

**Masterarbeit**

**Einsatz von elastischer Lagerung im  
Hochbau bei Erdbebenbelastung**

**Adnan Zenunović**

Mai 2010

Institut für Betonbau

Fakultät für Bauingenieurwissenschaften - Konstruktiver Ingenieurbau



eingereicht bei: Univ. - Prof. DI Dr. techn. Rainer Flesch

# Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre hiermit,

dass ich diese Masterarbeit selbstständig verfasst, nur die angegebenen Quellen und Hilfsmittel benutzt und mich auch sonst nur erlaubter Hilfen bedient habe.

dass ich dieses Masterarbeitsthema bisher weder im In- noch im Ausland, in irgendeiner Form, als Prüfungsarbeit vorgelegt habe.

dass diese Arbeit mit der vom Begutachter beurteilten Arbeit übereinstimmt.

Graz, 10.05.2010

---

Unterschrift



# Vorwort

Manche Abschnitte im Leben eines Menschen prägen sich als besondere Ereignisse ein. Der Abschluss des Studiums ist für mich ein solcher Meilenstein.

Ich möchte mich aus tiefstem Herzen bei meinen Eltern und meiner Schwester bedanken, die mir dieses Studium ermöglicht haben und immer mit voller Unterstützung hinter mir standen.

Ich möchte mich bei AIT Austrian Institute of Technology – Mobility Department für die Möglichkeit bedanken, im Rahmen des Themenbereichs „Baudynamik und Erdbeben“, diese Masterarbeit verfassen zu können.

Besonderer Dank gilt vor allem Herrn Flesch Rainer DI Dr. Univ.-Doz. tit. Ao.Univ.-Prof., für die Betreuung meiner Diplomarbeit und die zahlreichen wissenschaftlichen Ratschläge, sowie das mir entgegengebrachte Vertrauen.

Großer Dank gebührt meinem Zweitgutachter Herrn DI Friedl Herbert, der durch seine fachliche Beratung diese Arbeit in eine erfolgreiche Richtung lenkte.

Des Weiteren geht mein Dank an die Firma Getzner Werkstoffe GmbH und dem Herr DI Burtscher Peter, sowie Herrn Ing. Säly Lothar, die das alles ermöglicht haben.

Ein liebevolles Dankeschön an meine Freundin Hanita Veljan, die mich immer unterstützt hat und großes Verständnis für die kurzen Wochenenden zeigte.

Meinen Studienkollegen möchte ich für die abwechslungsreichen Stunden während meines Studiums und für diese wunderbare Zeit in Graz danken. Auch meinem Zimmerkollegen in Graz, mit denen Ich viel durchgemacht habe, danke ich sehr.

Dankeschön für eure Unterstützung.



# Kurzfassung

Schlagwörter: Einsatz von elastischen Lagerungen im Hochbau in Zusammenarbeit mit Firma Getzner GmbH, Erdbebenbemessung, Hochbau, Eigenfrequenzen, Antwortspektren, Effektivität eines Erdbebenisolationssystems bei Anwendung von elastischen Werkstoffen, numerische Parameterstudien

Diese Arbeit soll einen Beitrag dazu liefern, dass die Anwendbarkeit eines Erdbebenisolationssystems mittels Elastomerlager im Hochbau die Erdbebensicherheit erheblich erhöht.

Im Auftrag der Firma Getzner Werkstoffe GmbH wird anhand eines vier geschossigen Hochbau aus Mauerwerk die Erdbebenanalyse mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager nach Eurocode 8 erläutert. Dabei wird der Hochbau mit Sylomer®-Lagerstreifen, die zwischen der Untergeschoßdeckenplatte und den tragenden Ziegelwänden, sowie zwischen der Deckenplatte über dem ersten Obergeschoß und den tragenden Wänden angeordnet und entsprechend den rechnerischen Vertikallasten dimensioniert waren, gegen die Erdbebenbelastung isoliert.

Es wird an verschiedenen Modellen des Hochbaus die Erdbebenanalyse untersucht: Wandscheibenmodell (Ansicht 1), Hochbaumodell und Dachgeschoßausbau. Beim Dachgeschoßausbau wird eine zusätzliche Masse aufgebracht, wo der Sylomer®-Lagerstreifen zwischen der Deckenplatte über dem dritten Obergeschoß und der tragenden Wand isoliert wird.

Die anzusetzende Erdbebenlast wird mit dem Zeitverlaufsverfahren für die verschiedenen Modellen durchgeführt. Dabei wird das Verhalten der Materialien als linear elastisch angenommen. Beim Wandscheibenmodell wird eine ingenieurmäßige Kontrolle mit dem Vereinfachten Antwortspektrum- Verfahren durchgeführt.

Die FE-Modellierung, sowie die numerischen Simulationen wurden mittels ANSYS durchgeführt. Die Effektivität verschiedener Fugenausführungen mit Sylomer®-Lagerstreifen wird an den verschiedenen FE - Modellen diskutiert.



# Abstract

**Keywords:** Use of elastically bearings in structural engineering in cooperation with company Getzner GmbH, measuring of the earthquakes, structural engineering, own-frequency, response spectra, effectiveness of the earthquake isolating system by usage of the elastic materials, numerical parameter studies

The purpose of this thesis is to contribute to the usability of an earthquake- isolating-system through the use of the elastomeric bearings in structural engineering. It is to show a rise in security against earthquakes and bring benefits.

On behalf of company Getzner materials GmbH will show an earthquake analysis for a 4-storey building, with and without the usage of the elastomeric bearings, according to Eurocode 8. In this construction, the Sylomer® bearing stripes , installed between the basement ceiling and the supporting brick walls, as well as between the ceiling and the supporting walls of the first floor, were calculated accordingly to vertical load and used to isolate the stress caused by the earthquake.

Different structural engineering models are to be researched and analyzed to earthquake sensitivity: wall carrier plate-model (view 1), structure model and attic conversion.

In an attic conversion, an additional mass is applied and the Sylomer® bearing stripes are installed and isolated between third floor ceiling plate and the support wall.

The applied earthquake load is determined by the time extending method for various models. During this process, the behaviour of the materials is presumed to be linear-elastic. In the wall- carrier- plate- model an engineer control with simplified response spectra procedure is determined and discussed.

The FE modelling, as well as numerical simulation is determined through ANSYS. The effectiveness of various joint executions with Sylomer® bearing stripes is discussed on the example of various FE models.





# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>EINLEITUNG</b> .....	<b>1</b>
1.1	Problemstellung .....	1
1.2	Auftrag und Ziel .....	2
1.3	Ausgangssituation .....	2
1.4	Untersuchungsmethode.....	2
1.5	Abgrenzung .....	3
<b>2</b>	<b>STAND DER TECHNIK</b> .....	<b>5</b>
2.1	<b>Effektivität eines Erdbebenisolationssystems für Hochbauten mittels Elastomerlager</b> .....	<b>5</b>
2.1.1	Das Tragsystem einer vorgestellten Studie im Hochbau mittels faserbewehrter Elastomerlager .....	8
2.1.2	Erdbebenertüchtigung des Feuerwehrgebäudes einer vorgestellten Studie in Basel durch elastomere Lagerung.....	11
<b>3</b>	<b>DIE ELASTISCHEN LAGERUNGEN VON GEBÄUDEN</b> .....	<b>15</b>
3.1	<b>Elastomere Werkstoffe</b> .....	<b>15</b>
3.1.1	Allgemeines über Chemische Werkstoffe .....	15
3.1.2	Eigenschaften und Verhalten der Chemischen Werkstoffe .....	17
3.2	<b>Werkstoffübersicht der elastischen Lagerungen für Hochbauten von der Firma Getzner GmbH</b> .....	<b>19</b>
3.2.1	Standardtypenreihen .....	19
3.2.2	Sonderwerkstoffe .....	20
3.2.3	Übersicht der Sylomer®-typen .....	21
3.2.4	Übersicht der Sylodyn®-typen.....	22
3.3	<b>Konstruktion der Lagerungen</b> .....	<b>23</b>
3.3.1	Vollflächige Lagerung.....	23
3.3.2	Streifenförmige Lagerung.....	24
3.3.3	Punktförmige Lagerung.....	24
3.4	<b>Dynamische Charakteristiken der Elastomerlager laut Normen</b> .....	<b>25</b>
<b>4</b>	<b>ERDBEBENEINWIRKUNG</b> .....	<b>27</b>
4.1	<b>Erdbeben</b> .....	<b>27</b>
4.1.1	Erdbeben in Europa .....	28
4.2	<b>Erdbebeneinwirkung auf Mauerwerksbauten</b> .....	<b>29</b>
4.3	<b>Erdbebengefährdung</b> .....	<b>30</b>
4.4	<b>Erdbebenschäden</b> .....	<b>31</b>

4.4.1	Schäden zufolge Belastung in der Wandebene.....	33
4.4.1.1	Schubversagen.....	33
4.4.1.2	Biegeversagen.....	33
4.4.2	Schäden zufolge Belastung senkrecht zur Wandebene.....	35
<b>4.5</b>	<b>Darstellung der Erdbebeneinwirkung .....</b>	<b>36</b>
4.5.1	Ermittlung von Antwortspektren.....	36
<b>4.6</b>	<b>Duktilität.....</b>	<b>40</b>
<b>5</b>	<b>ERDBEBENNORMUNG .....</b>	<b>41</b>
<b>5.1</b>	<b>Geschichtliche Entwicklung des EC 8 .....</b>	<b>41</b>
<b>5.2</b>	<b>Erdbebenzonen.....</b>	<b>42</b>
5.2.1	Bemessungswert.....	42
<b>5.3</b>	<b>Horizontales elastisches Antwortspektrum.....</b>	<b>43</b>
5.3.1	Bemessungsspektrum.....	45
5.3.1.1	Spektralwerte des Bemessungsspektrum.....	46
<b>5.4</b>	<b>Berechnungsverfahren nach Eurocode 8 .....</b>	<b>47</b>
5.4.1	Vereinfachtes Antwortspektrum- Verfahren .....	47
5.4.1.1	Horizontale Gesamterdbebenkraft .....	49
5.4.1.2	Verteilung der horizontalen Erdbebenkräfte.....	49
5.4.1.3	Torsionswirkungen .....	50
5.4.2	Modales Antwortspektrum- Verfahren .....	50
5.4.2.1	Kombination der Modalbeiträge .....	51
5.4.2.2	Torsionswirkungen .....	51
5.4.3	Nichtlineare statische (pushover) Berechnung .....	52
5.4.3.1	Kapazitätskurve.....	53
5.4.3.2	Zielverschiebung .....	53
5.4.4	Nichtlineare Zeitverlaufsberechnung .....	54
5.4.5	Kombination der Beanspruchungsgrößen infolge der Komponenten der Erdbebeneinwirkung .....	54
5.4.6	Vergleich der Berechnungsverfahren .....	55
<b>6</b>	<b>ERDBEBENBEMESSUNG IM HOCHBAU DURCH ELASTOMERE LAGERUNG.....</b>	<b>57</b>
<b>6.1</b>	<b>Allgemeines .....</b>	<b>57</b>
<b>6.2</b>	<b>Materialkenndaten .....</b>	<b>60</b>
<b>6.3</b>	<b>Geometrie.....</b>	<b>63</b>
<b>6.4</b>	<b>Lasten.....</b>	<b>66</b>
6.4.1	Lastaufstellung.....	66
6.4.1.1	Decken .....	66
6.4.1.2	Wände .....	67
6.4.2	Kombinationsregel .....	67
6.4.2.1	Massenermittlung .....	68
6.4.2.1.1	Wandscheibenmodell (Ansicht 1) – 2D Modell .....	68
6.4.2.1.2	Hochbaumodell - 3D Modell.....	69

<b>6.5 Wandscheibenmodell mit Finiten Elementen .....</b>	<b>70</b>
6.5.1 Statische Analyse.....	70
6.5.2 Modale Analyse.....	71
6.5.2.1 Modale Analyse für den ungerissenen Zustand mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager .....	72
6.5.2.2 Modale Analyse für den gerissenen Zustand mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager .....	73
6.5.3 Zeitverlaufsrechnung.....	74
6.5.3.1 Zeitverlaufsrechnung für den ungerissenen Zustand .....	77
6.5.3.1.1 Verformungsgrößen .....	82
6.5.3.1.2 Spannungsgrößen .....	83
6.5.3.2 Zeitverlaufs- Berechnung für den ungerissenen Zustand durch den Einsatz der Elastomerlager .....	84
6.5.3.2.1 Verformungsgrößen .....	84
6.5.3.2.2 Spannungsgrößen .....	89
6.5.3.3 Zeitverlaufsrechnung für den gerissenen Zustand mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager .....	91
6.5.3.3.1 Verformungsgrößen .....	92
6.5.3.3.2 Spannungsgrößen .....	94
6.5.4 Vereinfachtes Antwortspektrum- Verfahren .....	95
6.5.5 Tragsicherheitsnachweis.....	100
<b>6.6 Hochbaumodell mit Finiten Elementen .....</b>	<b>108</b>
6.6.1 Statische Analyse.....	109
6.6.2 Modale Analyse.....	109
6.6.2.1 Modale Analyse für den ungerissenen Zustand.....	110
6.6.2.2 Modale Analyse für den ungerissenen Zustand mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager .....	111
6.6.2.3 Modale Analyse für den gerissenen Zustand.....	113
6.6.2.4 Modale Analyse für den gerissenen Zustand mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager .....	114
6.6.2.5 Vergleich der Eigenfrequenzen mit und ohne Elastomerlager mit den elastischen Antwortspektrum .....	116
6.6.3 Zeitverlaufsrechnung.....	118
6.6.3.1 Zeitverlaufsrechnung für den ungerissenen Zustand mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager .....	118
6.6.3.1.1 Verformungsgrößen .....	119
6.6.3.1.2 Spannungsgrößen .....	121
6.6.4 Tragsicherheitsnachweis.....	123
<b>6.7 Dachgeschoßausbau mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager .....</b>	<b>125</b>
6.7.1 Modale Analyse.....	126
6.7.1.1 Modale Analyse für den ungerissenen Zustand mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager .....	126
6.7.1.2 Modale Analyse für den gerissenen Zustand mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager .....	127
6.7.2 Zeitverlaufsrechnung.....	128
6.7.2.1 Verformungsgrößen .....	128
6.7.2.2 Spannungsgrößen.....	130
6.7.3 Tragsicherheitsnachweis.....	132

---

<b>7</b>	<b>VERGLEICHSRECHNUNGEN</b>	<b>135</b>
<b>7.1</b>	<b>Wandscheibenmodell</b>	<b>135</b>
7.1.1	Eigenfrequenzen und Eigenformen	135
7.1.2	Verformungsgrößen	136
7.1.3	Spannungsgrößen	137
<b>7.2</b>	<b>Hochbaummodell</b>	<b>138</b>
7.2.1	Eigenfrequenzen und Eigenformen	138
7.2.2	Verformungsgrößen	140
7.2.3	Spannungsgrößen	141
<b>7.3</b>	<b>Dachgeschoßausbau</b>	<b>142</b>
7.3.1	Eigenfrequenzen und Eigenformen	142
7.3.2	Verformungsgrößen	143
7.3.3	Spannungsgrößen	144
<b>8</b>	<b>ZUSAMMENFASSUNG, SCHLUSSFOLGERUNGEN UND AUSBLICK</b>	<b>145</b>
<b>8.1</b>	<b>Zusammenfassung</b>	<b>145</b>
<b>8.2</b>	<b>Schlussfolgerungen</b>	<b>148</b>
<b>8.3</b>	<b>Ausblick</b>	<b>149</b>
<b>ANHANG</b>		<b>151</b>
<b>A.</b>	<b>Pressungsplan</b>	<b>151</b>
<b>B.</b>	<b>Sylomer® Lagerstreifen</b>	<b>153</b>
<b>C.</b>	<b>Erdbebenzeitverläufe</b>	<b>161</b>
<b>TABELLENVERZEICHNIS</b>		<b>165</b>
<b>ABBILDUNGSVERZEICHNIS</b>		<b>169</b>
<b>LITERATURVERZEICHNIS</b>		<b>173</b>

# 1 Einleitung

## 1.1 Problemstellung

Die Erdbebengefährdung wurde in vielen Ländern, darunter auch in ganz Europa, lange Zeit unterschätzt. Als Folge der immer stärker wachsenden Bausubstanz und der ungenügenden Schutzvorkehrungen wurde das Erdbeben zum größten Naturgefahrenrisiko. Erst vor drei Jahrzehnten fanden Erdbebenbestimmungen vorerst zögerlich Eingang in die Baunormen. Mit jeder neuen Normengeneration sind sie anschließend regelmäßig verschärft worden. Diese Entwicklung ist noch voll im Gange und es ist auch in Zukunft mit weiteren Verschärfungen der Erdbebenbestimmungen zu rechnen.

In der neuen Erdbebennorm werden deshalb auch für Gebiete mit geringer bis mäßiger Seismizität, Vorschriften und Regelungen getroffen, um derartige Gefahren abzuwenden. Zur Beschreibung der Erdbebeneinwirkung wird im Eurocode 8 ein Bemessungsbeben mit einer Wiederkehrperiode von 475 Jahren herangezogen.

Für das Verständnis von Erdbebenwirkungen auf Gebäude sind Grundkenntnisse über die Dynamik erforderlich. Aufgrund dessen werden im vierten Teil dieser Arbeit in klarer und kurzer Form verschiedene für Erdbeben charakteristische Wirkungen erläutert. Aus wirtschaftlichen Überlegungen werden für das relativ seltene Bemessungsbeben gewisse Schäden am Bauwerk in Kauf genommen.

Die Bemessung der verschiedenen Modelle erfolgt für rein linear-elastisches Tragverhalten, sowohl im ungerissenen Zustand, auch im gerissenen Zustand des Ziegelmauerwerks. Die Festigkeiten der Ziegel und der Mörtel wurden aus [34] entnommen und gemäß [28] wurden die charakteristischen Werte ermittelt.

Die Erdbebeneinwirkung wird durch Zeitverlaufsberechnung gemäß [25] ermittelt, wo die tatsächlichen Bodenverschiebungszeitverläufe, die in Griechenland aufgetreten sind aus [33] entnommen wurden.

Die entnommenen tatsächlichen Bodenverschiebungszeitverläufe werden unter der Kategorie Starkbeben teilmäßig gestuft.

Daher gilt es, sich die Frage zu stellen, ob die vorgestellten Modelle bei einer Belastung durch ein Erdbeben einen ausreichenden Widerstand entgegensetzen können bzw. welche Maßnahmen notwendig sind um ein umgebautes Bauwerk erdbebensicher zu machen.

Somit wurden die untersuchten FE-Modelle des Hochbaus mit unterschiedlich ermittelten Fugenausführungen der Sylomer® - Lagerstreifen an den verschiedenen Decken elastisch entkoppelt, deren Eignung für den Mauerwerksbau kritisch zu hinterfragen ist.

