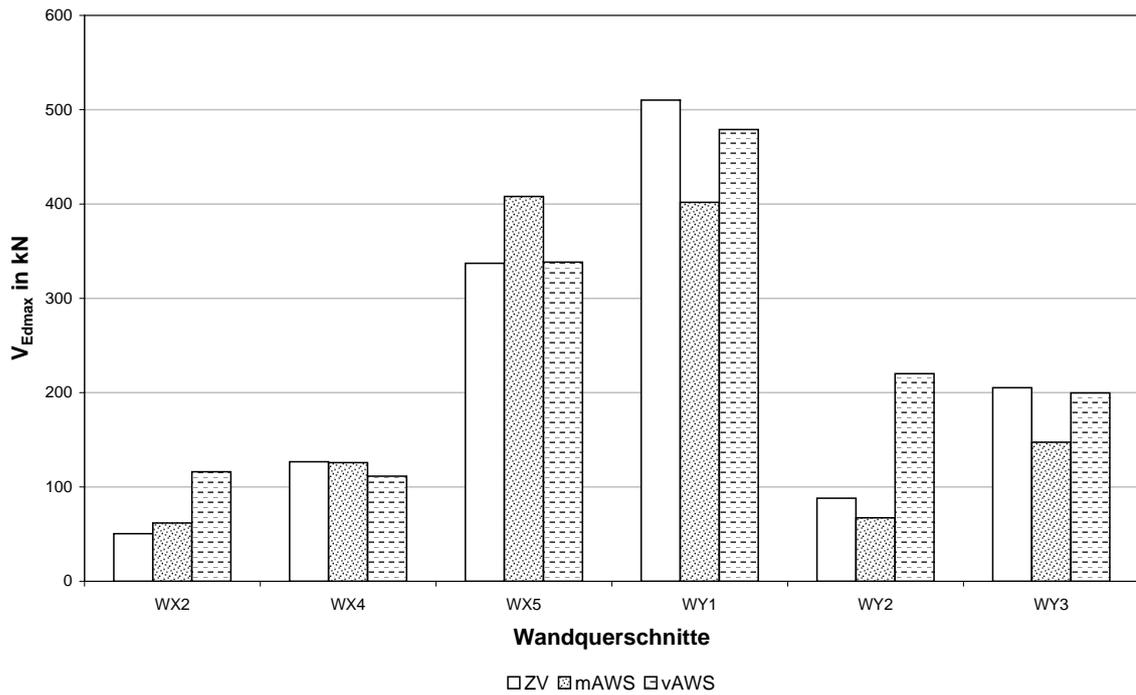


Abbildung 9.4: Maximal auftretende Schubkräfte in Abhängigkeit des Berechnungsverfahrens für die Wandquerschnitte WX2, WX4, WX5, WY1, WY2 und WY3