## 1.2 Auftrag und Ziel

Im Auftrag der Firma Getzner Werkstoffe GmbH soll der Einsatz von elastischen Lagerungen bei Hochbauten untersucht werden. Ziel der vorliegenden Arbeit sind die Vorgehensweisen des Einsatzes der Sylomer®-Lagerstreifen und Bemessungsverfahren des Erdbebeningenieurwesens zu diskutieren. Die vorgeschlagenen Berechnungsmethoden nach Eurocode 8 werden vorgestellt und analysiert. Für die vorgestellte Parameterstudie werden die Bemessungen, die mit der Zeitverlaufsmethode ermittelt wurden, an verschiedenen Modellen angewandt:

- Wandscheibenmodell
- Hochbaumodell
- Dachgeschoßausbau

aus Mauerwerk mit und ohne den Einsatz der Sylomer®-Lagerstreifen werden gezeigt. Bei der Bemessung werden die Regeln und Anforderungen der Norm detailliert erläutert und angewendet. Der Vergleich der Ergebnisse die mit und ohne den Einsatz der Sylomer®-Lagerstreifen angeordnet wurden soll die notwendige Hilfestellung zur Beurteilung liefern.

## 1.3 Ausgangssituation

Das zur Schwingungsisolierung verwendete Elastomer mit dem Handelsnamen Sylomer® ist hinsichtlich seiner Eignung als Lager für verschiedenste Anwendungen umfassend getestet. Prüfungen fanden z.B. an der TU-München – Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen, beim Magistrat der Stadt Wien sowie der EMPA statt. Für die Lagerungen von Bauteilen und Gebäuden sind Sylomer® - und Sylodyn®-Werkstoffe durch ein „Allgemeines Bauaufsichtliches Prüfzeugnis“ zugelassen. Allerdings hat man bisher keine weiterführenden Untersuchungen angestellt, welche Einflüsse mögliche externe Gefahren im Erdbeben auf die Gebrauchstauglichkeit und die Standsicherheit eines elastisch gelagerten Gebäudes haben.

## 1.4 Untersuchungsmethode

Um eine Aussage zu den offenen Fragen zu treffen, wird in dieser Masterarbeit mit Hilfe numerischer Berechnungen eine Simulation des Bauwerkes durchgeführt. Als Grundlage dafür dient das FEM Programm ANSYS [37]. Dabei wird das Gebäude selbst mit diesem Programm in der „bottom up“ Methode erstellt und im Anschluss sämtliche Untersuchungen an den verschiedenen Modellen mit ANSYS [37] durchgeführt.

## 1.5 Abgrenzung

Im Rahmen dieser Masterarbeit werden ausschließlich die Zeitverlaufsmethoden an den Modellen aus Mauerwerk und dessen Entkoppelung gemäß (ÖNORM EN 1998-1:2005) [25] zur Berechnung der Erdbebeneinwirkung herangezogen. Die Erdbebenbeanspruchung und die Beanspruchungen infolge anderer, bei der Erdbebenbemessung auftretenden Einwirkungen, werden auf der Grundlage eines homogenen (isotropen) Materialmodells ermittelt. Geometrische Nichtlinearitäten bleiben unberücksichtigt. Die Arbeit konzentriert sich hinsichtlich der Bemessung, die mit und ohne Sylomer®-Lagerstreifen eingesetzt wurden, auf den Bereich Mauerwerksbau. Die Ermittlung von Schnee- und Windlasten wird vernachlässigt. Im Anschluss daran werden die externen Einflüsse festgelegt, erläutert, die jeweiligen Berechnungen durchgeführt und die Ergebnisse interpretiert und ausgewertet.





## 2 Stand der Technik

Es wird die Entwicklung der Technik auf dem Gebiet der Effektivität eines Erdbebenisolationssystems für Hochbauten mittels Elastomerlager in allgemeinen und in ein paar recherchierten Beispielen dargelegt.

### 2.1 Effektivität eines Erdbebenisolationssystems für Hochbauten mittels Elastomerlager

Basisisolatoren werden oft als nachträgliche Maßnahme zur Erhöhung der Erdbebensicherheit historisch bestehender Gebäude verwendet.

Das Prinzip ist eine Trennung des Bauwerks vom Baugrund durch Basisisolatoren. Diese Elemente werden zwischen der Konstruktion und dem Fundament platziert (siehe Abbildung 2.1).

Im Erdbebenfall verformen sich diese Elemente sehr stark (große horizontale Verformung). Es wird eine Reduktion der Grundfrequenz des Gebäudes und eine Erhöhung der äquivalenten viskosen Dämpfung des Tragwerkes erreicht. Dadurch werden die Erdbebenlasten in einer abgeschwächten Form in das Bauwerk eingeleitet und die Stockwerksverschiebungen und Beschleunigungen werden reduziert [38].

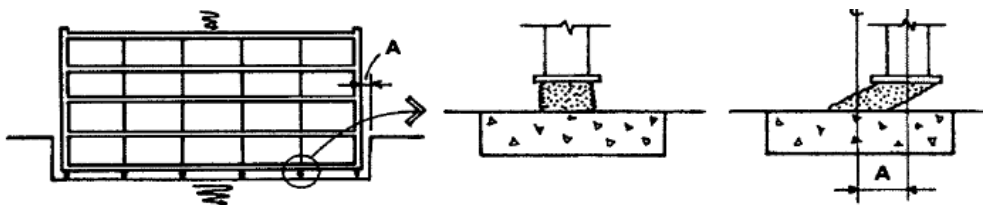


Abbildung 2.1: Trennung des Bauwerks vom Baugrund durch Basisisolatoren  
A= erforderliche Fugenbreite zwischen Kellerwände und der umliegenden Erdschicht [38]

Die begrenzte Tragfähigkeit dieser Elemente auf vertikale Lasten beschränkt die Einsatzmöglichkeiten der Basisisolatoren [38].

Die drei wichtigsten Funktionen des Erdbebenisolationssystems sind [9]:

- Die vertikale Übertragung der Einwirkungen:

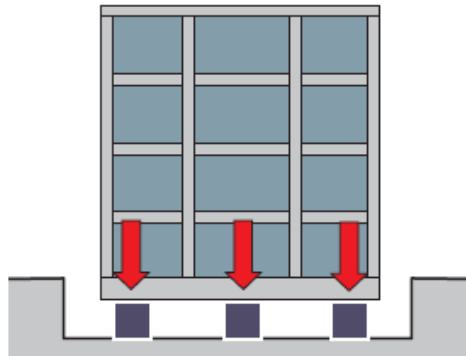


Abbildung 2.2: Die vertikale Übertragung der Einwirkungen [9]

- Die horizontale Flexibilität und zentrierte Lage der Konstruktion :

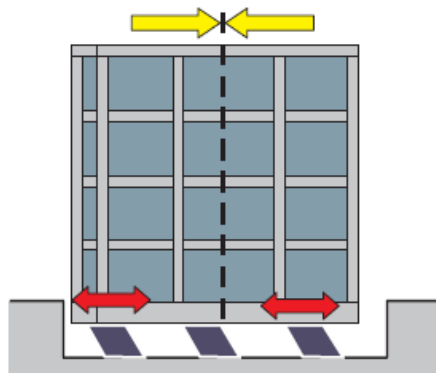


Abbildung 2.3: Die horizontale Flexibilität und zentrierte Lage der Konstruktion [9]

- Der seismische Energieverbrauch bei der horizontalen Verschiebung :

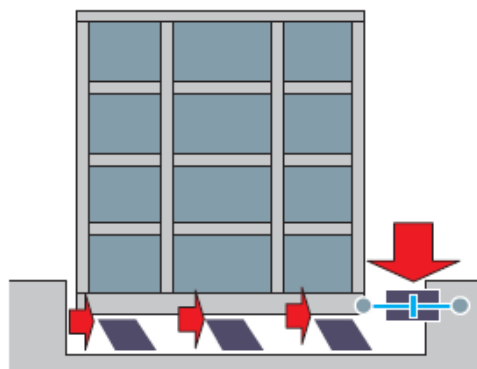


Abbildung 2.4: Der seismische Energieverbrauch [9]

Für die Konstruktionen mit Elastomerlagern erfolgt die Lösung meistens mit dem Spektralwert des Bemessungsspektrums. Die Spektralwerte des Bemessungsspektrums können unter dem linearen Tragverhalten der Konstruktion für die Elastomerlager gemäß [26] und [41] verwendet werden, wenn folgende Anforderungen erfüllt sind [13]:

- das die Steifigkeit der gesamten Konstruktion mit Elastomerlagern bei den Verschiebungen mindestens 50% der effektiven Steifigkeit bei Verschiebungen  $0,2 \cdot d_{ed}$  enthält
- das Dämpfungsmaß nicht zu groß ist (bis 10%)
- das die horizontale Steifigkeit mit Elastomerlagern nicht von der Geschwindigkeit der Belastung oder der Größe des vertikalen und zweiachsigen Belastungen abhängt
- die Rückstellkraft des Elastomerlagers muss mindestens der 0,025 der gesamten Kraft der Konstruktion sein
- dass unter dem Eigengewicht auf dem Elastomerlager eine Verschiebung von  $0,5 \cdot d_{ed}$  bis  $1 \cdot d_{ed}$  erfüllt ist.

Wenn die oben genannten Anforderungen nicht erfüllt sind, dann ist die nichtlineare Dynamische Berechnungsmethode zu verwenden [13].

### 2.1.1 Das Tragsystem einer vorgestellten Studie im Hochbau mittels faserbewehrter Elastomerlager

Im Folgenden wird die Studie gemäß [7] erläutert, wo die Anwendbarkeit von faserbewehrten Elastomerlager für die Erdbebenisolation von üblichen Hochbauten und als Folge die damit zu erzielenden Einsparungen folgendermaßen dargestellt wird:

Es ist zu erwähnen, dass die vorgestellte Studie für die Erdbebenbemessung nach der alten Norm [24] ermittelt wurde. Nach der Studie wurden die faserbewehrten Elastomerlager für die Untersuchungen an den zwei Tragwerkstypen eingesetzt. Aus Abbildung 2.5 und Abbildung 2.6, wo die Grundrisse des Tragwerkstyps I und Tragwerkstyps II dargestellt sind, ist zu erwähnen, dass bei Tragwerkstyp I die Erdbebenlasten in Querrichtung maßgebend sind, wobei bei Tragwerkstyp II die Schnittgrößen aus Erdbeben in Quer- und Längsrichtung maßgebend sind.

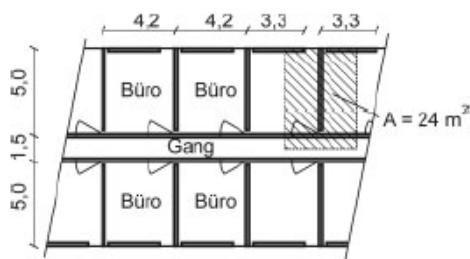


Abbildung 2.5: Grundriss von Tragwerkstyp I [7]

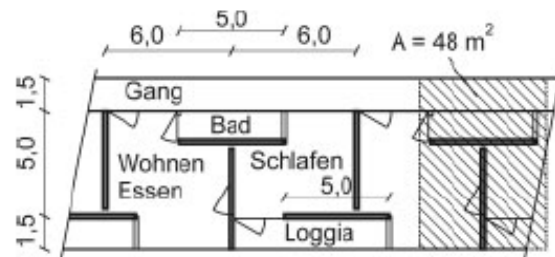


Abbildung 2.6: Grundriss von Tragwerkstyp II [7]

Im Rahmen dieser Studie soll die Effizienz der elastischen Lagerung von Wandelementen untersucht werden. Um eine Aussage für im Wohn- und Bürobau übliche Bauwerksabmessungen treffen zu können, wurde für die beiden oben beschriebenen Grundrisse Gebäude mit drei bis zehn Geschossen untersucht.

Die Tabelle (1) nach [7] zeigt die errechneten Massen für die Erdbebenanalyse gemäß [24], welche für das FE- Modell des Masse- Feder- Systems (siehe Abbildung 2.7) angesetzt wurden.

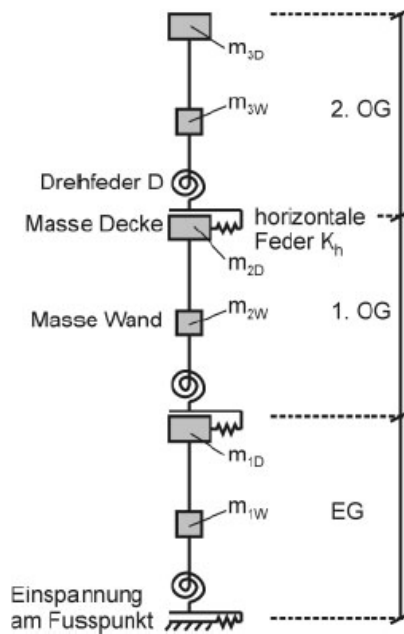


Abbildung 2.7: Masse-Feder-System eines dreigeschossigen Bauwerks [7]

Die Schnittgrößen aus Erdbeben sind nach der quasistatischen Bemessungsmethode gemäß [24] berechnet worden. Zu bemerken ist, dass für schubweiche Aussteifungssysteme, wie dies bei der Verwendung der hier vorgestellten elastischen Horizontalfugen nach Abbildung 2.8 der Fall ist, die Verformung wesentlich größer ist als bei überwiegender Biegeverformung, wie sie bei den Aussteifungswänden ohne elastische Fuge auftritt.

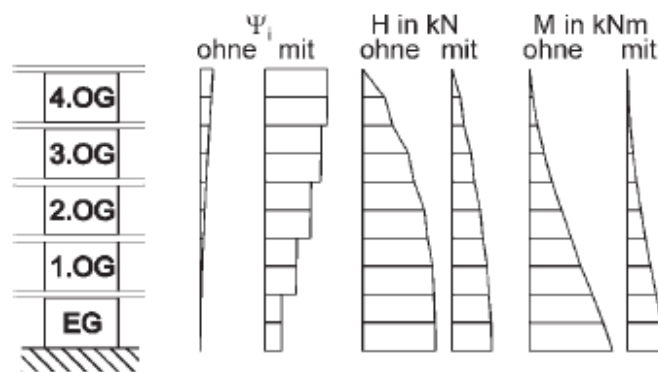


Abbildung 2.8: Tragwerkstyp II, 5 Geschosse: Horizontalverschiebungen  $\psi_i$  der ersten Eigenform, Horizontalkräfte  $H$  und Momente  $M$  aus Erdbeben nach der Antwortspektren-Methode mit und ohne Lager (33%) in allen Fugen [7]

Für die Untersuchungen der Studie gemäß [7] wurde die exakte Antwortspektren-Methode und die vereinfachte Antwortspektren-Methode ermittelt, wobei die Anwendung für den Begriff exakte Antwortspektren-Methode nach [7], als Fachbegriff modale Antwortspektren-Methode zu verstehen ist.

Durch den Vergleich der vereinfachten mit der modalen Antwortspektren-Methode (siehe Abbildung 10 nach [7], wird das Einsparungspotential durch die Anwendung dieses zulässigen, aber nach Norm nicht erforderlichen Nachweisverfahrens dargestellt.

Im vierten Kapitel nach [7] wurde die Vergleichsstudie der Effektivität unterschiedlicher elastischer Fugen ausgeführt, wobei die Effektivität von verschiedenen Fugensteifigkeiten auf die Schnittkräfte für folgende drei Flächenanteile  $f$  untersucht wurde: 100 %, 67 % bzw. 33 % (siehe Abbildung 5 nach [7]). Die faserbewehrten Elastomerlager erfolgen mit einer Dicke von  $t_r = 20$  mm, einer Schichtdicke von  $t = 2$  mm zwischen den Faserlagen.

Es werden vereinfacht lineare Materialsteifigkeiten für die Bemessung angesetzt, wo die Geometrisch nichtlinearen Effekte oder die Nichtlinearität des Materials nicht berücksichtigt werden. Beim den Ergebnissen der Vergleichsstudie wird die quasistatische Methode nach [24] beurteilt, wo der Vergleich am Fußpunkt des Gebäudes betrachtet wird. Die Darstellung der Ergebnisse durch den Einbau von elastischen Lagerfugen nach vereinfachter Antwortspektren- Methode in der Abbildung 8 und Abbildung 9 nach [7] zeigt sehr gut, dass sich je nach Steifigkeit der Fuge ab etwa vier Geschossen eine deutliche Verminderung der Schnittgrößen ergibt, da die Momente bis zu 70% reduziert werden.

In Abbildung 10 gemäß [7], ist der Vergleich der Einspannmomente nach modaler Antwortspektren- Methode mit vereinfachter Antwortspektren- Methode dargestellt, die für die Tragwerke ohne elastische Fugen mit der geführten Bemessung nach modaler Antwortspektren- Methode im Vergleich zur vereinfachten Antwortspektren- Methode um ca. 30% geringere Einspannmomente liefert, wobei mit dem Einsatz der elastischen Fugen die Einspannmomente um ca. 15% bis 25% geringer sind.

Das Einsparungspotential durch elastische Fugen fällt also nach der modalen Antwortspektren- Methode geringer aus.

Wesentlich für die Bemessung der Bewehrung der aussteifenden Wände ist allerdings nicht das Biegemoment der Scheibe, sondern jener Anteil des Biegemoments, welcher nicht von Vertikallasten aus der Lastableitung überdrückt wird.

In den Abbildungen 11 und 12 nach [7] sind die Bauwerke ohne elastische Fuge nur jener Teil der Biegemomente aus Erdbeben mit Bewehrung zu verankern, welche zwischen dem grauen Bereich und der Horizontalen von  $\eta = 1,0$  liegt und bei Bauwerken mit elastischer Fuge ist jener Teil zwischen dem grauen Bereich und der Linie der jeweiligen Fugenanordnung zu verankern.

### **Der Vergleich von Bauwerken mit im Hochbau üblichen Dimensionen mit und ohne Isolatoren gemäß [7] kann wie folgt zusammengefasst werden:**

Die Verwendung elastischer Fugen unter den aussteifenden Wänden dient zur Reduktion der Schnittgrößen aus Erdbeben bei Gebäuden mit mehr als drei Geschossen. Die Zugbewehrung der aussteifenden Wände kann durch diese Fugenausführung stark reduziert werden (je nach Lagerungsaufwand um bis zu ca. 20 %). Die Verwendung der vereinfachten Antwortspektren- Methode anstelle der modalen Antwortspektren- Methode führt zu etwa 20 bis 30 % größeren Schnittgrößen (siehe Abbildung 10 nach [7]).

Bei der für die Bemessung verwendeten Formel zur Berechnung der horizontalen Lagersteifigkeit nach [10] wird weder die Lagerpressung noch die Horizontalverschiebung des Lagers berücksichtigt. Es wird vielmehr ein lineares Steifigkeitsverhalten auf geometrischer Seite und auf Materialseite angenommen.

Bei der vorliegenden Studie wird die Dämpfung für übliche Stahlbeton-Tragwerke angesetzt. Die Fugenausbildung mit Elastomerlagern, speziell bei Verwendung von Faserbewehrung, hat zur Folge, dass die Dämpfung der Struktur erhöht wird [7].

## 2.1.2 Erdbebenertüchtigung des Feuerwehrgebäudes einer vorgestellten Studie in Basel durch elastomere Lagerung

In der hier vorgestellten Studie wird das Feuerwehrgebäude in Basel im Lützelhof durch elastomere Lagerung gegen Erdbeben gemäß [11] erläutert, wobei die Erdbebenbemessung nach [17] ausgeführt wurde, die folgendermaßen dargelegt wird: Das Feuerwehrgebäude Basel – Stadt im Lützelhof wird gemäß [17] in eine Bauwerksklasse (III) eingestuft, die für eine erfolgreiche Katastrophenbewältigung entscheidend ist.