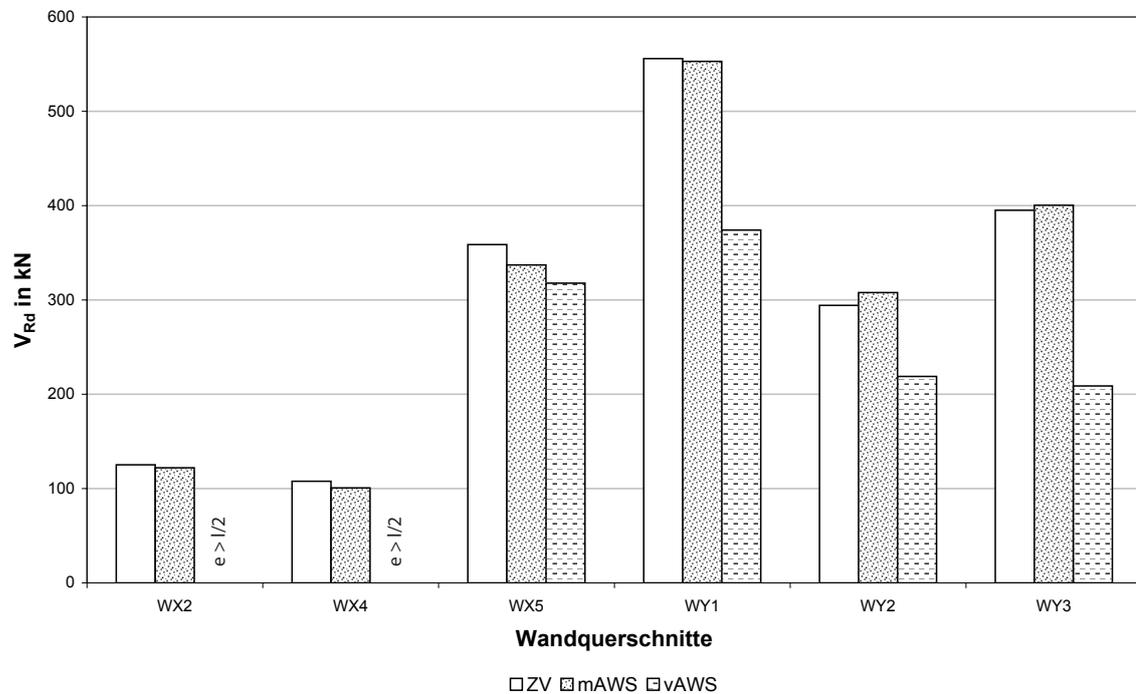


Abbildung 9.5: Darstellung der Schubtragfähigkeit

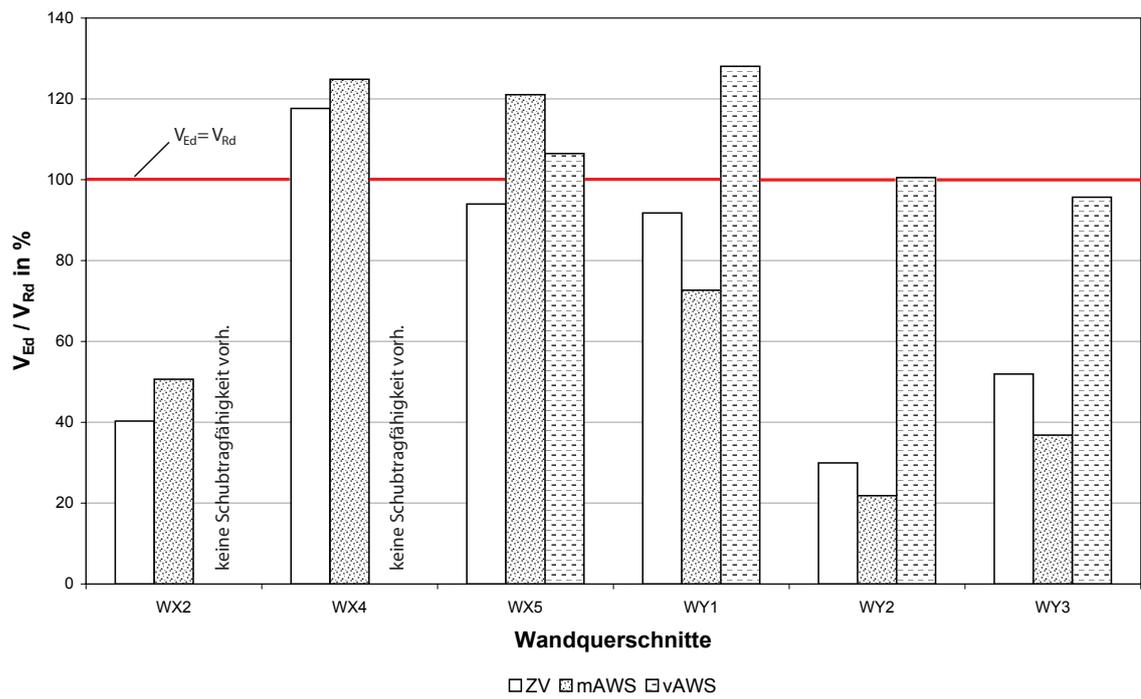


Abbildung 9.6: Darstellung des Schubnachweises

# 10 Zusammenfassung, Schlussfolgerungen und Ausblick

## 10.1 Zusammenfassung

Im Auftrag der Wienerberger Ziegelindustrie GmbH wird ein vorgegebenes viergeschoßiges Wohngebäude aus Planziegelmauerwerk für die Erdbeben-Bemessungssituation in Österreich analysiert. Einleitend wird auf die seismologischen Grundlagen und auf die Darstellungsmöglichkeiten der Erdbebeneinwirkung näher eingegangen. Zur Berechnung der Beanspruchungsgrößen infolge Erdbebeneinwirkung stehen gemäß [ÖNORM EN 1998-1] mehrere Möglichkeiten zur Verfügung. In Kapitel 3 werden die theoretischen Grundlagen und deren Verankerung in der [ÖNORM EN 1998-1] für das vereinfachte Antwortspektrumverfahren, das multimodale Antwortspektrumverfahren und das Zeitverlaufsverfahren erarbeitet. Anschließend erfolgt ein Überblick der zusätzlichen Anforderungen für Mauerwerksbauten in Erdbebengebieten gemäß [ÖNORM EN 1998-1].

Nach der theoretischen Einführung wird die Anwendung der unterschiedlichen Berechnungsmethoden zur Berücksichtigung von Erdbebeneinwirkungen für das vorliegende Wohngebäude in Form einer Musterstatik gezeigt. Die generelle Vorgehensweise sowie die Vorstellung des Projekts hinsichtlich Baustoffe, Geometrie, Pläne und allgemeine Lastermittlung sind in Kapitel 6 angegeben. Sämtlichen Berechnungen wird die maximale Bemessungsbodenbeschleunigung der Erdbebenzone 3 zugrunde gelegt. Darauf aufbauend erfolgt nicht nur ein Vergleich der verwendeten Berechnungsverfahren, sondern auch eine Gegenüberstellung der Berechnungsergebnisse. Bei annähernd vergleichbaren Berechnungsergebnissen erweist sich das vereinfachte Antwortspektrumverfahren aufgrund des geringsten Arbeitsaufwandes für das vorliegende Gebäude als besonders empfehlenswert.

Da das Gebäude in einer Gebäuderichtung große Öffnungen bzw. zu geringe Schubwandquerschnitte aufweist, kann der Schubnachweis – unabhängig von der gewählten Berechnungsmethode – nicht erbracht werden. Neben mehreren Lösungsvorschlägen zur Erhöhung der Schubtragfähigkeit, wird insbesondere auf die Substitution von Planziegelmauerwerk einer aussteifenden Ziegelwand durch Verfüllziegelmauerwerk eingegangen. Eine Anleitung zur Nachweisführung wird in Form eines Bemessungsvorschlages erarbeitet.

## 10.2 Schlussfolgerungen

Der Vergleich der drei Berechnungsverfahren (vAWS, mAWS, ZV) zeigt, dass das vereinfachte Antwortspektrumverfahren bei annähernd vergleichbaren Ergebnissen den geringsten Arbeitsaufwand fordert (Abb. 10.3). Einerseits ist durch die Annahme des Plateauwerts die Berechnung der Eigenfrequenzen und der Eigenperioden nicht zwingend notwendig, andererseits kann auf die aufwendige Modellierung eines entsprechenden Bauwerksmodells verzichtet werden, da i. d. R. (bei Erfüllung der Regelmäßigkeitskriterien) die Berechnung anhand von zwei ebenen Modellen durchgeführt werden kann.

Zur Vermeidung eines erhöhten Rechenaufwands wird die Einhaltung konstruktiver Grundregeln empfohlen. Einfache, gedrungene und im Grund- und Aufriss regelmäßige Bauwerksformen

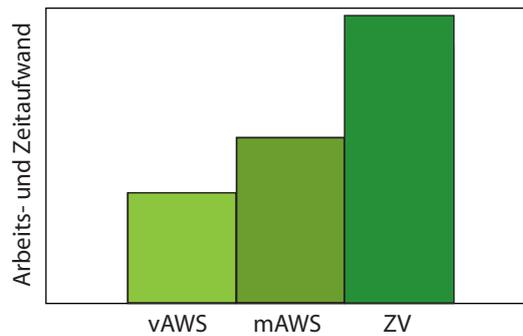


Abbildung 10.1: Vergleich des Arbeits- und Zeitaufwandes (qualitativ)

sind anzustreben. Liegen Steifigkeits- und Massenmittelpunkt sehr nahe beisammen, reduziert sich die zur Berücksichtigung von Torsionseinwirkungen anzusetzende Exzentrizität auf ein Minimum. Entsprechend lange Schubwandquerschnitte sind zur Aufnahme der durch Erdbebeneinwirkung hervorgerufenen Horizontalkräfte vorzusehen. Öffnungen sollten möglichst klein sein und mit genügend Abstand von den Gebäudeecken angeordnet werden. Weitere Grundsätze zum erdbebengerechten Enturf von Hochbauten werden in [Bac02a] gegeben und sollten bereits bei der Planung berücksichtigt werden.

## 10.3 Ausblick

In den folgenden Abschnitten wird auf normativ noch zu klärende Punkte hingewiesen.

### 10.3.1 Normalkraftnachweis gemäß [ÖNORM EN 1996-1-1] Anhang C

Im Fall von kleinen Normalkräften und mittleren bis hohen Knotenmomenten – insbesondere im Bereich der oberen Geschoße – führt eine strikte Einhaltung der Nachweise laut [ÖNORM EN 1996-1-1] zu keinen brauchbaren Ergebnissen, da theoretisch die Lastexzentrizität die halbe Wanddicke übersteigt. Diese beinhaltet nicht nur die Ausmitte der Bemessungslast bei Aufnahme durch den Spannungsblock, sondern auch Ausmitten hervorgerufen durch Imperfektionen und horizontale Lasten (Wind).

Die sich bei dieser Einwirkungskonstellation bildenden plastischen Gelenke mit großer Rotationsfähigkeit schließen jedoch ein Materialversagen aus (siehe Abb. 10.2). Dieser Effekt wurde in Versuchen an der ETH Zürich beobachtet und ausführlich analysiert. Es sei jedoch darauf hingewiesen, dass die dabei entstehenden Rissbreiten (insbesondere bei Risskonzentration) ein Gebrauchstauglichkeitsproblem sein können [Sch06].

Eine Überarbeitung von [ÖNORM EN 1996-1-1] Anhang C wird als notwendig erachtet.

### 10.3.2 Schubnachweis unter Berücksichtigung gerissener Bereiche

Da die Erdbebeneinwirkung eine Wechselbeanspruchung darstellt, kann die Auflagerfuge grundsätzlich in zwei Bereiche eingeteilt werden (siehe Abb. 10.3). Der Bereich „ $l_{cI}$ “ bleibt unabhängig von der Einwirkungsrichtung ständig überdrückt. Hingegen kommt es im Bereich „ $l_{cII}$ “ zum Aufklaffen der Lagerfuge. Folglich sollte in diesem Bereich für die Ermittlung der Schubtragfähigkeit nur der Anteil aus der Bemessungsdruckspannung (Reibung) herangezogen werden. Der Anteil aus der Haftscherfestigkeit (Kohäsion) sollte nicht angesetzt werden. Die entsprechend adaptierten Schubnachweise werden in Abb. 10.4 gezeigt.

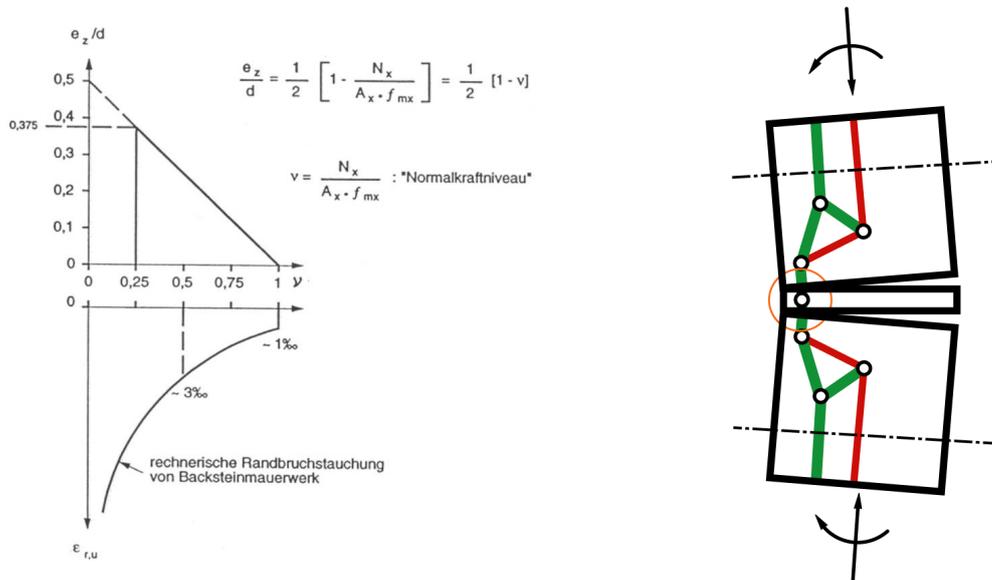


Abbildung 10.2: Randbruchstauchung  $\epsilon_{r,U}$  von Ziegelmauerwerk (links); Bruchmechanismus I: Innere Kräfte im Mauerwerk unter exzentrischen Normalkräften (rechts) [Ker02]