Das Gebäude wäre aller Voraussicht nach eingestürzt, und die überlebenswichtige Funktion der Feuerwehr wäre nicht zu gewährleisten gewesen. Die zuständigen Behörden erkannten die Problematik bereits anfangs der 1990-er Jahre und es wurde eine Erdbebenertüchtigung ins Auge gefasst. Wegen finanzpolitischer Restriktionen erfolgte die Realisierung jedoch erst 2007.

Der Experte dieses Beitrags nach [11] schlug 1996 das Konzept einer „schwimmenden Lagerung“ des ganzen Gebäudes vor, wo die Grundidee der schwimmenden Lagerung auf Erweichen anstatt Verstärken beruht.

Nach der Abbildung 2.9 ist erkennbar, dass beim Feuerwehrgebäude im Kellergeschoss sämtliche Außen- und Innenwände aus Stahlbeton in horizontaler Richtung durchgeschnitten und das darüber liegende, rund 40 000 kN schwere Gebäude (Masse = 4000 Tonnen) auf Erdbebenlager und Gleitlager gestellt wurde.

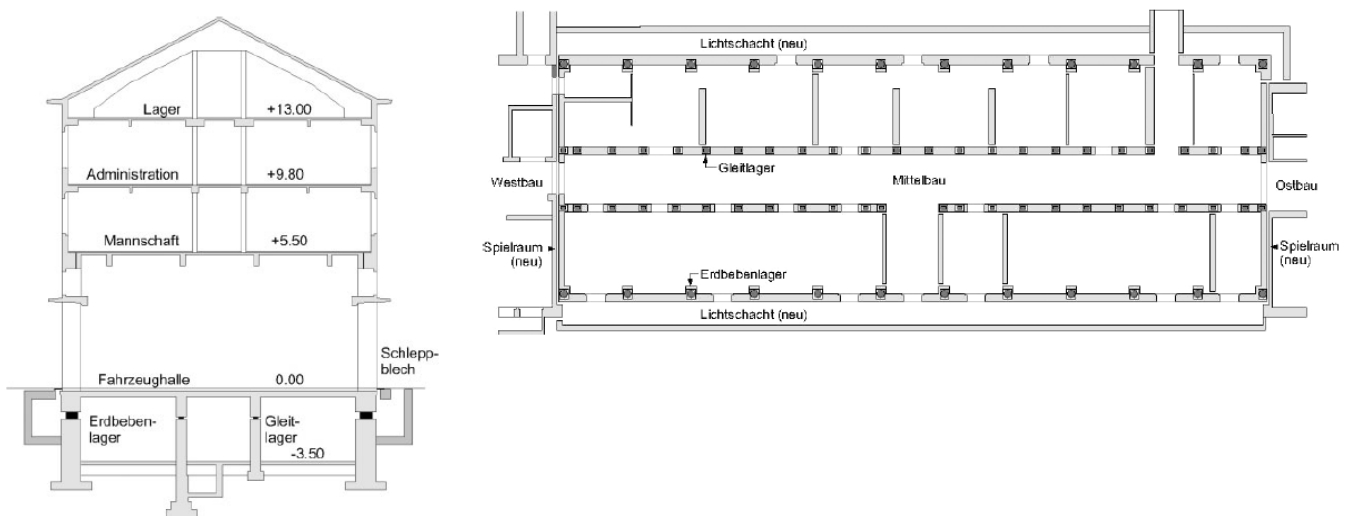


Abbildung 2.9: Grundriss Kellergeschoss und Querschnitt mit Erdbebenlagern und Gleitlagern [11]



In der Abbildung 2.11 sind die Erdbebenlager die entlang der Längsfassaden jeweils an den Stellen eingebaut wurden, über denen die Stützen der Fahrzeughalle aufgehen, dargestellt. Die Lager wurden mittels Flachpressen auf rund 95 % der ständigen Lasten vorgespannt; die Pressen wurden mit schnell erhärtendem Zementmörtel injiziert und verblieben im Bauwerk und es entstehen ca. 2,5 mm Setzungen durch das Zusammendrücken der vertikalen Belastungen (siehe Abbildung 2.10).

Die verwendeten Erdbebenlager bestehen aus Gummi mit einvulkanisierten Stahlplatten, wobei in der Abbildung 2.10 oben und unten die angeordneten massiven Auflagerplatten dargestellt sind.



*Abbildung 2.10: Einbau eines Erdbebenlagers mit Flachpresse (unten) und Spreizbewehrung [11]*



*Abbildung 2.11: Erdbebenlager im Kellergeschoss mit horizontal durchgeschnittenen Außenwänden [11]*



*Abbildung 2.12: Gleitlager im Kellergeschoss auf den horizontal durchgeschnittenen Innenwänden [11]*

An das entwickelte standortspezifische Antwortspektrum der Beschleunigung und der entsprechenden Relativverschiebung wurde die Bemessung ermittelt. (siehe Abbildung 2.13). In der Abbildung 2.13 a) sind die Frequenzverschiebung und die erhebliche Verringerung der Erdbebenkraft ersichtlich.

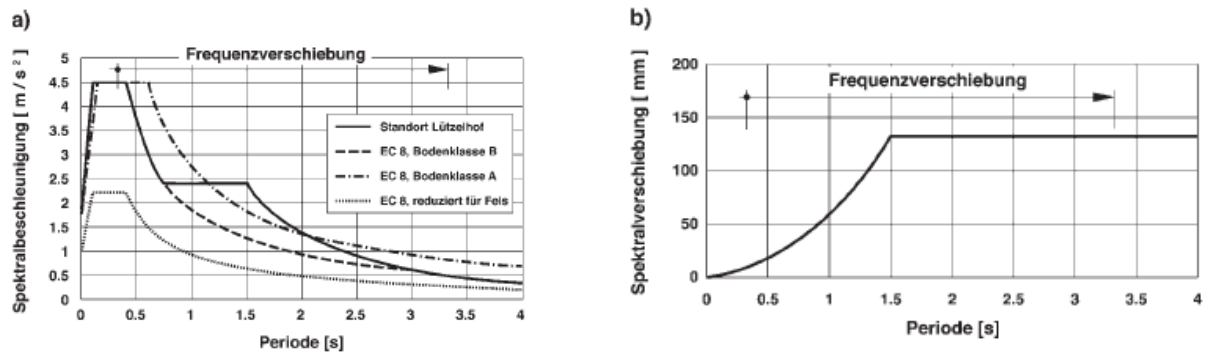


Abbildung 2.13: Standortsspezifisches Bemessungs-Antwortspektrum der Beschleunigung a) und der Relativverschiebung b) für das Feuerwehrgebäude Basel (5 % Dämpfung) [11]

Beim Feuerwehrgebäude Basel war die Erdbebenbeanspruchung in Längsrichtung maßgebend, da hierbei die Stützen der Fahrzeughalle um ihre schwache Achse beansprucht werden. Ziel der Lagerbemessung war die Verkleinerung der Eigenfrequenz von ca. 3 Hz auf rund 0,3 Hz, was einer Vergrößerung der Eigenperiode von ca. 0,3 s auf 3,3 s entspricht.

Die Erdbebenlager sind mit einem Durchmesser von 50 cm und einer Höhe zwischen der Kopf- und Fußplatte von 28 cm festgelegt.

Die Abbildung (8) nach [11] zeigt schematisch (nur 2 statt 24 Lager bzw. Stützen) das Modell, wobei die nichtlinearen Zeitverlaufsberechnungen mittels Spektrumskompatibler Erdbeben am Zweimassenschwinger ermittelt wurde (Masse  $m_b$  der Bodenplatte über dem Kellergeschoss rund 1000 Tonnen, Masse  $m_s$  der 3 Stockwerke über der Fahrzeughalle rund 3000 Tonnen).

In Abbildung (9) nach [11] ist der künstlich generierte, Spektrumskompatible Zeitverlauf der Bodenbeschleunigung, Bodengeschwindigkeit und Bodenverschiebung angezeigt, sowie in Abbildung (10) nach [11] sind die entsprechenden Antwortspektren der Beschleunigung – berechnet aus dem Zeitverlauf der Bodenbeschleunigung – und der (Relativ)Verschiebung (Division durch  $\omega^2$ ) im Frequenzbereich dargestellt (5 % Dämpfung). Es wurde die nichtlineare Dynamische Berechnung mit Starren Stützen und am flexiblen System des Modells mit verschiedenen Parametern (Steifigkeiten) untersucht.

### Es können folgende Schlüsse gezogen werden:

Die Erdbebenertüchtigung des Hauptgebäudes der Berufsfeuerwehr Basel-Stadt wurde durch eine schwimmende Lagerung auf sozusagen „elegante“ Weise durchgeführt. Die Baukosten betragen rund 23 % des Gebäudewerts. Bei einer konventionellen Verstärkung wären diese sehr viel höher gewesen.

Zudem ist die resultierende Erdbebensicherheit erheblich größer und die Schadensanfälligkeit bei schweren Erdbeben wesentlich geringer, als dies bei einer Verstärkung der Fall gewesen wäre [11].



## 3 Die elastischen Lagerungen von Gebäuden

### 3.1 Elastomere Werkstoffe

#### 3.1.1 Allgemeines über Chemische Werkstoffe

Elastomere sind eine Gruppe gummiartiger Werkstoffe die zu zähelastischen Federungselementen vulkanisiert, hohen dynamischen Wechsel- und Verschleißbeanspruchungen ausgesetzt werden können und dabei große Verformungsarbeit leisten. Elastomere- Federungselement (Elastische Lagerungen) sind die robusten unempfindlichen Zwischenglieder, die über sehr lange Zeiträume, verschleiß- und ermüdungsfest, Geräte , Maschinen, Bauteile, und Bauwerke jeder Größenordnung, selbst bei hohen dynamischen Ansprüchen, dauerelastisch stützen.

Für die ingenieurmäßige Denk- und Arbeitsweise ist es erforderlich, sich der wesentlichen Unterscheidungsmerkmale chemischer Werkstoffe bewusst zu werden, ihre Stellung neben den zum Teil schon seit Jahrhunderten verwendeten Konstruktionswerkstoffen einordnen zu können ( siehe Tabelle 3.1 ).

Allgemeiner Sammelbegriff	Bereich	Gebiet	Hauptgruppe
Werkstoff	organische Stoffe	Naturstoffe	Holz Wolle Seide Bitumen
		synthetische Stoffe	Umgewandelte Naturstoffe CHEMISCHE WERKSTOFFE
	anorganische Stoffe	mineralische Stoffe	Steine Erden Keramische Werkstoffe
		metallische Stoffe	Metalle Metall Legierungen

Tabelle 3.1: Einteilung der Werkstoffe [6]

Hauptgruppe	Gruppe	Werkstoff (Beispiele)
Chemische Werkstoffe	Urometer	Epoxydharz, EP Melaminharz, MF Phenolharz, PF Polyurethan, PUR Harnstoff-Formaldehyd, UF Polyesterharz, UP
	Elastomere	Polychlopren, CR Äthylen-Propylen-Cop. EPDM Silikonkautschuk, SI Butylkautschuk, IIR Nitrilkautschuk, NBR Naturkautschuk, NR
	Plastomere	Polyamid, PA    Polyäthylen, PE    Polyisobutylene, PIB Polypropylen, PP Polytetrafluoräthylen, PTFE Polyvinylchlorid, PVC

Tabelle 3.2: Einteilung der chemischen Werkstoffe [6]

Ausgehend von organischen und anorganischen Stoffen führt eine Unterteilung zu dem Gebiet der synthetischen Stoffe und weiter zu der Hauptgruppe der chemischen Werkstoffe.

Für die chemischen Werkstoffe wurden eine Reihe von Einteilungsmöglichkeiten vorgeschlagen, unter denen sich die Einteilung nach dem molekularen Aufbau der chemischen Bindung der Molekülketten untereinander, weitgehend in der Praxis durchgesetzt hat (siehe Tabelle 3.2) [6].

### 3.1.2 Eigenschaften und Verhalten der Chemischen Werkstoffe

Bereits die Begriffe Urometer – Elastomere – Plastomere deuten typische Eigenschaften der drei Werkstoffgruppen an.

- Die Duromere:

Die Molekülarten der Duromere sind dicht und engmaschig zu Raumnetzen verknüpft und so fest aneinander gelagert, dass in diesem Stoffgefüge kaum Bewegungen stattfinden können. Aus rein mechanischen Überlegungen ist es vorstellbar, dass die Festigkeit des Gefüges von der Anzahl der chemisch möglichen Querverbindungen (Verknüpfungsstellen) abhängt; je mehr solcher „Brücken“ zwischen benachbarten Molekülketten bestehen, um so fester ist das Gefüge.

Wärme auch Säuren oder Alkalien lösen als Katalysator eine gesteuerte Vernetzungsreaktion aus. Der danach „ausgehärtete“ Stoff lässt sich kein zweites Mal plastisch formen. Duromere sind „hart wie Beton“ und durch Hitze, chemische und mechanische Überbeanspruchung zerstörbar (siehe Tabelle 3.3) [6].

- Die Elastomere :

Elastomere sind, wie das Wort schon vermuten lässt, gummielastische Werkstoffe. Im Gegensatz zu den Duromeren werden die Molekülketten weitmaschig vernetzt (vulkanisiert). Es entsteht ein zähelastisches Netzwerk von hoher dynamischer Festigkeit, das sich mit Federwirkung elastisch verformt und bei Entlastung die Ausgangsform praktisch wieder einnimmt (Rückstellvermögen); wegen ihres über einen weiten Temperaturbereich zähelastischen Verhaltens sind Elastomere für Federungselemente bei Verschleiß- und Wechselbeanspruchungen besonders geeignet. Dies wird dann richtig deutlich, wenn man sich die Ansprüche vergegenwärtigt, denen Autorennreifen, Flugzeugreifen, drehelastische Kupplungen, Keilriemen oder Transportbänder ausgesetzt sind (siehe Tabelle 3.3) [6].

- Die Plastomere:

Das typische Kennzeichen der Plastomere ist, dass sie wiederholt plastisch geformt werden können. Die Molekülketten sind nicht chemisch miteinander verbunden (vernetzt), wie dies bei den Elastomeren und Duromeren für die Festigkeit des Stoffgefüges entscheidend ist. Die vorwiegend linearen Molekülketten der Plastomere werden lediglich durch Anziehungskräfte (Sekundärkräfte, van der Waals'sche Kräfte) zusammengehalten; mit steigender Wärme oder mit Lösungsmitteln können diese Kräfte aufgehoben werden, die Molekülketten gleiten ungeordnet, sie schwimmen, der Stoff ist geschmolzen. Für den praktischen Einsatz bedeutet diese Wärmeabhängigkeit eine wesentliche Beeinflussung und Änderung der physikalischen Eigenschaften. So verschieben sich zum Beispiel Festigkeit und Dehnung als Funktion der Temperatur umgekehrt proportional, mit anderen Worten: bei tiefen Temperaturen ist die Festigkeit sehr hoch und die Dehnung gering und bei hohen Gebrauchstemperaturen ist es umgekehrt.

Plastomere neigen unter ständiger mechanischer Belastung, insbesondere bei höheren Umgebungstemperaturen, zu plastischen und damit bleibenden Verformungen (Kriechen, kalter Fluss).

Der Vorteil, der sich aus diesem thermoplastischen Verhalten ergibt, ist die Möglichkeit, Artikel aus thermoplastischen Werkstoffen, wie z.B. PVC-Fußbodenbeläge, Fugenbänder und Baufolien, nach der Verlegung zu verschweißen (siehe Tabelle 3.3) [6].

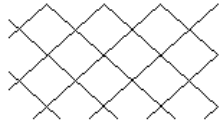
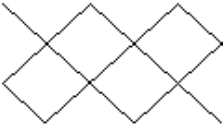

	<b>Duromere</b>	<b>Elastomere</b>	<b>Thermoplaste</b>
Gebrauchszustand:	hart, fest	Thermo-elastisch	Thermo-plastisch
Molekülstruktur:	 <p>räumlich eng vernetzt</p>	 <p>weitmaschig vernetzt</p>	 <p>fadenförmig verknäult</p>
Werkstoffbeispiele:	Epoxidharz, EP Phenolharz, PF Polyesterharz, UP Melaminharz, MF Polyurethan, PUR	Chlorüren- Ktk, CR Butyl-Kautschuk, IIR Äthylen- Propylen- Kautschuk, EPDM Silicon-Kautschuk, Si	Polyvinchlorid, PVC Polyäthylen, PE Polyisobutylene, PIB Polypropylen, PP Polyamid, PA
Beispiel techn. Anwendung:	Beschichtungen, Schichtpressteile, Schaumstoffe, Lichtplatten, Rohre, Silos Schaugkörper	Baulager, Fugenband Dichtungsprofile, Dichtungsmassen, Rohrdichtungen, Rohrverbinder, Schwingungselemente , Baufolien	Beschläge, Dübel Rohre, Behälter, Bautenschutzfolien, Schaumstoffe, Dichtungsprofile, Bodenbeläge

Tabelle 3.3: Werkstoffbeispiele und Beispiele technischer Anwendung chemischer Werkstoffe [6]

## 3.2 Werkstoffübersicht der elastischen Lagerungen für Hochbauten von der Firma Getzner GmbH

### 3.2.1 Standardtypenreihen

- *Sylomer-Höhe Elastizität und Standzeit :*

Universell einsetzbarer elastischer PUR-Werkstoff, Feder/Dämpfer Kombination, bewährt seit mehr als 30 Jahren.

Werkstoffcharakteristik: Zellengemisch, statische Dauerlast von 0,011 N/mm<sup>2</sup> bis 1,2 N/mm<sup>2</sup>, Lastspitzen bis 6,0 N/mm<sup>2</sup>, sehr geringe Amplitudenabhängigkeit, nachgewiesenes Langzeitverhalten, hohe Dauerfestigkeit, fein abgestuftes Sortiment (10 Standardtypen) zur optimalen Auslegung des Systems, Möglichkeit zu kundenspezifischen Anpassungen.

Anwendungsbeispiele: als druckbelastete Feder zur Schwingungsisolierung im Bau-, Bahn- und Maschinenbereich, Masse Federsysteme, Unterschottermatten, Schwellenlager, Zwischenlagen und Zwischenplatten, vollflächige und streifen-/punktförmige Gebäudelagerung, Trittschalldämmung, Treppen und Podest- Lagerung, Maschinen- und Fundament -Lagerungen, elastische Komponenten für Transportwalzen und Riemen, elastisch verformbare Anpressplatten, hochverformbare Dichtungen, Formteile, Halbzeuge.

- *Sylodyn- Höhe dynamische Belastbarkeit :*

Technischer Feder mit ausgeprägt dynamischem, hoch elastischen Verhalten, bewährt seit mehr als 15 Jahren.