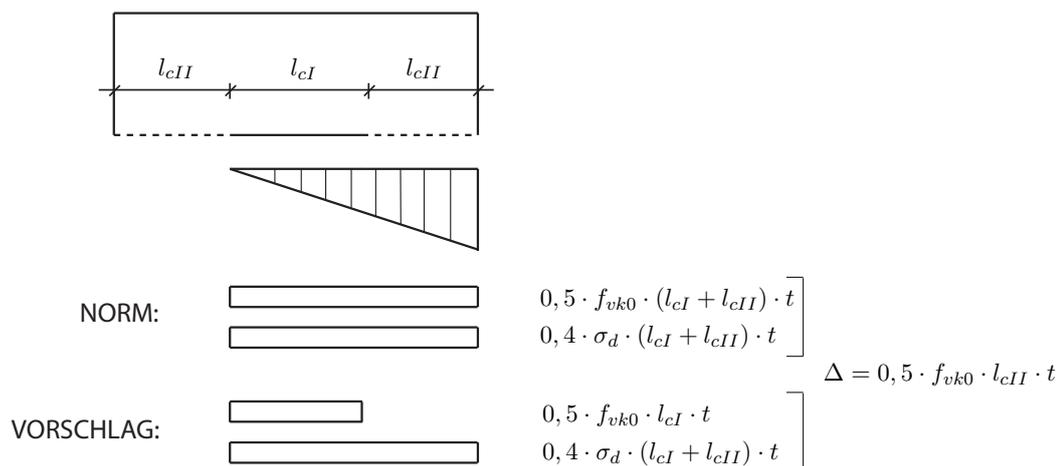


Abbildung 10.3: Darstellung der gerissenen Bereiche der Auflagerfuge

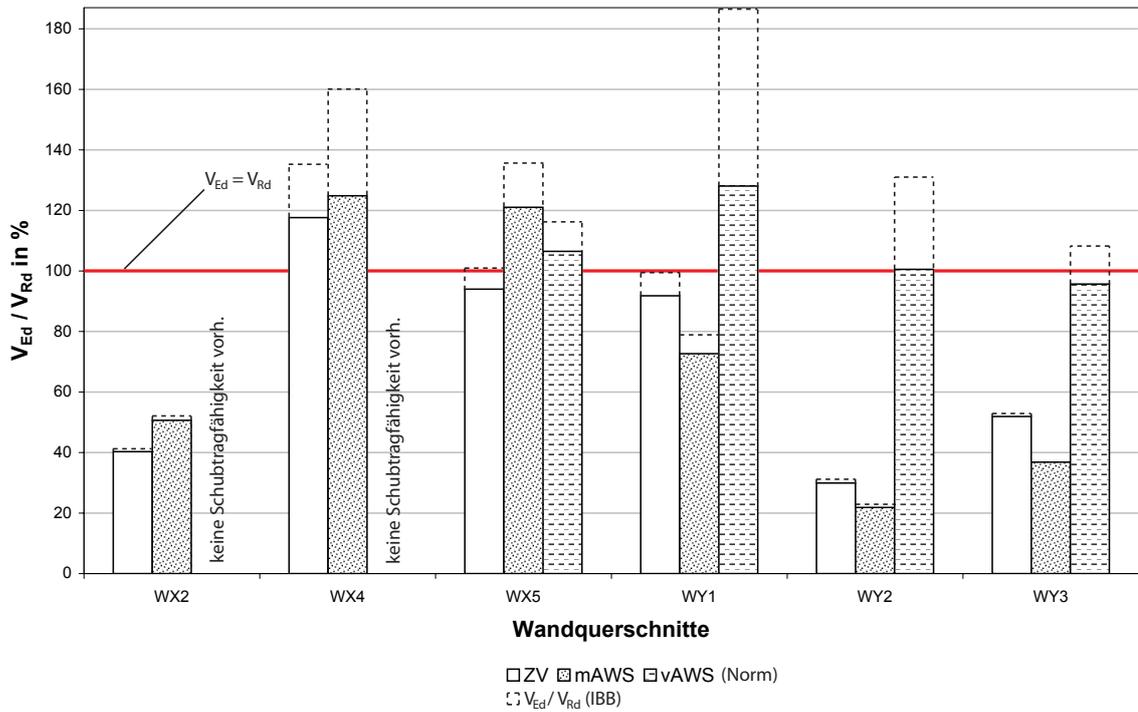


Abbildung 10.4: Schubnachweise unter Berücksichtigung gerissener Bereiche

### 10.3.3 Zeitverlaufsverfahren vs. Verhaltensbeiwert

Die meisten Tragwerke besitzen die Fähigkeit, seismische Energie durch duktilen Verhalten ihrer Bauteile zu dissipieren. Daher darf eine lineare Berechnung auf der Grundlage eines im Vergleich zum elastischen Spektrum abgeminderten Antwortspektrums ( $\rightarrow$  Bemessungsspektrum) durchgeführt werden. Diese Abminderung wird durch die Einführung des Verhaltensbeiwerts  $q$  erzielt. Für unbewehrte Mauerwerksbauten darf dieser gemäß [ÖNORM EN 1998-1] mit maximal  $q = 1,5$  angenommen werden.

Hingegen werden in der [ÖNORM EN 1998-1] bezüglich Verhaltensbeiwerte für Zeitverlaufsrechnungen keine Regelungen getroffen. Werden die Ergebnisse aus der Zeitverlaufsrechnung ebenfalls mit  $q = 1,5$  abgemindert, ergeben sich deutlich geringere Schubbeanspruchungen und Gesamterdbebenkräfte (siehe Abb. 10.5 und 10.6). In diesem Zusammenhang sei aber auch auf die teils beträchtlichen Schwankungen der Einzelergebnisse hingewiesen.