Werkstoffcharakteristik: geschlossene Zellen, statische Dauerlast der Standardtypen von 0,075 N/mm<sup>2</sup> bis 1,5 N/mm<sup>2</sup>, Sondertypen bis 2,5 N/mm<sup>2</sup>, Lastspitzen bis 8 N/mm<sup>2</sup>, sehr geringe Amplitudenabhängigkeit, geringe Kriechneigung, Versteifungsfaktor  $\kappa$  (C dyn/C stat) von 1,15-1,40, nachgewiesenes Langzeitverhalten, Dauerfestigkeit, fein abgestuftes Sortiment (5 Standardtypen) zur optimalen Auslegung des Systems, Möglichkeit zu kundenspezifischen Anpassungen.

Anwendungsbeispiele: als druckbelastete Feder zur Schwingungsisolierung im Bau-, Bahn- und Maschinenbereich, Masse Federsysteme, Unterschottermatten, Schwellenlager, Zwischenlagen und Zwischenplatten, vollflächige und streifen-/punktförmige Gebäudelagerung, Treppen und Podest- Lagerung , Maschinen- und Fundament- Lagerungen, elastische Komponenten für Transportwalzen und Riemen, elastisch verformbare Anpressplatten, hochverformbare Dichtungen, Formteile, Halbzeuge.

- *Sylomer HD-Höhe Dämpfung :*

Dämpfer mit speziell energieabsorbierenden Eigenschaften.

Werkstoffcharakteristik: Zellengemisch, viskos- elastische PUR Struktur, hohe innere Dämpfung, mechanischer Verlustfaktor von 0,35 bis 0,55, abgestuftes Sortiment (3 Standardtypen) zur optimalen Auslegung des Systems.

Anwendungsbeispiele: Absorption schockartiger Belastungen, dämpfende Anschlagelemente, Stoßverzehrelemente, Energieaufnahmelemente, Formteile, Kombination mit Federn [12].



### 3.2.2 Sonderwerkstoffe

- *Sylomer LT-Tieftemperaturflexibilität :*

PUR Elastomere mit ausgeprägtem Tieftemperaturverhalten.

Werkstoffcharakteristik: tieftemperaturflexibler, mikro- zelliger PUR-Werkstoff, hohe Rückstellkraft, äußerst geringe Versteifung bei niedrigen Temperaturen, Einsatztemperatur von -50 °C bis +70 °C.

Anwendungsbeispiele: elastische Lagerung in Klimakammern, Dichtungen , elastische Bauteile im Automotive Sektor, Schwingungsisolierung bei tiefen Temperaturen.

- *Sylomer CT-Gleit/Haft Beschichtung:*

Werkstoffcharakteristik: PUR-Sprühbeschichtung zur Oberflächenveredelung auf Sylomer Trägermaterial, Gleitschicht: Shore- Härte 90 Sh A, Haftschrift: Shore- Härte 60 Sh A.

Anwendungsbeispiele: Gleitschicht für Pads (z.B. Maschinenfüße), Oberflächenschutz, Antirutschschicht, Dichtungen.

- *Sylomer EK-Sehr guter Verschleißschutz :*

Kompaktes Polyurethan mit sehr guten Verschleißschutzeigenschaften.

Werkstoffcharakteristik: hohe Abrieb- und Reißfestigkeit, hohe Dehnfähigkeit, Kombinationsmöglichkeit mit federnden Schichten zu punktelastischen Belägen, einfache Montage durch Kleben, schlagzäh, hohe Rückprallelastizität, Shore- Härte: 82 Sh A.

Anwendungsbeispiele: Verschleißschuttschicht bei Prallelementen, Elastizität und Verschleißschutz für Einfüllvorrichtungen, Greifbeläge, kombinierter Schall- und Verschleißschutz, Stanzband, Lastverteilungsschichten.

*Anmerkungen von der Firma Getzner Werkstoffe GmbH:* Sonderwerkstoffe werden nur nach Kundenwunsch produziert und sind daher nicht lagernd verfügbar. Die Werkstoffe können nach Kundenwunsch modifiziert werden [12].

### 3.2.3 Übersicht der Sylomer®-typen

**Werkstoff:** Zellengemisch aus Polyetherurethan (PUR) mit kombinierten Feder-/Dämpfereigenschaften.

**Standard-Lieferform:**

Dicke: 12,5 mm / 25 mm

Rollen: 1,5 m breit, 5,0 m lang

Streifen: bis 1,5 m breit, bis 5,0 m lang

Andere Abmessungen (auch Dicke) sowie Stanzteile, Formteile auf Anfrage.

Materialtyp:		SR 11	SR 18	SR 28	SR 42	SR 55	SR 110	SR 220	SR 450	SR 850	SR 1200
Eigenschaften	Prüfverfahren										
Farbe		gelb	orange	blau	rosa	grün	braun	rot	grau	türkis	violett
Stat. Dauerlast (N/mm <sup>2</sup> )		0,011	0,018	0,025	0,042	0,055	0,11	0,22	0,45	0,85	1,2
Lastspitzen (N/mm <sup>2</sup> )		0,5	0,75	1,0	2,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	6,0
Mechanischer Verlustfaktor	DIN 53513	0,25	0,23	0,21	0,16	0,17	0,13	0,13	0,11	0,12	0,11
Stat. Schub-Modul (N/mm <sup>2</sup> )	DIN ISO 1827	0,03	0,05	0,07	0,08	0,13	0,22	0,35	0,58	0,8	0,9
Dyn. Schub-Modul (N/mm <sup>2</sup> )	DIN ISO 1828	0,1	0,12	0,15	0,17	0,26	0,42	0,64	1,0	1,4	1,6
Abrieb (mm <sup>3</sup> )	DIN 53516	1400	400	1300	1200	1100	1100	1000	400	300	350
Stat. Elastizität-Modul (N/mm <sup>2</sup> )	DIN 53513	0,061	0,097	0,166	0,282	0,367	0,87	1,44	3,3	7,2	10,4
Dyn. . Elastizitäts-Modul (N/mm <sup>2</sup> )	DIN 53513	0,172	0,28	0,437	0,611	0,753	1,36	2,54	5,04	11,1	16,4
Stauch- Härte bei 10% Verformung		0,012	0,02	0,031	0,047	0,061	0,12	0,22	0,42	0,86	1,08
Einsatztemp. (°C)		-30 bis +70									
Temp.spitze (°C)	kurzzeitig	120									
Brandverhalten	DIN 4102	B2 ; B,C und D									

Tabelle 3.4 Eigenschaften der Sylomertypen nach der Firma Getzner GmbH [12].

### 3.2.4 Übersicht der Sylodyn®-typen

**Werkstoff:** geschlossene Zellen aus Polyetherurethan (PUR) mit kombinierten Feder-/Dämpfungseigenschaften.

**Standard-Lieferform:**

Dicke: 12,5 mm / 25 mm

Rollen: 1,5 m breit, 5,0 m lang

Streifen: bis 1,5 m breit, bis 5,0 m lang

Andere Abmessungen (auch Dicke) sowie Stanzteile, Formteile auf Anfrage.

Materialtyp:		NB	NC	ND	NE	NF
Eigenschaften	Prüfverfahren					
Farbe		rot	Gelb	grün	blau	violett
Stat. Dauerlast (N/mm <sup>2</sup> )		0,075	0,150	0,350	0,750	1,500
Lastspitzen (N/mm <sup>2</sup> )		max. 2,0	max. 3,0	max. 4,0	max. 6,0	max. 8,0
min. Bruchspannung Zug (N/mm <sup>2</sup> )	DIN EN ISO 527-3/5/100	0,75	1,5	2,5	4	7
min. Bruchdehnung Zug (%)	DIN EN ISO 527-3/5/100	450	500	500	500	500
Abrieb (mm <sup>3</sup> )	DIN 53516	>1400	>550	>100	>80	>90
Druckverformungsrest (%)	EN ISO 1856	<5	<5	<5	<5	<5
Stat. Schubmodul (N/mm <sup>2</sup> )	DIN ISO 1827	0,13	0,21	0,35	0,61	0,8
Dyn. Schubmodul (N/mm <sup>2</sup> )	DIN ISO 1827	0,18	0,29	0,47	0,86	1,18
Mechanischer Verlustfaktor	DIN 53513	0,07	0,08	0,08	0,09	0,1
Stat. Elastizitätsmodul (N/mm <sup>2</sup> )	DIN 53513	0,75	1,10	2,55	6,55	11,8
Dyn. Elastizitätsmodul (N/mm <sup>2</sup> )	DIN 53513	0,9	1,45	3,35	7,7	15,2
Stauch- Härte bei 10% Verformung		0,09	0,15	0,35	0,7	1,3
Einsetzten. ( °C )		-30 bis +70				
Temp.spitze ( °C )	kurzzeitig	+120				
Brandverhalten	DIN 4102 EN ISO 11925-2	B2 B,C und D				

Tabelle 3.5: Eigenschaften der Sylodyntypen nach Firma Getzner GmbH [12].

### 3.3 Konstruktion der Lagerungen

Die Lagerung auf Sylomer® nach [12] kann vollflächig, auf einzelnen Lagerstreifen oder auf Punktlagern erfolgen. Welche Art der Lagerung für das Gebäude am günstigsten ist, hängt von der geforderten Abstimmfrequenz und den konstruktiven Gegebenheiten ab.

Anschließende Bauteile wie Decken oder Wände können sowohl in Ortbeton als auch als Fertigteil ausgeführt werden. Bei einer Ausführung in Ortbeton wird die Lagerfläche üblicherweise als verlorene Schalung verwendet.

Die Bewehrung kann direkt auf den Matten montiert werden. Für sehr weiche Sylomer®-Typen ist dabei die Auflagefläche der Abstandhalter durch geeignete Unterlagen so zu vergrößern, dass sich die Bewehrung nicht in die Matten eindrückt. Fertigteile werden einfach auf die Lager gestellt. Die Herstellung von elastisch gelagerten Decken erfolgt üblicherweise mit Filigranplatten. Für eine vollständige Entkoppelung des Gebäudes müssen auch alle Wände oberhalb der elastischen Lagerung, die mit dem Erdreich Kontakt haben, elastisch getrennt sein [12].

#### 3.3.1 Vollflächige Lagerung

Die vollflächige Lagerung bietet den Vorteil einer einfachen Ausführung. Die Gefahr von Schallbrücken durch Einbaufehler ist sehr gering. Die Trennung erfolgt üblicherweise zwischen der Sauberkeitsschicht oder einer betonierten Tragschicht und der Bodenplatte. Für eine gute Wirksamkeit sollte der Untergrund möglichst steif sein. Die Gebäudelasten werden durch die vollflächige Lagerung großflächig in den Untergrund eingeleitet. Konstruktive Maßnahmen zur Übertragung der Lasten auf Lagerstreifen oder einzelne Lagerpunkte sind nicht notwendig. Strukturschwingungen der Bodenplatte werden durch die flächige Auflage weitgehend vermieden [12].

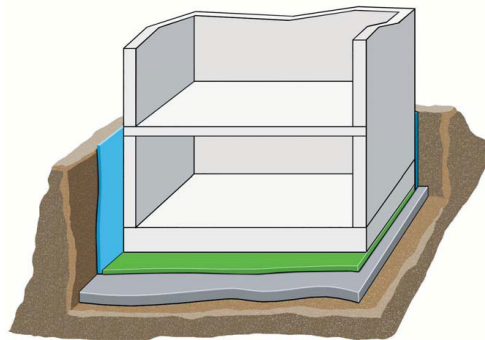


Abbildung 3.1: Vollflächige Lagerung [12]

### 3.3.2 Streifenförmige Lagerung

Wird die Belastung als Streckenlast übertragen, bietet sich eine Lagerung auf Streifen an. Die Trennfuge ist dabei in der Regel im Bereich des Fundaments oder direkt unterhalb der Kellerdecke angeordnet. Der Kellerboden bzw. die Kellerdecke oder auch aufgehende Wände können direkt auf den Lagerstreifen montiert werden. Um Strukturschwingungen zu vermeiden, sollten die angrenzenden Bauteile im Bereich der Lager sehr steif sein und kein ausgeprägtes Resonanzverhalten zeigen.

Die Anordnung der Fuge im Bereich des Fundaments hat den Vorteil, dass das Gebäude nach Abschluss der Arbeiten im Bereich des Fundaments weitgehend herkömmlich errichtet werden kann [12].

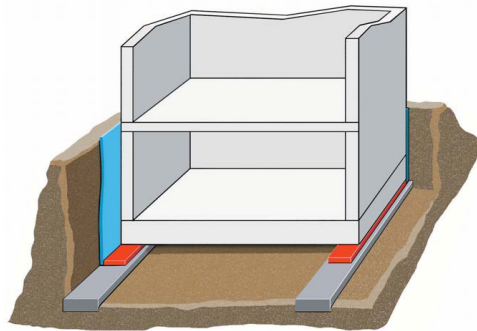


Abbildung 3.2: Streifenförmige Lagerung [12]

### 3.3.3 Punktförmige Lagerung

Bei einer Pfahlgründung oder der Lagerung einzelner Stützen erfolgt die elastische Entkoppelung am sinnvollsten über Einzellager. Für die Auswahl des geeigneten Lager-Typs ist die vorliegende Belastung maßgebend.

Die Lagerfläche kann dabei gegebenenfalls durch aufgesetzte Pfahlköpfe so angepasst werden, dass sich für den festgelegten Sylomer®-Typ die optimale Pressung einstellt. Zur Anwendung kommen für Punktlager in der Regel sehr hohe Raumgewichte. Genau wie bei einer vollflächigen und einer streifenförmigen-Lagerung sollten der Untergrund für die Lager sowie die angrenzenden Bauteile sehr steif sein [12].

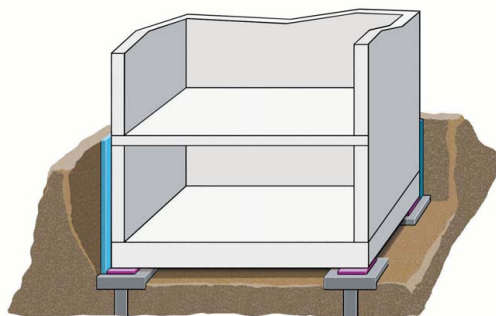


Abbildung 3.3: Punktförmige Lagerung [12]

## Beispiele verlegten Lagerungen

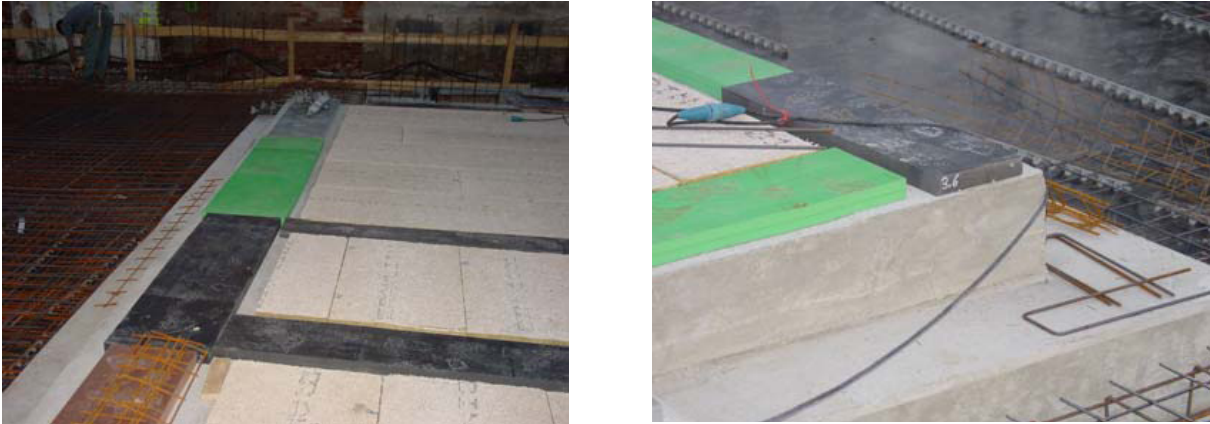


Abbildung 3.4: Streifenförmige Sylomer® - Lagerung der Bodenplatte des 3-Stöckigen Gebäudes als Schutz gegenüber einem direkt in den Nähe einer S-Bahnstrecke in Starnberg bei München [39]

## 3.4 Dynamische Charakteristiken der Elastomerlager laut Normen

Die Reduzierung der Horizontalen Antwort kann erreicht werden durch [26]:

- Erhöhung der Grundswingungsdauer des Tragwerks (Effekt der Periodenverschiebung im Antwortspektrum); dies verringert die auftretenden Kräfte, vergrößert aber die Verschiebungen;
- Erhöhung der Dämpfung; dies verringert die Verschiebungen und kann die Kräfte vermindern;
- (vorzugsweise) Eine Kombination beider Maßnahmen.

Im [26] unterscheidet man zwischen den Elastomerlagern mit schwachen Dämpfungen und den Elastomerlager mit starken Dämpfungen [9].

Schwach dämpfende Elastomerlager sind solche mit einem äquivalenten viskosen Dämpfungsgrad  $\xi$  kleiner als 0,06. Derartige Lager zeigen ein zyklisches Verhalten ähnlich einem hysteretischen Verhalten mit sehr engen Hystereseschleifen. Stark dämpfende Elastomerlager weisen ausgeprägte Hystereseschleifen auf, entsprechend einem äquivalenten viskosen Dämpfungsgrad  $\xi$  von üblicherweise zwischen 0,10 und 0,20. Ihr Verhalten sollte als linear hysteretisch betrachtet werden [26].

Der äquivalente viskosische Dämpfungsgrad  $\xi$  stellt die Energie die sich mit den systemischen Isolatoren erschöpft dar und sie drücken sich mit der effektiven Dämpfungen  $\xi_{eff}$  aus [9].

**Steifigkeit in vertikaler Richtung:**

P Isolationsvorrichtungen, die vertikale Lasten abtragen, müssen in vertikaler Richtung ausreichend steif sein.

**Steifigkeit in horizontaler Richtung:**

Die Kraft-Verschiebungsbeziehung der Isolationsvorrichtung in horizontaler Richtung kann durch einen bilinearen Zusammenhang angenähert werden, wie in Abbildung 3.5 für eine Isolationsvorrichtung  $i$  dargestellt (der Index  $i$  wurde weggelassen) [26].