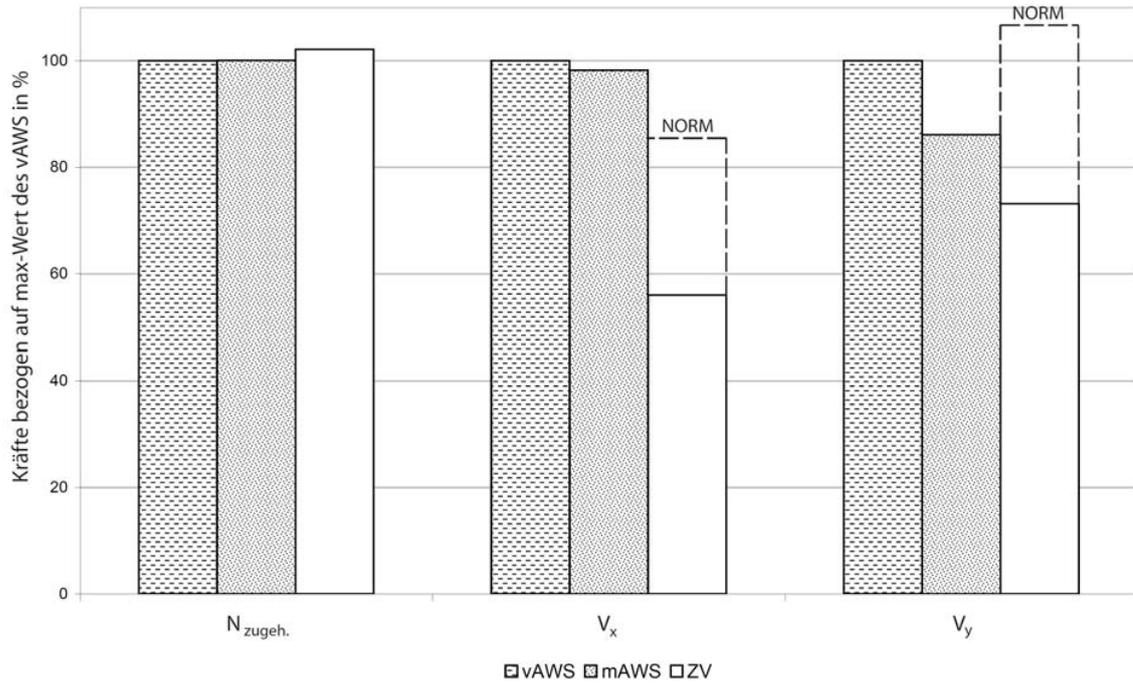


Abbildung 10.5: Darstellung der abgeminderten Gesamterdbebenkräfte in den entsprechenden Richtungen

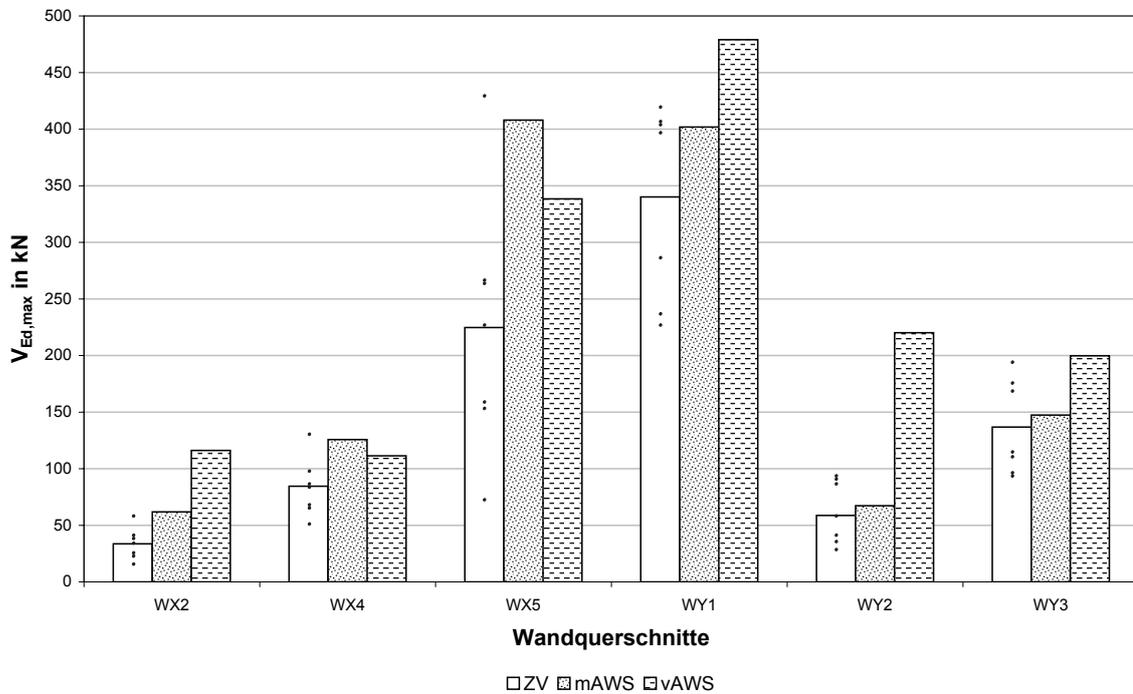


Abbildung 10.6: Darstellung der stark streuenden Einzelergebnisse des Zeitverlaufsverfahrens

# Abbildungsverzeichnis

2.1	Schematische Darstellung der Entstehung von Erdbeben [Bac02b] . . . . .	4
2.2	Schnitt durch das Herdgebiet [Fle93] . . . . .	4
2.3	Isoseistenkarte des Bebens vom 27. Februar 1768 in Brunn am Steinfeld [Ham97]	5
2.4	Intensitäts-Skala [ÖNORM B 1998-1] . . . . .	7
2.5	Verschiedene Arten von Erdbebenwellen [Bac02b] . . . . .	8
2.6	Epizentrenverteilung in Österreich seit 1900 [Ham97] . . . . .	9
2.7	Erdbebengefährdungskarte für das österreichische Bundesgebiet [Fle05] . . . . .	10
2.8	Isolinien der Referenzbodenbeschleunigung $a_{gR}$ in $m/s^2$ [ÖNORM B 1998-1] . .	12
2.9	Ermittlung von elastischen Antwortspektren [Bac02b] . . . . .	16
2.10	Einmassenschwinger mit Fußpunkterregung [Bac02b] . . . . .	16
2.11	Bewegungsverlauf bei verschiedenen Dämpfungen [Fle93] . . . . .	18
2.12	Empfohlene elastische Antwortspektren . . . . .	20
2.13	Vergleichende Darstellung des horizontalen elastischen Antwortspektrums und des Bemessungsspektrums . . . . .	21
2.14	Ansatz zur Abminderung des Tragwiderstandes bzw. der Ersatzkraft [Bac02b] .	22
2.15	Zeitverläufe der N-S-Komponente „Tolmezzo“ des Friaul-Erdbebens 1976 . . .	23
3.1	Kriterien für die Regelmäßigkeit von Gebäuden mit Rücksprüngen [ÖNORM EN 1998-1] . . . . .	27
3.2	Exzentrischer Mehrmassenschwinger und äquivalenter Einmassenschwinger . . .	30
3.3	Erdbeben in $y$ -Richtung [ÖNORM B 1998-1] . . . . .	31
3.4	Erdbeben in $x$ -Richtung [ÖNORM B 1998-1] . . . . .	31
3.5	Dreimassenschwinger mit Federsteifigkeiten und Eigenschwingungsformen [Bac02b]	34
3.6	Rayleigh-Dämpfung [Fle93] . . . . .	36
3.7	Modale Lösung der Bewegungsgleichungen [Fle07] . . . . .	37
3.8	Aufgezeichneter und skaliertes Zeitverlauf der N-S-Komponente des Bebens vom 3. November 1997 in Wr. Neustadt . . . . .	42
5.1	Vorder- und Rückansicht des viergeschoßigen Wohnbaues . . . . .	52
5.2	Vorgehensweise . . . . .	52
5.3	POROTHERM 25-38 Objekt Plan . . . . .	53
5.4	Regelgeschoßgrundriss . . . . .	53
5.5	Schnitte A-A, B-B und C-C . . . . .	54
6.1	Bemessungsspektrum; Plateaubereich . . . . .	60
6.2	Bezeichnungen für Tragwandsysteme [Bac94] . . . . .	62
6.3	Bezeichnung der Wandquerschnitte . . . . .	63
6.4	Darstellung der Dachlasteinzugsflächen . . . . .	65
6.5	Darstellung der Deckenlasteinzugsflächen . . . . .	66
6.6	Unterteilung der Regelgeschoßdecke und Bezeichnung der Wandquerschnitte . .	75
6.7	Vorzeichenkonvention für $e_{M,i}$ und für $e_{a,i}$ . . . . .	83
6.8	Darstellung der berücksichtigten Wandquerschnitte in $x$ -Richtung . . . . .	87
6.9	Darstellung der berücksichtigten Wandquerschnitte in $y$ -Richtung . . . . .	87

6.10	POROTHERM 25-50 SBZ Plan . . . . .	88
6.11	Beanspruchungen der SBZ-Wand . . . . .	93
6.12	Entwurf des Fachwerkmodells . . . . .	93
6.13	Darstellung der Belastung und der Stabnormalkräfte des Fachwerks . . . . .	94
6.14	Bewehrungsskizze EG . . . . .	95
6.15	Ausführungsskizze . . . . .	96
6.16	Bewehrungsskizze (horizontale Lagerfugenbewehrung) . . . . .	99
6.17	Ausführungsskizze . . . . .	100
7.1	Darstellung der Modellobjekte Ränder, Löcher (links) sowie Flächen (rechts) . . . . .	102
7.2	Darstellung der Auflagerreaktionen des Wandquerschnittes WX5 bei Variation der Querdehnungszahl des Mauerwerks . . . . .	103
7.3	Darstellung der Auflagerreaktionen des Wandquerschnittes WX5 bei Variation des Elastizitätsmoduls von Holz . . . . .	103
7.4	Darstellung der verwendeten Elemente . . . . .	105
7.5	Darstellung der Auflagerreaktionen des Wandquerschnittes WX5 zufolge der vier unterschiedlichen Netzweiten . . . . .	105
7.6	Diskretisierte Gesamtstruktur . . . . .	106
7.7	„Berechnungsvorgaben Dynamik“ und Darstellung des „Alternativen Antwortspektrums“ . . . . .	107
7.8	Darstellung der auf das Tragsystem aufgebrachten Nutzlasten . . . . .	109
7.9	Lastfall „Zufällige Torsionseinwirkung“ in $x$ -Richtung . . . . .	109
7.10	Überlagerung der Bebenkomponenten gemäß [ÖNORM EN 1998-1] . . . . .	110
7.11	Kombination der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen gemäß [ÖNORM EN 1990] . . . . .	111
7.12	Darstellung der 1. Eigenform sowie der 2. Eigenform . . . . .	112
7.13	Darstellung der 3. Eigenform sowie der qualitativen Auflagerreaktionen $R_{z,max}$ zufolge der Erdbeben-Bemessungssituation . . . . .	113
7.14	Bezeichnung der zur Schubabtragung herangezogenen Wandquerschnitte . . . . .	114
8.1	Zeitverlauf der Nord–Süd-Komponente sowie Zeitverlauf der Ost–West-Komponente des Bebens vom 3. November 1997 in Wr. Neustadt . . . . .	118
8.2	Vorgehensweise bei der Modifizierung der Zeitverläufe . . . . .	120
8.3	Definition von Knotenbeschleunigungen in [SW2] . . . . .	121
8.4	„Berechnungsvorgaben Dynamik“ und Darstellung des eingegebenen Zeitverlaufsausschnitts . . . . .	122
8.5	Vertikale Auflagerknotenkraft in Abhängigkeit von der Zeit . . . . .	123
8.6	Resultierende Schubkraft des Wandquerschnitts WX2 zufolge der Zeitverlaufsberechnungen . . . . .	123
8.7	Resultierende Schubkraft des Wandquerschnitts WY3 zufolge der Zeitverlaufsberechnungen . . . . .	124
9.1	Bemessungsspektrum . . . . .	127
9.2	Normalkraftnachweise der Wandquerschnitte WX2, WX4, WX5, WY1, WY2 und WY3 für die Erdbebenkombination und die Grundkombination . . . . .	129
9.3	Vergleich der aus den unterschiedlichen Berechnungsverfahren ermittelten Gesamterdbebenkräfte in $x$ - und $y$ -Richtung . . . . .	129
9.4	Maximal auftretende Schubkräfte in Abhängigkeit des Berechnungsverfahrens für die Wandquerschnitte WX2, WX4, WX5, WY1, WY2 und WY3 . . . . .	130
9.5	Darstellung der Schubtragfähigkeit . . . . .	130