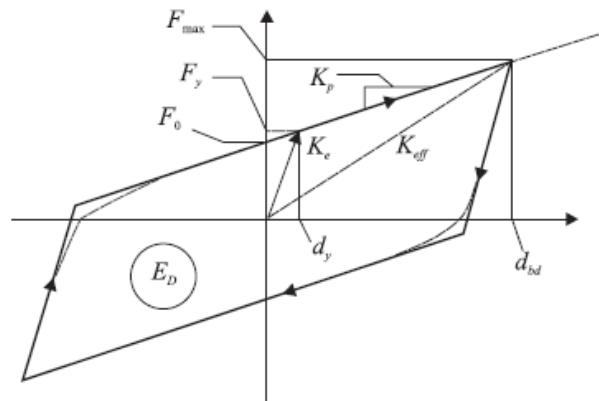


Abbildung 3.5: Bilineare Näherung des hysteretischen Kraft-Verformungsverhaltens [9]

Die Parameter der bilinearen Näherung lauten:

- $d_y$  ... Fließverschiebung;
- $d_{bd}$  ... Bemessungsverschiebung der Isolationsvorrichtung entsprechend der Bemessungsverschiebung  $d_{cd}$  des Isolationssystems;
- $E_D$  ... Energie, die während eines Zyklus bei der Bemessungsverschiebung  $d_{bd}$  dissipiert wird; sie ist gleich der Fläche der tatsächlichen Hystereseschleife  $= 4 \cdot (F_y \cdot d_{bd} - F_{max} \cdot d_y)$
- $F_y$  ... Fließkraft unter monotoner Belastung;
- $F_0$  ... Kraft bei Nullverschiebung unter zyklischer Belastung  $= F_y - K_p \cdot d_y$
- $F_{max}$  ... maximale Kraft entsprechend der Bemessungsverschiebung  $d_{bd}$ ;
- $K_e$  ... elastische Steifigkeit bei monotoner Belastung  $= F_y / d_y$  sie ist auch gleich der Entlastungssteifigkeit bei zyklischer Beanspruchung;
- $K_p$  ... post-elastische (Tagenten-)Steifigkeit  $= (F_{max} - F_y) / (d_{bd} - d_y)$

## 4 Erdbebeneinwirkung

### 4.1 Erdbeben

Geologische Vorgänge in der Erdkruste und im oberen Erdmantel können Erdbeben bewirken. Bezüglich der Auswirkung auf Bauwerke stehen zahlen- und starkenmäßig die so genannten tektonischen Beben im Vordergrund.

Seit über 40 Jahren ist das Prinzip der plattentektonischen Bewegungen bekannt. Die Erdoberfläche besteht aus mindestens sieben großen und mehr als zehn kleinen ca. 100 km dicken Platten, die sich mehr oder weniger unabhängig voneinander bewegen. Dadurch kommt es an den Rändern der Platten zum stetigen Aufbau von Spannungen, die letztendlich ruckartig und kontinuierlich in Form von Erdbeben und Vulkanausbrüchen abgebaut werden können.

Die aktivste Erdbebenzone der Erde zieht sich rund um die Pazifische Platte und erzeugt über 90% der weltweit freigesetzten Erdbebenenergie (siehe Abbildung 4.1) [16].

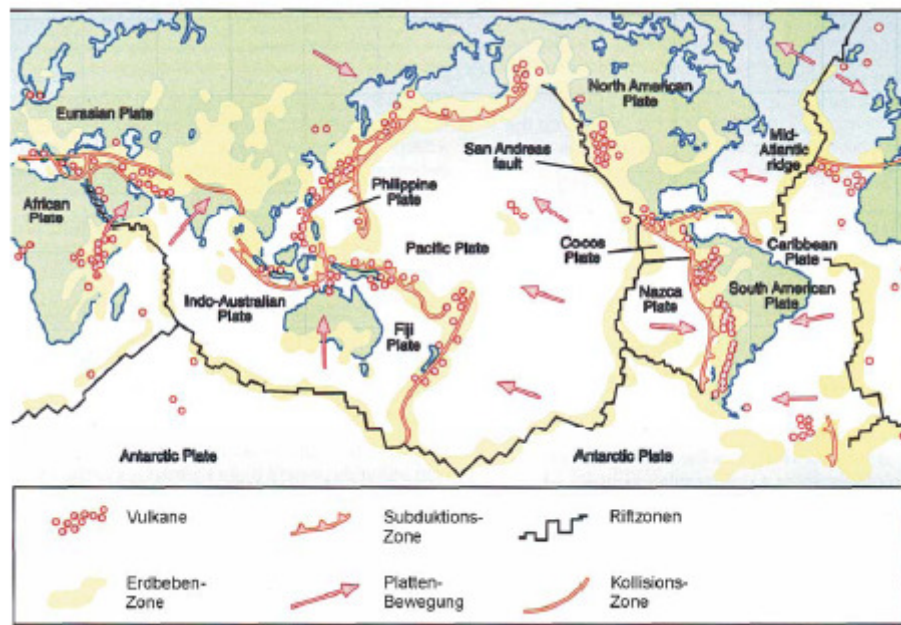


Abbildung 4.1: Größe und Bewegungsrichtung der Platten und erdbebengefährdeten Gebiete der Erde [16]



### 4.1.1 Erdbeben in Europa

Die erdbebenaktive Zone in Europa befindet sich in der Grenzzone zwischen der Eurasischen und der Afrikanischen Platte. Sie zieht sich von der Türkei über den Balkan und Italien bis nach Gibraltar (siehe Abbildung 4.2). Die seismische Aktivität dieser Zone (Obergrenze: ca. Magnitude 7,5) ist geringer als jene des pazifischen Raumes (Obergrenze: ca. Magnitude 9).

Für die Mittelmeerzone ist es sehr schwierig, den genauen Verlauf der Plattengrenze festzulegen. Es ist sicher auch so, dass zwischen den beiden großen Platten noch kleinere Bruchstücke der Platten vorhanden sind, die für den ganzen Bewegungsvorgang eine (zum Teil ausgleichende) Rolle spielen. Es gibt neben den Erdbeben-Zonen unmittelbar an den Plattenrändern auch seismisch aktive Gebiete, die nicht direkt irgendwelchen Plattenrändern zugeordnet werden können [16].

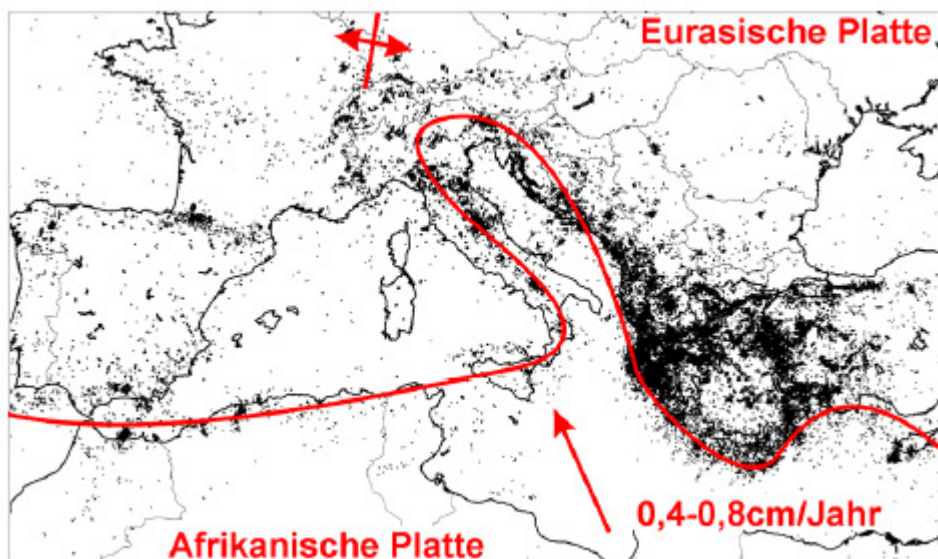


Abbildung 4.2: Erfasste Epizentren von Erdbeben in Europa, ungefährender Verlauf der Plattengrenze zwischen der Eurasischen und der Afrikanischen Platte sowie Richtung und Driftgeschwindigkeit der Afrikanischen Platte relativ zur Eurasischen (Driftzone) [16]

## 4.2 Erdbebeneinwirkung auf Mauerwerksbauten

In Mitteleuropa werden traditionell Wohnhäuser und auch kleinere Gewerbebauten oft mit unbewehrten tragenden Mauerwerkswänden aus Ziegel oder Betonsteinen ausgeführt. In bauphysikalischer Hinsicht - vor allem bezüglich Wärmedämmung und -speicherung sowie Behaglichkeit - haben Mauerwerksbauten gute Eigenschaften. Die Belastbarkeit in vertikaler Richtung ist in geeignetem Maße gegeben.

Hinsichtlich horizontaler Beanspruchung besitzen solche Bauwerke große Steifigkeiten. Die Vor- und Nachteile von Tragwerken mit großer Steifigkeit sind in Tabelle 4.1 angeführt.

Vorteile	Nachteile
-Wegen ihrer höheren Eigenfrequenzen sind sie bei weichen Gründungsböden sehr geeignet	-große Beanspruchungen bei harten Gründungsböden
-Die Ausbildung der Anschlussbereiche gestaltet sich weniger aufwendig als bei weichen Tragwerken	-Es bestehen größere Unsicherheiten hinsichtlich der erzielbaren Duktilität
-Es bestehen keine Probleme bezüglich der Anschlüsse der nicht tragenden Elemente	-Hinsichtlich der Berechnung liegen weniger klare Verhältnisse vor

Tabelle 4.1: Vor und Nachteile von Tragwerken mit großer Steifigkeit [24]

Die große Beanspruchung der Mauerwerksbauten im Erdbebenfall beruht auf der Tatsache, dass sie wegen der großen Steifigkeit meist eine hohe Eigenfrequenz (im Plateaubereich des Bemessungsantwortspektrums der Beschleunigung) besitzen, und deshalb große Erdbebenkräfte erfahren.

Andererseits sind unbewehrte Mauerwerkswände spröde und zeigen eine verhältnismäßig geringe Energiedissipation und geringe Duktilität [4].

### 4.3 Erdbebengefährdung

Unter Erdbebengefährdung versteht man die Wahrscheinlichkeit mit der an einem bestimmten Standort eine gewisse Bodenbeschleunigung innerhalb eines definierten Zeitraums erreicht oder überschritten wird. Laut EUROCODE 8 ist diese Überschreitungswahrscheinlichkeit mit 10 % in 50 Jahren festgelegt. Es ist Aufgabe der Seismologen diese Erdbebengefährdung zu bestimmen [5].

Die Erdbebenzonen werden makroseismisch durch die Auswertung aller geschichtlich bekannten und gut beobachteten Erdbeben hinsichtlich ihrer Wirkungen festgelegt. Für die kartenmäßige Festlegung ist dabei der Grundsatz maßgebend, dass die zu erwartenden zukünftigen Erdbeben mindestens die gleiche Intensität erreichen können wie das stärkste der bisher stattgefundenen. Die Abgrenzungen der Erdbebenzonen sind daher sehr ungenau. Beispielhaft sind in Abbildung 4.3 die Isolinien der effektiven horizontalen Bodenbeschleunigung in  $m/s^2$  in Österreich angegeben.

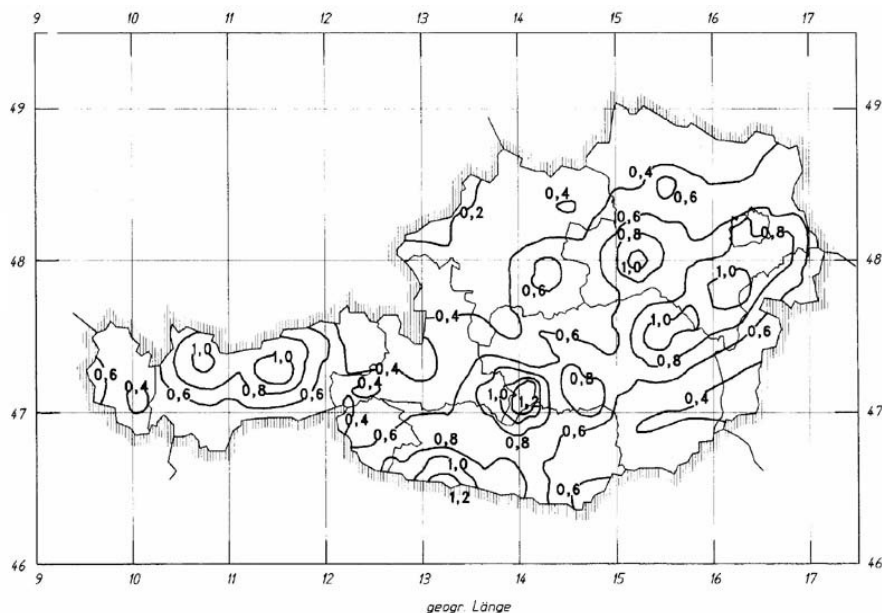


Abbildung 4.3: Isolinien der Referenzbodenbeschleunigung  $a_{GR}$  in  $m/s^2$  in Österreich [3]

Neben der oben erwähnten Makrozonierung spielt der Baugrund, auf welchem das Bauwerk steht, eine wichtige Rolle (die sogenannte Mikrozonierung).

Insbesondere müssen wassergesättigte Böden, die sich leicht verdichten lassen und in denen schlechte Drainagebedingungen herrschen (wie nicht zu grobkörnige, locker gelagerte Sande und grobkörnige Schluffe) auf ihr Potential zur Verflüssigung untersucht werden. Ganze Gebäude oder Teile davon können dann absinken oder - bei inhomogenem Boden bzw. ungleicher Verflüssigung - umkippen, was je nach Ausbildung des Tragwerks meist zum Totaleinsturz führt. Negativ können sich auch Hanglagen, Gleithänge und künstliche Auffüllungen auswirken.

Diese sog. Mikrozonierung ist nicht flächendeckend bekannt und sollte für jede Situation gesondert untersucht werden. Für den Fall einer Gefährdung können Gegenmaßnahmen wie Verfestigung durch Injektionen oder Pfahlfundierung erforderlich sein [35].

## 4.4 Erdbebenschäden

Für Erdbebenschäden an Bauwerken sind vor allem die Bodenbeschleunigung, der Frequenzgehalt und die Bodenbewegung maßgebend.

Da Erdbeben die Bauwerke im Allgemeinen in beiden Hauptrichtungen belasten, kommt es häufig zu einer Kombination von Schäden in Folge von Scheiben- und Plattenbeanspruchung [2].

Heute sind folgende, an den modernen Stand der Bautechnik besser angepasste Skalen in Verwendung [1]:

- die MM-Skala (Mediterranean Mercalli Scale) in Amerika,
- die MSK-Skala von Medvedev, Sponheuer und Karnik in Europa

Die *European Macroseismic Scale* (Grünthal, 1998) benennt die 12 Intensitätsstufen dieser Skala und ordnet grob Amplituden der Maximal-Beschleunigung zu (siehe Tabelle 4.2).

Nennenswerte Schäden an Gebäuden treten erst bei Intensitäten  $I > 7$  auf [4].

Intensität	Beschreibung	Max. Beschleunigung in Bruchteilen von g
I	nicht gespürt	
II	kaum spürbar	
III	schwach	
IV	von vielen wahrgenommen	< 3 %
V	Stark	< 3 %
VI	leichte Schäden	3 - 10 %
VII	Schäden	10 - 20 %
VIII	starke Schäden	20 - 40 %
IX	zerstörend	40 - 80 %
X	vernichtend	80 - 150 %
XI	Katastrophe	> 150 %
XII	große Katastrophe	> 150 %

Tabelle 4.2: Vereinfachte Fassung der Intensitätseinteilung der EMS und grobe Zuordnung von maximalen Beschleunigungen [4]

Nach EMS-98 (Europäische Makroseismische Skala) ist der Schadensgrad von Ziegelbauten im Vergleich zu Stahlbetonbauten in Tabelle 4.3 dargestellt.






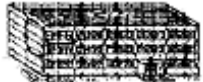




Schadensgrad	Schadensbild Ziegelbauten	Beschreibung	Schadensbild Stahlbetonbauten
1		Vernachlässigbarer bis leichter Schaden (kein struktureller, leichter nicht-struktureller Schaden)	
2		Mäßiger Schaden (leichter struktureller, mittlerer nicht-struktureller Schaden)	
3		Erheblicher bis schwerer Schaden (mittlerer struktureller, erheblicher nicht-struktureller Schaden)	
4		Schwerer Schaden (erheblicher struktureller, schwerer nicht-struktureller Schaden)	
5		Zerstörung (sehr schwere strukturelle Schäden)	

Tabelle 4.3: Beschreibung der fünf Schadensgrade der EMS mit typischen Schadenbildern bei Ziegel- und Stahlbetonbauten [4]

### 4.4.1 Schäden zufolge Belastung in der Wandebene

Die Arten des Versagens sind abhängig von den Verhältnissen zwischen Horizontal- und Vertikallasten sowie Höhe und Länge der Mauerwerksscheiben [4].

#### 4.4.1.1 Schubversagen

Bei geringen Vertikallasten und eines schwachen Mörtelverbunds bildet sich ein treppenförmiger Riss in den Stoßfugen (vertikale Fugen) und Lagerfugen (horizontale Fugen) aus. Dabei ist die Verbundfestigkeit zwischen Stein und Mörtel maßgebend. Diese Art des Versagens führt zu einem duktilen Verhalten, da die Mauerwerksscheibe nach der Bildung des Risses noch weitere Lasten bis zum Gesamtversagen aufnehmen kann.

Bei höheren Vertikallasten und Mauersteinen mit geringerer Festigkeit können die Risse durch die Steine verlaufen. In diesem Fall ist die Zugfestigkeit der Steine maßgebend. Die Mauerwerksscheibe weist in diesem Fall ein eher sprödes Versagen mit einem geringen Energiedissipationsvermögen und einer großen Steifigkeitsabnahme auf.

Die Verläufe des Risses (Fugenversagen und Steinversagen) werden in den Abbildungen 4.4 und 4.5 dargestellt [4].

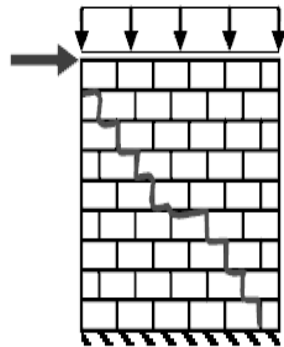


Abbildung 4.4: Fugenversagen  
(Schubversagen) [4]

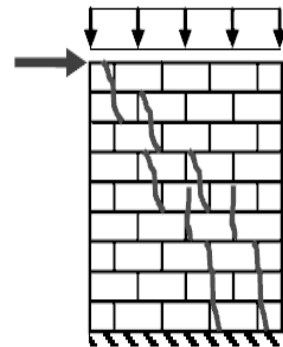


Abbildung 4.5: Steinversagen  
(Schubversagen) [4]

#### 4.4.1.2 Biegeversagen

Schlanke Mauerwerksscheiben werden vor allem auf Biegung beansprucht. Maßgebend für das Versagen sind in diesem Fall die Zug- und Drucktragfähigkeit des Mauerwerks in den Eckbereichen (siehe Abbildung 4.6 und Abbildung 4.7), die Schubtragfähigkeit spielt hier hingegen eine untergeordnete Rolle.

Bei zyklischer Belastung macht die Wand eine Kippbewegung und es kommt zu einem Wechsel von Klaffungen infolge Zug und Druckspannungsbelastungen in den Eckbereichen. Die Verformungen sind im Verhältnis zur aufnehmbaren Last sehr groß (große Duktilität).

Die Verläufe des Risses (Druckversagen und Zugversagen) werden in den Abbildungen 4.6 und 4.7 dargestellt [4].

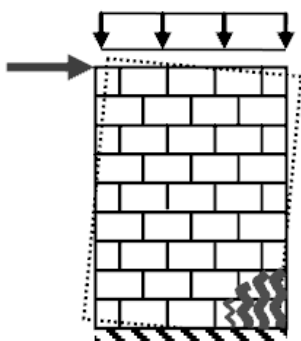


Abbildung 4.6: Druckversagen [4]

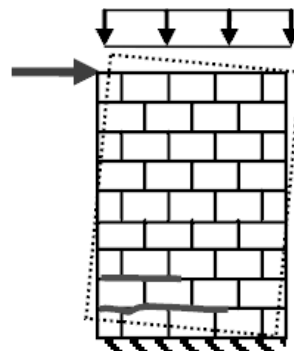


Abbildung 4.7: Zugversagen [4]

Aufgrund wechselnder Belastungsrichtung im Erdbebenfall bilden sich die vorgestellten Arten des Versagens in beide Richtungen aus. Dies führt zu einem Schubversagen zum typischen Kreuzriss.