9.6	Darstellung des Schubnachweises . . . . .	131
10.1	Vergleich des Arbeits- und Zeitaufwandes (qualitativ) . . . . .	133
10.2	Randbruchstauchung $\epsilon_{r,U}$ von Ziegelmauerwerk; Bruchmechanismus I . . . . .	134
10.3	Darstellung der gerissenen Bereiche der Auflagerfuge . . . . .	134
10.4	Schubnachweise unter Berücksichtigung gerissener Bereiche . . . . .	135
10.5	Darstellung der abgeminderten Gesamterdbebenkräfte . . . . .	136
10.6	Darstellung der stark streuenden Einzelergebnisse des Zeitverlaufsverfahrens . .	136

# Tabellenverzeichnis

2.1	Schadensbeben in Österreich seit 1995 . . . . .	11
2.2	Bedeutungskategorien für Hochbauten [ÖNORM EN 1998-1] . . . . .	13
2.3	Weitere Beispiele für Bedeutungskategorien [ÖNORM B 1998-1] . . . . .	13
2.4	Festlegung der $\gamma_i$ -Werte [ÖNORM B 1998-1] . . . . .	13
2.5	Baugrundklassen [ÖNORM EN 1998-1] . . . . .	15
2.6	Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren vom Typ 1 [ÖNORM EN 1998-1] . . . . .	21
4.1	Empfohlene geometrische Bedingungen für Schubwände [ÖNORM EN 1998-1] . . . . .	44
4.2	Bauwerkstypen und Verhaltensbeiwerte . . . . .	45
4.3	Zulässige Anzahl von Vollgeschoßen über Grund und Mindestquerschnittsflächen von Schubwänden für „einfache Mauerwerksbauten“ gemäß [ÖNORM B 1998-1] . . . . .	48
6.1	Ermittlung der Eigenschwingungsdauer . . . . .	59
6.2	Aufteilung der Gesamterdbebenkraft für die Lastkombination 1 . . . . .	60
6.3	Aufteilung der Gesamterdbebenkraft für die Lastkombination 2 . . . . .	60
6.5	Spezifische Lasteinzugsflächen für das Dach . . . . .	67
6.6	Spezifische Lasteinzugsflächen für die Decke über dem 3. OG . . . . .	68
6.7	Spezifische Lasteinzugsflächen für die Decken über den Regelgeschoßen . . . . .	69
6.8	Bemessungswerte der Vertikalkraft für die Lastfallkombination 1 . . . . .	71
6.9	Bemessungswerte der Vertikalkraft für die Lastfallkombination 2 . . . . .	71
6.10	Wand-Decken-Knotenmomente für die Decke über dem OG 3 . . . . .	72
6.11	Wand-Decken-Knotenmomente für die Regelgeschoßdecke . . . . .	72
6.12	Wand-Decken-Knotenmomente für die Decke über dem KG . . . . .	73
6.13	Ermittlung des Steifigkeitsmittelpunktes $S$ . . . . .	73
6.14	Ermittlung des Massenmittelpunktes $M$ . . . . .	74
6.15	Aufteilung der Gesamterdbebenkraft auf die einzelnen Wandquerschnitte in $x$ - und $y$ -Richtung . . . . .	76
6.16	Aufteilung der Wandbeanspruchung über die Höhe . . . . .	77
6.17	Nachweisblatt für unbewehrte Mauerwerkswände unter vorwiegend vertikaler Belastung (Nachweis des Wandquerschnitts WX1 infolge LC1) . . . . .	81
6.18	Nachweisblatt für unbewehrte Mauerwerkswände unter vorwiegend vertikaler Belastung (Nachweis des Wandquerschnitts WX1 infolge LC2) . . . . .	82
6.20	Nachweisblatt für unbewehrte Mauerwerkswände unter Schubbelastung (Nachweis sämtl. Wandquerschnitte für eine Erdbebeneinwirkung in $x$ -Richtung (LC1; $e_{max,y}$ ) . . . . .	86
6.23	Aufteilung der Gesamterdbebenkraft auf die einzelnen Wandquerschnitte in $x$ - und $y$ -Richtung . . . . .	91
6.24	Nachweisblatt für unbewehrte Mauerwerkswände unter Schubbelastung (Nachweis sämtl. Wandquerschnitte für eine Erdbebeneinwirkung in $x$ -Richtung (LC2; $e_{max,y}$ ) . . . . .	92
7.1	Materialkennwerte zur Strukturbeschreibung . . . . .	102

7.2	Querschnittswerte zur Strukturbeschreibung . . . . .	104
7.3	Vergleich der ersten drei Eigenfrequenzen und der maximalen Verschiebungen zufolge der unterschiedlichen Netzweiten . . . . .	106
7.4	Trapezlasten zur Berücksichtigung der zufälligen Torsionseinwirkungen . . . . .	108
7.5	Trapezlasten zur Berücksichtigung der zufälligen Torsionseinwirkungen . . . . .	112
7.6	Nachweisblatt für unbewehrte Mauerwerkswände unter vorwiegend vertikaler Belastung . . . . .	115
7.7	Nachweisblatt für unbewehrte Mauerwerkswände unter Schubbelastung . . . . .	116
9.1	Vergleich der aus den unterschiedlichen Berechnungsverfahren ermittelten Ei- genfrequenzen und Eigenperioden . . . . .	127