Das Gesamtversagen einer Mauerwerksscheibe ist meistens eine Kombination aus den beschriebenen Arten des Versagens.

Die Mauerwerksscheibe verhält sich aufgrund geometrischer Anordnung und verwendeter Materialkomponenten anisotrop und nichtlinear. Es sind schon viele Schubversuche durchgeführt worden, um das Bruchbild mit der Bruchlast sowie das Last-Verformungsverhalten von Mauerwerkswänden zu bestimmen [4].

Informationen zur numerischen Simulation von Mauerwerkswänden wird in [4] gegeben.

Ein Überblick über den Stand der Forschung zum Erdbebentragverhalten von unbewehrtem Mauerwerk wird in [18] gegeben.

Es soll allerdings prinzipiell festgehalten werden, dass die üblichen, statisch-zyklischen Schubversuche zur Untersuchung des Erdbebentragverhaltens nur bedingt geeignet sind. Es kann damit zwar das Bruchbild mit der Bruchlast sowie das Last-Verformungsverhalten bestimmt werden, es fehlt jedoch die Erfassung und Beschreibung des Zusammenwirkens von Einwirkung auf der einen Seite und Bauteilverhalten mit Steifigkeitsänderungen und entsprechenden Lastreduktion auf der anderen Seite.

*„Für die praktische Berechnung darf die ungerissene, elastische Steifigkeit oder, besser und realistischer, die gerissene Steifigkeit verwendet werden, um den Einfluss der Rissbildung auf die Verformungen zu berücksichtigen und die Neigung des ansteigenden Astes eines bilinearen Kraftverformungsmodells des tragenden Bauteils besser anzunähern. Falls eine genaue, durch nachvollziehbare Berechnungen untermauerte Bestimmung der Steifigkeitseigenschaften nicht vorliegt, darf die gerissene Biege- und Schubsteifigkeit als die Hälfte der elastischen Steifigkeit des ungerissenen Bruttoquerschnitts angesetzt werden“ [18].*

Auf Grund des guten Haftverbunds zwischen Ziegel und Mörtel und der hohen Steifigkeit bieten Schubwände aus Ziegelmauerwerk Vorteile gegenüber anderen Bauweisen, die entweder deutlich geringere Schubsteifigkeiten oder geringere Konstruktionsdicken aufweisen.

Damit in Gebieten mit mittlerer und hoher Erdbebengefährdung ein örtliches sprödes Versagen vermieden wird, sollten die Lochsteine nicht mehr als 50 % Lochvolumen aufweisen [19].

#### 4.4.2 Schäden zufolge Belastung senkrecht zur Wandebene

In diesem Fall können Plattenbiegerisse auf der gezogenen Plattenseite auftreten. Im Erdbebenfall können beide Schadensformen (Schäden zufolge Belastung parallel und senkrecht zur Wandebene) der beteiligten Wände auftreten (siehe Abbildung 4.8) [20].

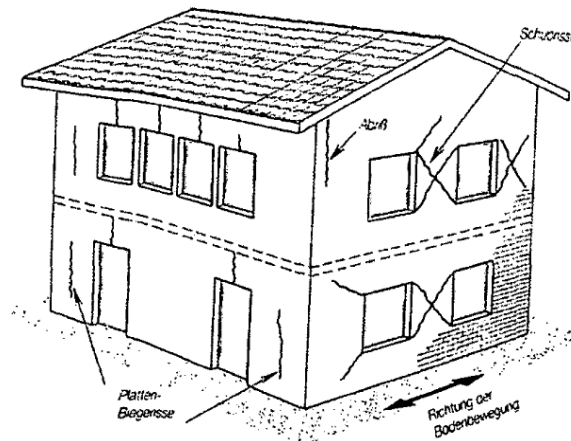


Abbildung 4.8: Schadensformen der Wände durch Bodenbewegung parallel oder senkrecht zur jeweiligen Wandebene [20]

#### Beispiele typischer Erdbebenschäden



Abbildung 4.9: Schwacher Verbund der Mauerwerkswände durch schlechten oder fehlenden Mörtel [23]



Abbildung 4.10: Hausteil links völlig eingestürzt, Erdgeschoss des rechten Hausteil stark beschädigt [23]



## 4.5 Darstellung der Erdbebeneinwirkung

### 4.5.1 Ermittlung von Antwortspektren

Antwortspektren werden zur Ermittlung der Erdbebeneinwirkung verwendet. Nach der ÖNORM EN 1998-1 ist das Bemessungsverfahren auf die Bemessungsspektren aufgebaut. In Kapitel 5.3.1 wird die Grundlage des Bemessungsspektrums erläutert. Der Einmassenschwinger stellt das einfachste dynamische System mit einem Freiheitsgrad dar. Abbildung 4.11 zeigt einen Einmassenschwinger mit Masse  $m$ , der Dämpfung und der Steifigkeit  $K$  durch die angeregte horizontale Bodenbewegung.

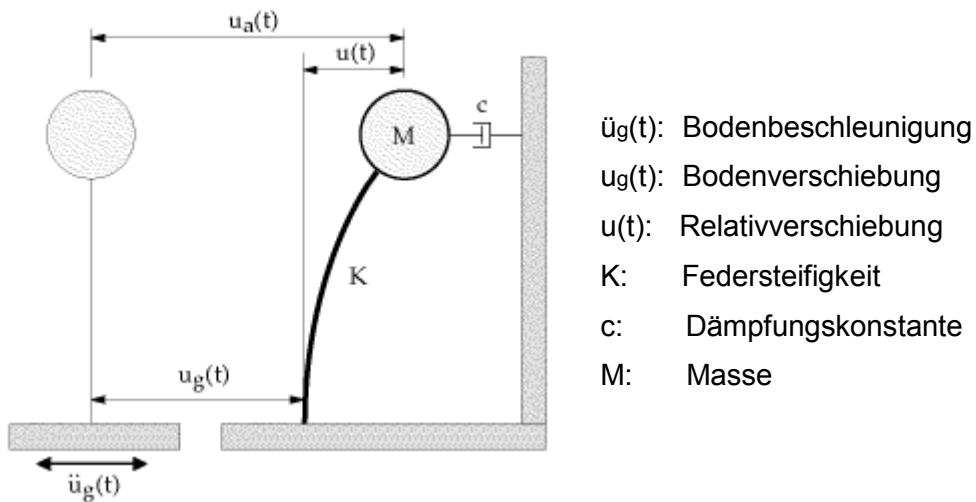


Abbildung 4.11: Einmassenschwinger mit Bodenbeschleunigung [14]

Die Betrachtung des Gleichgewichts am System ergibt:

$$m \cdot \ddot{u}_a + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = 0 \quad (4.1)$$

Entsprechend der Beziehung der Verschiebung  $u_a = u + u_g$  setzt sich die absolute Beschleunigung aus der relativen Beschleunigung und der Bodenbeschleunigung zusammen:

$$\ddot{u}_a = \ddot{u} + \ddot{u}_g \quad (4.2)$$

Es ergibt sich mit

$$m \cdot (\ddot{u} + \ddot{u}_g) + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = 0 \quad (4.3)$$

die Bewegungsdifferentialgleichung des Einmassenschwingers mit Fußpunktanregung als

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = -m \cdot \ddot{u}_g(t) \quad (4.4)$$

Der Term auf der linken Seite der Gleichung (4.4) beschreibt die Relativgrößen des Einmassenschwingers und steht der Anregungskraft  $-m \cdot \ddot{u}_g(t)$  gegenüber.

Eine Umformung führt auf die Standardform

$$\ddot{u} + 2 \cdot \xi \cdot \omega \cdot \dot{u} + \omega^2 \cdot u = -\ddot{u}_g(t) \quad (4.5)$$

Eigenkreisfrequenz des ungedämpften Einmassenschwingers:

$$\omega = \omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (4.6)$$

Dämpfungsmaß:

$$\xi = \frac{C}{Cc} = \frac{C}{2 \cdot m \cdot \omega_0} = \frac{C}{2 \cdot \sqrt{m \cdot k}} \quad (4.7)$$

Eigenfrequenz:

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \quad (4.8)$$

Eigenperiode:

$$T = \frac{1}{f} \quad (4.9)$$

Die Lösung der Gleichung für den angeregten gedämpften Einmassenschwinger setzt sich aus einem homogenen und einem partikulären Anteil zusammen.

Der homogene Anteil, der die Eigenschwingung darstellt, klingt in Folge der Dämpfung mit der Zeit ab, sodass man sich auf den partikulären Anteil, der die stationäre Lösung darstellt, beschränken kann. Die partikuläre Lösung wird mit dem Duhamelintegral beschrieben<sup>1</sup>.

$$u(t) = -\frac{1}{\omega_D} \cdot \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi \omega_0(t-\tau)} \sin \omega_D(t-\tau) d\tau \quad (4.10)$$

<sup>1</sup> Herleitung des Duhamelintegrals in [1]

Durch differenzieren nach der Zeit ergeben sich für den Weg, die Geschwindigkeit und die Beschleunigung folgende Ausdrücke in Abhängigkeit der Zeit [1]:

$$u(t) = -\frac{1}{\omega_0} \cdot \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \cdot e^{-\xi\omega_0(t-\tau)} \cdot \sin \omega_0(t-\tau) d\tau \quad (4.11)$$

$$\dot{u}(t) = -\int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \cdot e^{-\xi\omega_0(t-\tau)} \cdot \cos \omega_0(t-\tau) d\tau \quad (4.12)$$

$$u(t) = \omega_0 \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \cdot e^{-\xi\omega_0(t-\tau)} \cdot \sin \omega_0(t-\tau) d\tau - \ddot{u}_g(t) \quad (4.13)$$

Die Ausdrücke sind für gedämpfte Schwinger insofern eine Näherung, indem die Kreisfrequenz des gedämpften Schwingers gleich der Kreisfrequenz des ungedämpften Schwingers gesetzt wird. Zudem werden bei kleiner Dämpfung ( $\xi \ll 1$ ) die Glieder mit  $\xi$  als Faktor vernachlässigt [1].

### Spektralwerte der Antwortspektren

Zur Ermittlung von Antwortspektren werden zahlreiche Einmassenschwinger, jeder mit einer anderen Eigenfrequenz bzw. Eigenperiode aber mit dem gleichen Dämpfungsmaß definiert. Diese werden an ihrem Fußpunkt durch den gleichen Zeitverlauf der Bodenbeschleunigung angeregt und jeder Schwinger vollführt eine andere Antwortschwingung (siehe Abbildung 4.12).

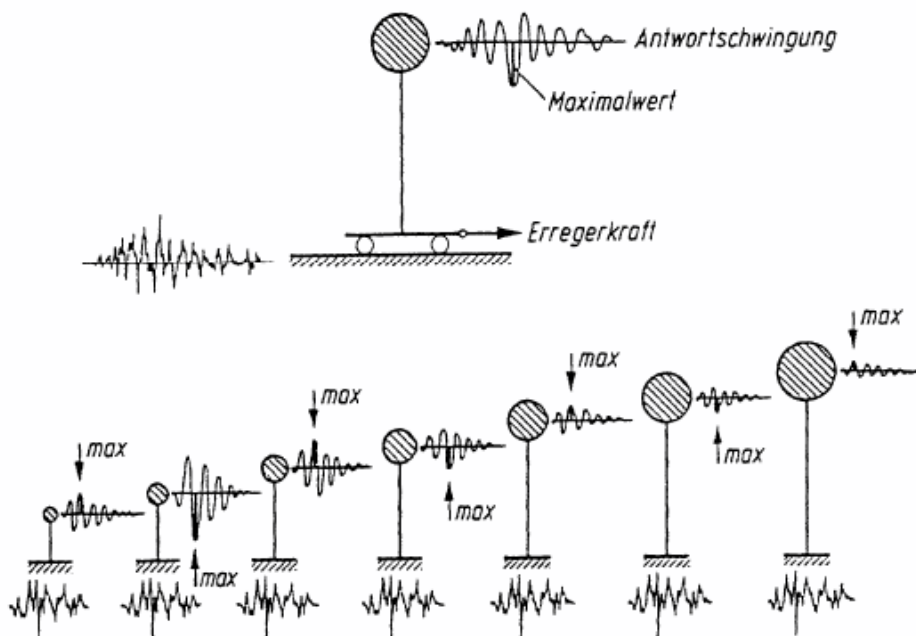


Abbildung 4.12: Ermittlung eines Antwortspektrums für Erdbebenlasten [1]

Die Zeitverläufe der Verschiebung, der Geschwindigkeit und der Beschleunigung lassen sich durch die oben genannten Gleichungen bestimmen. Jedoch sind Zeitverläufe im Erdbebeningenieurwesen weniger von Interesse, vielmehr die Maximalwerte der Beanspruchung des Einmassenschwingers. Die Maximalwerte der Antwortschwingung jedes Schwingers werden als Spektralwerte bezeichnet.

Die Spektralwerte des relativen Weges ergeben sich aus Gleichung (4.11) zu:

$$S_d(\omega_0, \xi) = \max |u(\omega_0, \xi, t)| \quad (4.14)$$

Die Spektralwerte der relativen Geschwindigkeit aus Gleichung (4.12) zu:

$$S_v(\omega_0, \xi) = \max \left| \dot{u}(\omega_0, \xi, t) \right| \quad (4.15)$$

und die Spektralwerte der absoluten Beschleunigung aus Gleichung (4.13) zu:

$$S_a(\omega_0, \xi) = \max \left| \ddot{u}(\omega_0, \xi, t) + \ddot{u}_g(t) \right| \quad (4.16)$$

Trägt man die derart ermittelten Spektralwerte grafisch oder tabellarisch in Abhängigkeit von  $\omega_0$  bzw. von der Schwingzeit des jeweils untersuchten Einmassenschwingers auf, so erhält man die Antwortspektren der betreffenden Größen.

Werden für eine genügend große Zahl von Erdbebenzeitverläufe Antwortspektren bestimmt, kann unter Berücksichtigung statistischer Überlegungen eine glättenden Einhüllende für diese Spektren ermittelt werden. Somit ist die ungünstigste Erdbebeneinwirkung auf jeden beliebigen Einmassenschwinger bekannt [1].

## 4.6 Duktilität

Die Definition der Duktilität ist die Fähigkeit eines Bauwerks oder Bauteils zur hohen Energiedissipation durch nichtlineares Verhalten unter zyklischer Verformung ohne wesentlichen Abfall der Beanspruchbarkeit [1].

Grundlage für die Definition einer Duktilität ist ein bilineares, ideal elastisch plastisches Kraft-Verformungsdiagramm gemäß Abbildung 4.13.

Die Duktilität ist das Verhältnis einer totalen elastisch-plastischen Verformung zur elastischen Verformung bei Fließbeginn. Je kleiner der Tragwiderstand desto größer ist die erforderliche Duktilität [21].

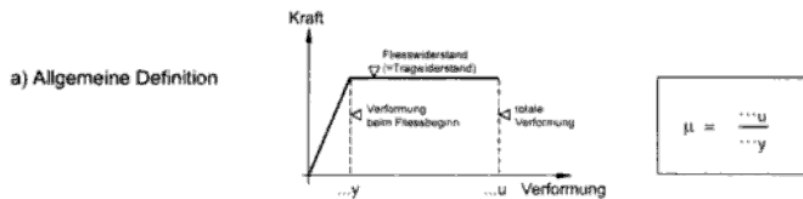


Abbildung 4.13: Allgemeine Definition der Duktilität [21]

Es können verschiedene Arten der Duktilität unterschieden werden [21]:

- Dehnungsduktilität
- Krümmungsduktilität
- Rotationsduktilität
- Verschiebeduktilität

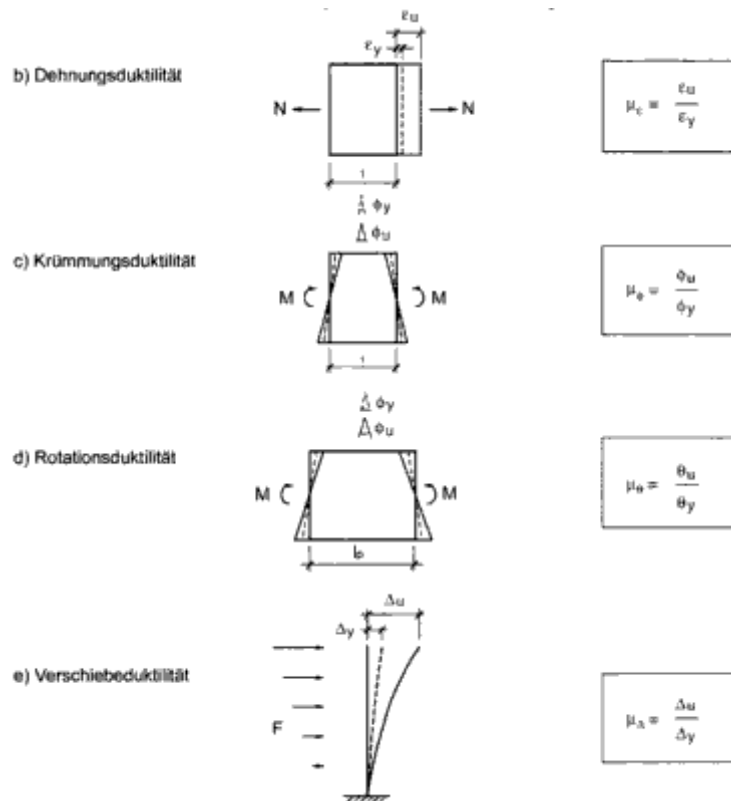


Abbildung 4.14: Arten der Duktilität [21]

## 5 Erdbebennormung

### 5.1 Geschichtliche Entwicklung des EC 8

Ende des Jahres gründete CEN einen Fachnormenausschuss (CEN/TC 250) mit der Aufgabe, Eurocodes für unterschiedliche Konstruktionen zu entwickeln.

Die englische Fassung erschien im Jahr 1994 und drei Jahre später ist der EC 8 als Vornorm ÖNORM 1998 „Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben“ als deutsche Fassung erschienen.

Die grundsätzliche Änderung im Sinne einer Anpassung an den EC 8 war die Erhöhung der mittleren Widerkehrperiode von 200 Jahre auf 475 Jahre.

2003 wurde der EC 8 als Norm-Entwurf prEN 1998-1 „Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben“ herausgegeben. Die aktuelle Ausgabe ist im Jahr 2005 veröffentlicht. Das Eurocode 8 Programm umfasst in Summe zehn Teile. Eurocode 8 (EN 1998) beinhaltet folgende Teile [27] :

- EN 1998-1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten (Veröffentlichung: 2005-06-01)
- EN 1998-2: Brücken (Veröffentlichung: 2006-10-01)
- EN 1998-3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden (Veröffentlichung: 2005-11-01)
- EN 1998-4: Silos, Tankbauwerke und Rohrleitungen (Veröffentlichung: 2007-02-01)
- EN 1998-5 Gründungen, Stützbauwerke und geotechnische Aspekte (Veröffentlichung: 2005-05-01)
- EN 1998-6 Türme, Masten und Schornsteine (Veröffentlichung: 2005-11-01)

Der Anwendungsbereich des Eurocode 8 umfasst den Entwurf, die Bemessung und die Konstruktion von Bauwerken des Hoch- und Ingenieurbaus in Erdbebengebieten. Ein grundlegendes Thema in [25] ist die Definition der Erdbebeneinwirkung. Wegen der großen Unterschiede bezüglich der Erdbebengefährdung und der seismotektonischen Gegebenheiten in den verschiedenen Mitgliedsländern wird die Erdbebeneinwirkung in allgemeiner Form definiert.

## 5.2 Erdbebenzonen

Auf Grund der nationalen seismotektonischen Gegebenheiten entsprechen die Referenzbodenbeschleunigungen gemäß Abbildung 4.3 der Referenzspitzenbodenbeschleunigung  $a_{gR}$ .

Die Referenzspitzenbodenbeschleunigung entspricht der Referenz-Wiederkehrperiode der Erdbebeneinwirkung für die Standsicherheitsbedingung.<sup>2</sup> Für die Referenz-Wiederkehrperiode, ist die Referenzbodenbeschleunigung mit einem Bedeutungsbeiwert zu multiplizieren (siehe Kapitel 5.2.1).

### 5.2.1 Bemessungswert

Die Definition des Bemessungswertes für die Bodenbeschleunigung ergibt sich für jede Bauwerksklasse nach Gleichung (5.1).

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (5.1)$$

In Fällen geringer Seismizität dürfen für bestimmte Bauwerkstypen oder –Kategorien reduzierte oder vereinfachte Erdbebenauslegungsverfahren verwendet werden. Eine geringe Seismizität liegt vor wenn:

$$\gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S \leq 0,132g (1,29m/s^2) \quad (5.2)$$

mit:

S ... Bodenparameter (siehe Tabelle 5.1 )

$\gamma_I$  ... Bedeutungsbeiwert (siehe gemäß [25] Kapitel 4.2.5)

$a_{gR}$  ... Referenzbodenbeschleunigung (siehe Abbildung 4.3)

In Fällen sehr geringer Seismizität brauchen die Vorschriften von [25] nicht berücksichtigt zu werden. Im Zweifelsfall ist zu untersuchen, ob die Erdbebeneinwirkung maßgebend ist. Sehr geringe Seismizität liegt vor wenn:

$$\gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S \leq 0,043g (0,42m/s^2) \quad (5.3)$$

<sup>2</sup> Anforderungen an die Standsicherheit in EN 1998-1, 2.1 [2]

### 5.3 Horizontales elastisches Antwortspektrum

Im Anwendungsbereich von [25] wird die Erdbebenbewegung an einem bestimmten Punkt der Erdoberfläche durch ein elastisches Bodenbeschleunigungs-Antwortspektrum dargestellt. Für die Horizontalkomponente der Erdbeneinwirkung wird das elastische Antwortspektrum  $S_e(T)$  durch folgende Ausdrücke definiert (siehe Gleichung (5.4) bis (5.7)).

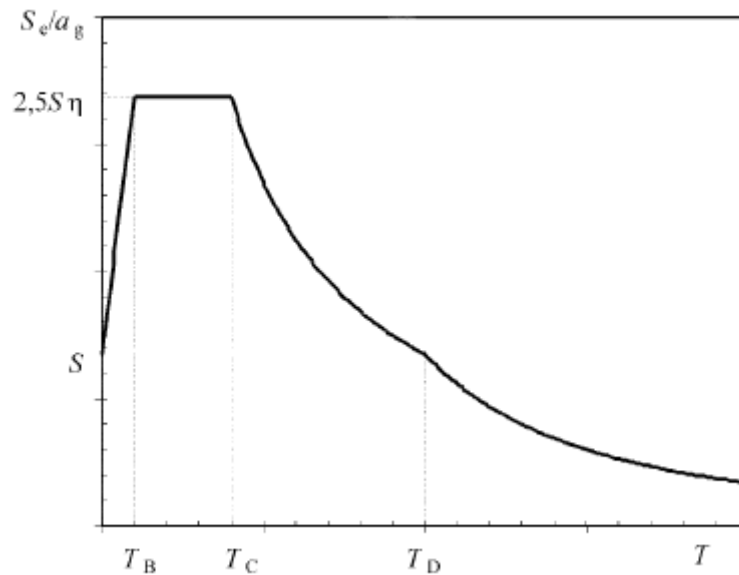


Abbildung 5.1: Form des elastischen Antwortspektrum [25]

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta + 2,5 - 1) \right] \quad (5.4)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (5.5)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (5.6)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (5.7)$$



- $S_e(T)$ ... Ordinate des elastischen Antwortspektrums  
 $T$  ... Schwingungsdauer des linearen Einmassenschwingers  
 $a_g$  ... Bemessungs-Bodenbeschleunigung nach Gleichung (5.1)  
 $T_B$  ... 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 fünf Prozent viskose Dämpfung

Die Gleichungen (5.4) bis (5.7) stehen für die vier Abschnitte des Spektrums. Es ist ersichtlich, dass das Spektrum eine rein elastische Strukturantwort repräsentiert. Die Berücksichtigung nichtlinearer Effekte erhält im Bemessungsspektrum Eingang (siehe Kapitel 5.3.1). Die Werte der Schwingungsdauer  $T_B$ ,  $T_C$ , und  $T_D$ , und des Bodenparameters  $S$  zur Beschreibung der Form des elastischen Antwortspektrums hängen von der Baugrundklasse ab (siehe Tabelle 5.1).

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

*Tabelle 5.1: Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren vom Typ 1 [25]*

Gemäß [25] werden die „Typ 1 Spektren“ empfohlen.

Die „Typ 2 Spektren“ besitzen nur bei niedriger Eigenperiode hohe spektrale Amplituden. Die starke Abnahme der Amplituden ab der Eigenperiode 0,25s wird für die höheren Bauwerke als zu unsicher angesehen. Außerdem ist dieser Typ für das gesamte Bundesgebiet unrealistisch, da keine impulsartigen Beben zu erwarten sind [2].

Der Wert des Dämpfungs-Korrekturkoeffizienten  $\eta$  lautet:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55 \quad (5.8)$$

- $\xi$  ... Viskoses Dämpfungsverhältnis des Bauwerks in Prozent

### 5.3.1 Bemessungsspektrum

Der Fähigkeit des Bauwerkes, Energie durch duktilen Verhalten seiner Bauteile zu dissipieren wird dadurch Rechnung getragen, dass die lineare Berechnung auf der Grundlage eines im Vergleich zum elastischen Spektrum abgeminderten Bemessungs- Spektrum durchgeführt wird. Diese Minderung wird im [25] durch die Einführung des Verhaltensbeiwerts  $q$  erzielt. Es werden somit die seismischen Einwirkungen reduziert und die zur Bemessung herangezogenen Kräfte sind kleiner als jene, die bei einer linear elastischen Antwort auftreten würden [2].

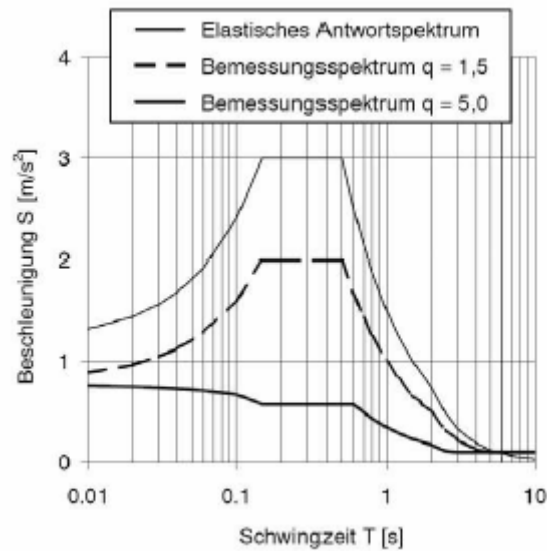


Abbildung 5.2: Vergleich der Bemessungsspektren  $q=1,5$  und  $q=5,0$  mit dem elastischen Antwortspektrum [15]

### 5.3.1.1 Spektralwerte des Bemessungsspektrum

Für die Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung ist das Bemessungsspektrum nach folgenden Gleichungen definiert [25]:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (5.9)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (5.10)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (5.11)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (5.12)$$

$S_d(T)$ ... Ordinate des elastischen Bemessungsspektrums

$q$  ... Verhaltensbeiwert

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

## 5.4 Berechnungsverfahren nach Eurocode 8

Die Referenzmethode für die Bestimmung der Beanspruchungsgrößen infolge von Erdbeben ist auf der Grundlage eines linear-elastischen Modells des Bauwerks und des angegebenen Bemessungsspektrums, das modale Antwortspektren-Verfahren. In Abhängigkeit von den konstruktiven Eigenschaften des Bauwerks darf eine der beiden folgenden linear-elastischen Berechnungsmethoden verwendet werden:

- Das Vereinfachte Antwortspektrum-Verfahren, Kapitel 5.4.1
- Das Multimodale Antwortspektrum-Verfahren, Kapitel 5.4.2

Als Alternative zu einer linearen Methode dürfen auch nichtlineare Methode verwendet werden:

- Nichtlineare statische (pushover) Berechnung, Kapitel 5.4.3
- Nichtlineare Zeitverlaufsberechnung (dynamisch), Kapitel 5.4.4

### 5.4.1 Vereinfachtes Antwortspektrum-Verfahren

Diese Methode darf bei Hochbauten angewandt werden, falls der erste Eigenschwingzustand die Schwingungsantwort dominiert. Das heißt, die höheren Schwingungsformen beeinflussen die Antwort der Grundeigenform nicht wesentlich. Diese Anforderung wird als erfüllt angesehen, wenn die Bedingung in Gleichung (5.13) eingehalten wird.

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2,0s \end{cases} \quad (5.13)$$

Eine weitere Anforderung wird an die Regelmäßigkeiten im Aufriss gestellt. Damit ein Gebäude als im Aufriss regelmäßig klassifiziert werden kann, muss es nach [25] folgende Bedingungen erfüllen:

- Horizontale Aussteifungssysteme wie Kerne, tragende Wände oder Rahmen, müssen ohne Unterbrechung von ihrer Gründung bis zur Oberkante des Gebäudes verlaufen.
- Die Horizontalsteifigkeit, sowie die Masse der einzelnen Geschosse müssen konstant sein oder allmählich ohne sprunghafte Änderung vom Fundament bis zur Spitze eines Gebäudes abnehmen.
- In Rahmentragwerken sollte das Verhältnis der tatsächlichen Geschoss-Beanspruchbarkeit zu der laut Berechnung erforderlichen Beanspruchbarkeit nicht unverhältnismäßig stark zwischen benachbarten Geschossen variieren.

- Für allmähliche Rücksprünge unter Wahrung der axialen Symmetrie darf der Rücksprung nicht größer sein als 20 % der vorhergehenden Grundriss-Abmessung in Richtung des Rücksprungs (siehe Abbildung 5.3.a und Abbildung 5.3.b).
- Für einen einzelnen Rücksprung innerhalb der unteren 15% der Gesamthöhe des Haupttragsystems darf der Rücksprung nicht größer als 50% der vorhergehenden Grundriss- Abmessungen sein (siehe Abbildung 5.3.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 würden.
- Wenn die Rücksprünge die Symmetrie verletzen, darf in jeder Seitenansicht die Summe der Rücksprünge von allen Geschossen nicht größer als 30% der Grundriss- Abmessung des ersten Geschosses oberhalb der Gründung oder oberhalb eines starren Kellergeschosses sein, und die Rücksprünge dürfen nicht größer als 10% der vorhergehenden Grundriss- Abmessung sein (siehe Abbildung 5.3.d).

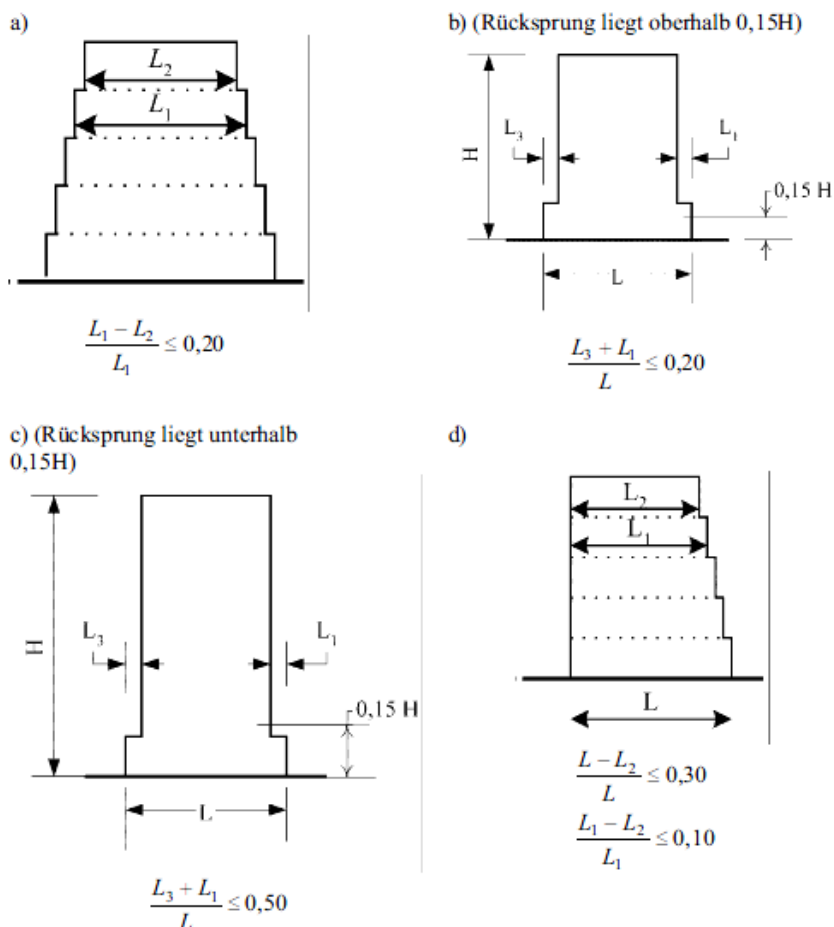


Abbildung 5.3: Kriterien für die Regelmäßigkeit von Gebäuden mit Rücksprüngen [25]

### 5.4.1.1 Horizontale Gesamterdbebenkraft

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

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (5.14)$$

$S_d(T_1)$  ... Ordinate des Bemessungsspektrums (siehe Kap. 5.3) bei der Periode  $T_1$

$T_1$  ... Eigenschwingdauer des Bauwerks für horizontale Bewegungen in der betrachteten Richtung

$m$  ... Gesamtmasse des Bauwerks

$\lambda$  ... Korrekturbeiwert zur Berücksichtigung der Tatsache, dass die modale Masse der ersten Eigenform kleiner ist als die Gesamtmasse.  
 $\lambda = 0,85$  wenn  $T_1 \leq 2 \cdot T_c$  ist und das Bauwerk mehr als zwei Stockwerke hat, ansonsten  $\lambda = 1,0$ .

### 5.4.1.2 Verteilung der horizontalen Erdbebenkräfte

Im [25] werden zwei Methoden zur Verteilung der horizontalen Erdbebenkräfte vorgeschlagen.

Die Grundeigenform wird mit Hilfe baulastdynamischer Methoden berechnet, und die Erdbebeneinwirkung wird durch horizontale Kräfte an allen Stockwerken angebracht.

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (5.15)$$

$F_i$  ... Am Stockwerk  $i$  angreifende Horizontalkraft

$F_b$  ... Gesamterdbebenkraft nach Gleichung (5.14)

$s_i, s_j$  ... Verschiebungen der Massen  $m_i$  und  $m_j$  in der Grundeigenform

$m_i, m_j$  ... Stockwerksmassen

Bei der zweiten Methode wird die Verteilung durch Horizontalverschiebungen angenähert, die mit der Höhe des Bauwerks linear zunehmen. In diesem Fall werden die Horizontalkräfte nach Gleichung (5.16) bestimmt:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (5.16)$$

$z_i, z_j$  ... Höhe der Massen  $m_i, m_j$  über Fundamentebene oder Oberkante eines starren Kellergeschosses, in der die Erdbebeneinwirkung angreift.

### 5.4.1.3 Torsionswirkungen

Falls die horizontalen Steifigkeiten und Massen symmetrisch im Grundriss verteilt sind, kann eine geringfügige Torsionswirkung durch Multiplikation der errechneten Einwirkungen mit dem Faktor  $\delta$  berücksichtigt werden.

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad (5.17)$$

- $x$  ... Abstand des betrachteten Elements vom Mittelpunkt des Bauwerks, normal zur Einwirkungsrichtung
- $L_e$  ... Abstand der äußersten horizontal tragenden Elemente, normal zur Einwirkungsrichtung

Werden zwei ebene Modelle für die beiden Hauptrichtungen verwendet, kann Gleichung (5.17) ebenfalls zur Berechnung herangezogen werden. Der Faktor 0,6 ist in diesem Fall durch 1,2 zu ersetzen [25].

### 5.4.2 Modales Antwortspektrum- Verfahren

Das Modale Antwortspektrum- Verfahren muss nach [25] bei Hochbauten angewandt werden, deren Antwort durch die Beiträge von höheren Schwingungsformen als die Grundeigenform beeinflusst wird.

Die Antwort aller Modalformen, die wesentlich zur Gesamtantwort beitragen, muss berücksichtigt werden. Diese Bedingung kann als erfüllt angesehen werden, wenn einer der folgenden Punkte erfüllt ist [25]:

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

### 5.4.2.1 Kombination der Modalbeiträge

Die Überlagerung der Anteile der einzelnen Eigenformen wird unter der Verwendung von Näherungsbeziehungen durchgeführt. Dabei ist darauf zu achten, dass die einzelnen Eigenformen unabhängig voneinander angeregt werden. Die Antworten in zwei Modalformen  $i$  und  $j$  dürfen als voneinander unabhängig betrachtet werden, wenn ihre Perioden  $T_i$  und  $T_j$  ( $T_j \leq T_i$ ) die Bedingung in Gleichung (5.18) erfüllen.

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad (5.18)$$

Zur Bestimmung der seismischen Beanspruchungsgröße darf nach Einhaltung von Gleichung (5.18) folgende Überlagerungsformel verwendet werden:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (5.19)$$

$E_e$  ... Die Betrachtete seismische Beanspruchungsgröße (Kraft, Verschiebung, usw.)

$E_{ei}$  ... Wert dieser seismischen Beanspruchungsgröße im Modalbeitrag  $i$

Die Gleichung (5.19) wird als SRSS-Formel (Square-Root- of- Sum- of- Squares) bezeichnet und liefert wahrscheinliche Maximalwerte. Wahrscheinliche Größenwerte deshalb, weil die Maximalwerte der einzelnen Antworten zeitlich versetzt auftreten und keine Information betreffend ihrer Phasenverschiebung vorliegen.