# Literaturverzeichnis

# Allgemeine Literatur

- [Bac94] Bachmann, Hugo: *Hochbau für Ingenieure – eine Einführung*, vdf, Verl. d. Fachvereine an d. schweizer. Hochschulen u. Techniken, 1994.
- [Bac02a] Bachmann, Hugo: *Erdbebengerechter Entwurf von Hochbauten – Grundsätze für Ingenieure, Architekten, Bauherren und Behörden, Richtlinien des BWG*, Bundesamt für Wasser und Geologie, 2002.
- [Bac02b] Bachmann, Hugo: *Erdbebensicherung von Bauwerken - 2., überarbeitete Auflage*, Birkhäuser Verlag, Basel, Boston, Berlin, 2002.
- [Fle93] Flesch, Rainer: *Baudynamik praxisgerecht - Band 1 Berechnungsgrundlagen*, Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin, 1993.
- [Fle05] Flesch, Rainer, Lenhardt, Wolfgang, und Geier, Roman: *Schadensbeben in Österreich - Beurteilung bestehender Bauwerke*, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, Bautechnik 82, Heft 8, 2005.
- [Fle07] Flesch, Rainer: *Folien zur Vorlesungsübung Baudynamik und Erdbeben 1*, Institut für Betonbau, Technische Universität Graz, 2007.
- [Grü98] Grünthal, Gottfried, Mayer-Rosa, Dieter, und Lenhardt, Wolfgang A.: *Abschätzung der Erdbebengefährdung für die D-A-CH-Staaten - Deutschland, Österreich, Schweiz*, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, Bautechnik 75, Heft 10, 1998.
- [Ham97] Hammerl, Wolfgang, Christa und Lenhardt: *Erdbeben in Österreich*, Leykam Buchverlagsgesellschaft mbH, 1997.
- [Inf05] InfoGraph: *Hilfethemen*, Ingenieurgesellschaft für graphisch unterstützte Datenverarbeitung mbH, 2005.
- [Inf07] InfoGraph: *Einführungsbeispiele*, Ingenieurgesellschaft für graphisch unterstützte Datenverarbeitung mbH, 2007.
- [Ker02] Kernbichler, Karl: *Skriptum zur Vorlesung Konstruktiver Mauerwerksbau*, Labor für Konstruktiven Ingenieurbau, 2002.
- [Mes03] Meskouris, Konstantin und Hinzen, Klaus-G.: *Bauwerke und Erdbeben*, Friedr. Vieweg & Sohn Verlag/GWV Fachverlage GmbH, 2003.
- [Sch06] Schlöglmann, Karl Heinz: *Skriptum zur Vorlesungsübung Konstruktiver Mauerwerksbau*, Institut für Betonbau, Technische Universität Graz, 2006.
- [Spa05] Sparowitz, Lutz: *Skriptum zur Vorlesung Betonbau*, Institut für Betonbau, Technische Universität Graz, 2005.

# Normen

- [ÖNORM B 1992-1-1] ÖNORM B 1992-1-1 (2006-07-01). *Eurocode 2 - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen*. Normentwurf, Zurückziehung: 2007-02-01.
- [ÖNORM B 1996-1-1] ÖNORM B 1996-1-1 (2006-07-01). *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 B 1998-1] ÖNORM B 1998-1 (2006-07-01). *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-1 und nationale Erläuterungen*.
- [ÖNORM B 4000-3] ÖNORM B 4000-3 (1955-06-30). *Berechnung und Ausführung der Tragwerke; allgemeine Grundlagen; Windlasten und Erdbebenkräfte*. Zurückziehung: 1956-04-21.
- [ÖNORM B 4015] ÖNORM B 4015 (2006-11-01). *Belastungsannahmen im Bauwesen - Außergewöhnliche Einwirkungen - Erdbebeneinwirkungen - Grundlagen und Berechnungsverfahren*. Zurückziehung: 2007-02-01.
- [ÖNORM B 4015-1] ÖNORM B 4015-1 (1979-04-01). *Belastungsannahmen im Bauwesen; Erdbebenkräfte an nicht schwingungsanfälligen Bauwerken*. Zurückziehung: 1997-10-01.
- [ÖNORM EN 1990] ÖNORM EN 1990 (2003-03-01). *Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung*.
- [ÖNORM EN 1991-1-1] ÖNORM EN 1991-1-1 (2003-03-01). *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau*.
- [ÖNORM EN 1992-1-1] ÖNORM EN 1992-1-1 (2007-02-01). *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*.
- [ÖNORM EN 1996-1-1] ÖNORM EN 1996-1-1 (2006-03-01). *Eurocode 6 - Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk*.
- [ÖNORM EN 1996-1-2] ÖNORM EN 1996-1-2 (2006-01-01). *Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall*.
- [ÖNORM EN 1996-2] ÖNORM EN 1996-2 (2006-04-01). *Eurocode 6 - Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 2: Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk*.

[ÖNORM EN 1996-3] ÖNORM EN 1996-3 (2006-07-01). *Eurocode 6 - Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten.*

[ÖNORM EN 1998-1] ÖNORM EN 1998-1 (2005-06-01). *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten.*

[ONR 21990] ONR 21990 (2006-01-01). *Eurocodes - Anwendung in Österreich.*

# Internet

- [URL1] *Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik*. URL <http://www.zamg.ac.at>.  
Letzter Abruf: 2007-01-23.
- [URL2] *Earthquake Hazards Program*. URL <http://earthquake.usgs.gov>. Letzter Ab-  
ruf: 2007-01-23.
- [URL3] *Österreichische Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik*. URL  
<http://www.oge.or.at>. Letzter Abruf: 2007-01-23.
- [URL4] *The European Strong-Motion Database*. URL [http://www.isesd.cv.ic.ac.uk/ESD/  
frameset.htm](http://www.isesd.cv.ic.ac.uk/ESD/frameset.htm). Letzter Abruf: 2007-02-18

# Software

- [SW1] REICHL, Thomas: *RuckZuck Version 5.0, Statik- und Bemessungssoftware*. Mursoft Wörgötter, Kump OEG, 2004
- [SW2] INFOGRAPH: *Ingenieurgesellschaft für graphisch unterstützte Datenverarbeitung mbH*. URL <http://www.infograph.de>. Letzter Abruf: 2007