Ist Gleichung (5.18) nicht erfüllt, müssen genauere Verfahren für die Kombination der modalen Größtwerte, wie z.B. die „vollständige Quadratische Kombination“ (CQC – Complete-Quadratic-Combination), verwendet werden<sup>3</sup> [25].

### 5.4.2.2 Torsionswirkungen

Bei räumlichen Modellen kann eine geringfügige Torsionswirkung durch das Ansetzen von Torsionsmomenten  $M_{ai}$  um die vertikale Achse in jedem Stockwerk  $i$  berücksichtigt werden [25].

$$\begin{aligned} M_{ai} &= e_{ai} \cdot F_i \\ e_{ai} &= \pm 0,05 \cdot L_i \end{aligned} \quad (5.20)$$

$e_{ai}$  ... Zufällige Ausmitte der Stockwerksmasse  $m_i$  gegenüber der Planposition

$L_i$  ... Deckenabmessung normal zur Einwirkungsrichtung

$F_i$  ... Horizontalkraft wirkend auf das Geschoss  $i$

<sup>3</sup> Beschreibung von CQC Verfahren in [1]



### 5.4.3 Nichtlineare statische (pushover) Berechnung

Nichtlineare statische Untersuchungen unter monoton wachsenden Horizontallasten bei konstant gehaltenen Vertikallasten können mit Vorteil zur Beurteilung des Verhaltens seismisch beanspruchter Konstruktionen herangezogen werden. In der [25] darf eine „pushover“- Berechnung sowohl für die Auslegung neuer, als auch bei bereits bestehenden Hochbauten für folgende Zwecke zur Überprüfung des Tragverhaltens angewendet werden [25]:

- um die Werte des Überfestigkeitsverhältnisses  $\alpha_u \cdot I \cdot \alpha_1$  zu bestätigen oder zu korrigieren,
- um die erwarteten plastischen Mechanismen und die Schädigungsverteilung abzuschätzen,
- um das Tragverhalten bestehender oder ertüchtigter Hochbauten für die Zwecke von EN 1998-3 zu erfassen,
- als eine Alternative zur Auslegung auf der Grundlage linearelastischer Berechnungen unter dem Verhaltensbeiwertes  $q$

Typischerweise wird für das oberste Geschoss des Tragwerkes (Dachebene) die horizontale Verschiebung  $\delta$  in Funktion der totalen horizontalen Ersatzkraft  $F_{tot}$ , die sogenannte Pushover-Kurve, schrittweise bis zum Versagen berechnet (siehe Abbildung 5.4, rechts). Die Verteilung der einzelnen Ersatzkräfte  $F_i$  über die Bauwerkshöhe erfolgt entsprechend der Grundswingungsform; häufig wird sie wie beim Ersatzkraftverfahren linear approximiert (siehe Abbildung 5.4, links). Es ist ebenfalls möglich, den Einfluss höherer Eigenformen mit Pushover-Kurven zu erfassen. Die nichtlineare statische Berechnung erlaubt, den sich einstellenden plastischen Mechanismus zu bestimmen und den lokalen Verformungsbedarf der plastischen Bereiche für eine vorgegebene globale Verschiebung abzuschätzen [22].

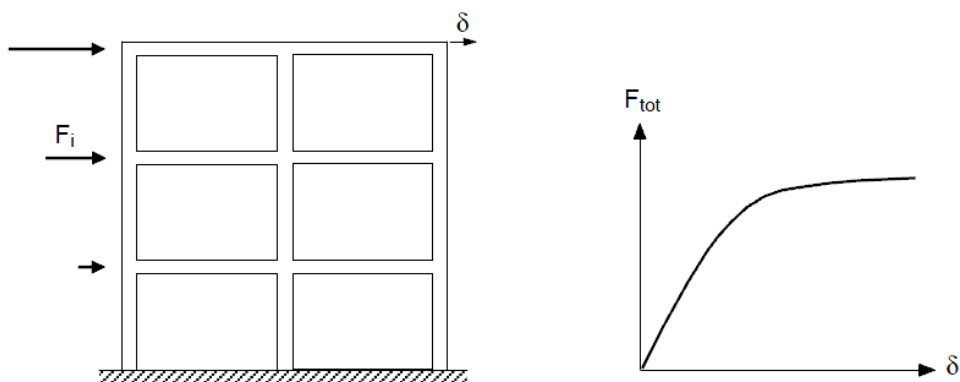


Abbildung 5.4: Nichtlineare statische Berechnung: Tragwerk mit horizontalen Ersatzkräften  $F_i$  (links) und horizontale Kraft-Verschiebungskurve (Pushover-Kurve) (rechts) [22]

### 5.4.3.1 Kapazitätskurve

Die Beziehung zwischen der Gesamterdbebenkraft und der Kontrollverschiebung („Kapazitätskurve“) sollte, für Werte der Kontrollverschiebung zwischen Null und 150 Prozent der Zielverschiebung, durch eine „pushover“-Berechnung ermittelt werden. In [25] wird ein Verfahren zur Bestimmung der Zielverschiebung aus dem elastischen Antwortspektrum angegeben (siehe Kapitel 5.4.3.2) [25].

### Kapazitätsspektrum- Verfahren

Eine besonders anschauliche Art der nichtlinearen statischen Berechnung ist das Kapazitätsspektrum- Verfahren, bei dem die Kapazität horizontalen Kräften zu widerstehen mit dem entsprechenden Bedarf aus einem Bemessungsspektrum graphisch miteinander verglichen werden. Dazu wird die Pushover- Kurve unter Berücksichtigung der dynamischen Eigenschaften des Tragwerkes von einer Kraft - Verschiebungs- Kurve in eine Beschleunigungs-Verschiebungs-Kurve (A-D-Kurve), die als Kapazitätskurve bezeichnet wird, umgewandelt (siehe Abbildung 5.5). Die Bedarfskurve ist ein elastisches Bemessungsspektrum mit einer bestimmten viskosen Dämpfung, das ebenfalls in ein Beschleunigungs-Verschiebungsdiagramm umgeformt wird, so dass die entsprechenden Spektralwerte in das gleiche A-D-Koordinatensystem wie die Kapazitätskurve eingezeichnet werden können (siehe Abbildung 5.5). Der Schnittpunkt der Kapazitätskurve mit der Bedarfskurve ist der Bemessungspunkt. Dort erreicht das vorhandene nichtlineare Verformungsvermögen (Kapazität) des Tragwerkes unter monodirektionaler statischer Beanspruchung den erforderlichen Wert des Bemessungsspektrums (Bedarf) [22].

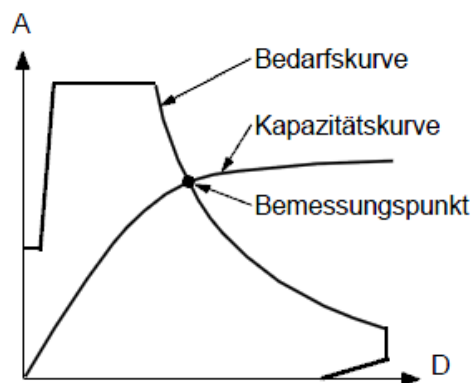


Abbildung 5.5: Kapazitätsspektrum- Verfahren: Beschleunigungs-Verschiebungs-Diagramm des Tragwerks (Kapazitätskurve) und des Bemessungsspektrums (Bedarfskurve) [22]

### 5.4.3.2 Zielverschiebung

Die Zielverschiebung ist über die vom elastischen Antwortspektrum nach Kapitel 5.3 bestimmte Verschiebung eines äquivalenten Einmassenschwingers definiert.

Der informative Anhang B gemäß [25] gibt ein Verfahren zur Bestimmung der Zielverschiebung aus dem elastischen Antwortspektrum an<sup>4</sup>.

<sup>4</sup> Abschnitt 4.3.3.4.2.6 in [25]

### 5.4.4 Nichtlineare Zeitverlaufsberechnung

Bei der nichtlinearen dynamischen Berechnung wird das Tragwerk als Ein- oder Mehrmassenschwinger modelliert. Das zugehörige System von nichtlinearen Bewegungsgleichungen wird pro Zeitschritt linearisiert und über die Einwirkungszeit der Erdbebanregung numerisch integriert. Nichtlineares Materialverhalten lässt sich berücksichtigen. Die Berechnung wird üblicherweise mit der Methode der Finiten Elemente durchgeführt [22]

Nichtlineare Zeitverlaufsberechnungen können ebenfalls beim Tragwerksentwurf Verwendung finden. Gefordert sind mindestens sieben Zeitverlaufsberechnungen für Beschleunigungszeitverläufe, die bestimmte Kriterien erfüllen müssen.<sup>5</sup> So muss deren Dauer der zu erwartenden örtlichen seismischen Erregung entsprechen und kein Spektralwert darf im maßgebenden Periodenbereich 90 Prozent, des für den Standort gültigen elastischen Antwortspektrums unterschreiten. Sind mindestens sieben Berechnungen durchgeführt worden, dürfen die Mittelwerte der Schnittkräfte den Nachweisen als Bemessungswerte der Einwirkungen  $E_d$  dem Tragfähigkeitsnachweis  $E_d \leq R_d$  zugrunde gelegt werden, sonst ist der ungünstigste Wert maßgebend [25].

### 5.4.5 Kombination der Beanspruchungsgrößen infolge der Komponenten der Erdbebeneinwirkung

Im Allgemeinen müssen die Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung als gleichzeitig wirkend angenommen werden.

Die Beanspruchungsgrößen dürfen infolge des Zusammenwirkens der Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung durch den Ansatz der beiden folgenden Kombinationen berechnet werden<sup>6</sup> [25]:

$$a) \quad E_{Edx} + 0,3 \cdot E_{Edy} \quad (5.21)$$

$$b) \quad 0,3 \cdot E_{Edx} + E_{Edy} \quad (5.22)$$

$E_{Edx}$  ... die Beanspruchungsgrößen infolge des Angriffs der Erdbebeneinwirkung in Richtung der gewählten horizontalen Achse x des Bauwerks darstellt;

$E_{Edy}$  ... die Beanspruchungsgrößen infolge des Angriffs derselben Erdbebeneinwirkung in Richtung der dazu senkrechten horizontalen Achse y des Bauwerks darstellt.

<sup>5</sup> Abschnitt 3.2.3 in [25]

<sup>6</sup> Abschnitt 4.3.3.5.1 in [25]

### 5.4.6 Vergleich der Berechnungsverfahren

Die vier beschriebenen Berechnungsverfahren, sowie ihre Merkmale sind in Tabelle 5.2 zusammengefasst. Das vereinfachte Antwortspektrum-Verfahren und das Modale Antwortspektrum-Verfahren werden vor allem für Bemessungszwecke eingesetzt. Nichtlineare dynamische Berechnungen werden aufgrund des hohen Berechnungsaufwandes größtenteils für Forschungszwecke oder zum Nachweis von bedeutenden Bauwerken eingesetzt. Nichtlineare statische Berechnungen können auf Verformungen basierende Erdbebenanalyse durchgeführt werden, wobei dieses Verfahren immer mehr an Interesse gewinnt [22].

	<b>Vereinfachtes Antwortspektrum- verfahren</b>	<b>Modales Antwortspektrum- verfahren</b>	<b>Nichtlineare statische Berechnung</b>	<b>Nichtlineare dynamische Berechnung</b>
dynamisches Modell	linearer Einmassen- schwinger	linearer Einmassen- schwinger	nichtlinearer Einmassen- schwinger	nichtlinearer Mehrmassen- schwinger
geometrisches Modell	zweidimensional	zwei- oder dreidimensional	zwei-dimensional	zwei- oder dreidimensional
Materialmodell	linear	linear	nichtlinear	Nichtlinear
Dämpfungsmodell	viskos	viskos	viskos	viskos oder hysteretisch
Berücksichtigte Eigenschwingungs- formen	Nur Grundschiwungs- form	Grund- und höhere Eigenschwingungs- formen	nur Grundschiwungs- form	nicht relevant
Berücksichtigung der Torsion	Vergrößerungs- faktor	linear	Vergrößerungs- faktor	Nichtlinear
Berücksichtigung von Material- nichtlinearitäten	pauschaler Reduktionsfaktor	pauschaler Reduktionsfaktor	nichtlineares Materialmodell	Nichtlineares Materialmodell
Erdbebenanregung	Antwortspektrum	Antwortspektrum	Antwortspektrum	Zeitverlauf
Resultatgröße	Schnittkräfte und Verformungen	Schnittkräfte und Verformungen	lokaler Duktilitätsbedarf; Schnittkräfte und Verformungen	Lokaler Duktilitätsbedarf; Schnittkräfte und Verformungen
Begrenzung des Einsatzbereiches	regelmäßige Bauwerke	alle Bauwerke	Grundschiwungs- form dominierend	alle Bauwerke
Typische Anwendungen	Bemessung	Bemessung	Nachrechnung von Bauwerke	Nachweis von bedeutenden Bauwerken; Nachrechnung von Versuchen
Berechnungs- aufwand	klein	mittel	groß	sehr groß

Tabelle 5.2: Vergleich der Berechnungsverfahren [22]



## 6 Erdbebenbemessung im Hochbau durch elastomere Lagerung

### 6.1 Allgemeines

Nach der theoretischen Einführung wird im Folgenden die Anwendung an einem Viergeschoß- Hochbau in Ziegelbauweise mit den Grundriss- Abmessungen  $18,29 \cdot 16,29$  m gezeigt. In der hier vorgestellten Studie wird das Beispiel aus [32] für die Geometrie entnommen und ein Geschoß noch dazu hinzugefügt, wo die Erdbebenanalyse mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager erläutert wird. Die Erdbebenanalyse erfolgt gemäß [25].

Gemäß [34] wurde die Wanddicke  $d=29$  cm (Österreichisches Ziegelformat -1952), sowie die Steifigkeiten für das Ziegelmauerwerk und dem Mörtel entnommen. Die Durchführung der charakteristischen Druckfestigkeit, sowie des Elastizitätsmoduls und Schubmoduls erfolgt gemäß [28].

An der Basis wurde eine starre Einspannung angenommen. Die horizontalen Kräfte werden durch die langen Schubwände aufgenommen. Die Fundierung wurde nicht bemessen.

Das Hauptziel des Beispiels ist die Demonstration des Einsatzes der Elastomerlager (Sylomer®-Lagerstreifen) von der Firma Getzner Werkstoffe GmbH unter einer Erdbebenbelastung.

Die Grundidee ist die aus den verschiedenen Modellen mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager im ungerissenen, sowie im gerissenen Zustand die Eigenfrequenzen, die Spannungsgrößen und die Verformungen zu analysieren.

Für den gerissenen Zustand wurde im Einklang mit [25], Abschnitt 4.3.1(7), gegenüber der Vorgangsweise dann 50% der Steifigkeit des ungerissenen Zustandes angesetzt. Die Dimensionierung der Sylomer®-Lagerstreifen erfolgt nach dem Pressungsplan des 3D - Hochbaumodells (siehe Anhang A).

Es erscheint sehr sinnvoll, stets Berechnungen für den ungerissenen und den gerissenen Zustand durchzuführen und auf diese Weise eine Bandbreite der möglichen Ergebnisse zu ermitteln.

Die numerischen Simulationen wurden mittels FE-Programm ANSYS durchgeführt.

Um den Aufwand für die numerische Simulationen zu begrenzen, wurde zuerst eine Wandscheibe von der gesamten Struktur entnommen und die Erdbebenanalyse mittels Zeitverlaufsberechnungen untersucht, wo die ungünstigste Zeitverlaufsberechnung für das 3D Modell herangezogen wurde.

Die Randbedingungen für die Zeitverlaufsberechnung wurde aus [25], Abschnitt 4.3.3.4.3. entnommen und analysiert (siehe Kapitel 5.4.4).

Folgende Parameterstudien wurden an den Modellen ermittelt:

- a) Es wurden folgende Berechnungsverfahren an der Wandscheibe für die Erdbebenanalyse ausgeführt:
- Modale Analyse
  - die Zeitverlaufsmethode
  - das Vereinfachte Antwortspektrum- Verfahren

Für die Wandscheibe wurden die Eigenfrequenzen mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager im ungerissenen, sowie im gerissenen Zustand des Ziegelmauerwerks bestimmt. Der Einsatz der Elastomerlager an der Wandscheibe erfolgt durch die Extrahierung der Sylomer®-Lagerstreifen aus dem Positionsplan der Gesamtstruktur des Hochbaus (siehe Abbildung B.1 und B.2) .

Gemäß Kapitel 5.4.4 wurden 8 tatsächliche Zeitverläufe aus den European Strong-Motion Database [34] entnommen und transiente Berechnungen (für den ungerissenen Zustand des Ziegelmauerwerks) durchgeführt.

Aus dem Spannungsvergleich mit den 8 berechneten Zeitverlaufsberechnungen wurde die ungünstigste Zeitverlaufsberechnung detaillierter analysiert.

Eine weitere Zeitverlaufsberechnung (ungünstigster Zeitverlauf) unter Berücksichtigung von Zustand II (50 % der angenommenen Mauerwerkssteifigkeit) wird untersucht.

Für das Vereinfachte Antwortspektrum Verfahren wurde das Spektrum resultierend aus dem ungünstigsten Zeitverlauf im ungerissenen Zustand des Ziegelmauerwerks ohne den Einsatz der Elastomerlager herangezogen. Die Randbedingungen für das vereinfachte Antwortspektrum- Verfahren wurde nach Kapitel 5.4.1 ermittelt.

Das Vereinfachte Antwortspektrum- Verfahren wurde als ingenieurmäßige Kontrolle durchgeführt, wo die Ergebnisse auf der konservativen Seite liegen.

Der Einbau der Elastomerlager (Sylomer®-Lagerstreifen) erfolgt in zwei Varianten:

- Zwischen den Fundament und der Wand = (Decke UG)
- an der Decke über den ersten Obergeschoß = (Decke über 1 OG)

Der Einsatz der Elastomerlager der zwei Varianten erfolgt als Sylomer®-Lagerstreifen mit drei verschiedenen Höhen:

- h=25mm
- h= 37,5mm
- h=50mm

Die drei Varianten wurden von der Firma Getzner Werkstoffe GmbH vorgeschlagen und die Durchführung der Materialparameter für die Sylomer®-Lagerstreifen sind von den Anwendungstechnikern bestimmt worden.

- b) Folgende Berechnungsverfahren werden für das 3D-Hochbaumodell durchgeführt :
- Modale Analyse
  - die Zeitverlaufsmethode

Für das 3D-Hochbaumodell wurden die Eigenfrequenzen mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager bestimmt und mit dem elastischen Antwortspektrum aus [25] verglichen (Verschiebung der maßgeblichen Modalbeiträge innerhalb des Spektrums). Es wurde der ungünstigste Zeitverlauf, der aus den transienten Berechnungen der Wandscheibe herangezogen wurde, die Erdbebenberechnung ermittelt.

Gemäß [25], Abschnitt 4.3.3.5.1(3) wurde die Zeitverlaufsberechnung mit den ungünstigsten Bodenverschiebungszeitverlauf unter der Kombinationseinwirkung in X-Richtung und in Y-Richtung ausgeführt.

Die Isolierung der Elastomerlager erfolgte zwischen der Bodenplatte im Erdgeschoss und der tragenden Wand, sowie zwischen der Decke über dem ersten Obergeschoss und der tragenden Wand mit einer Sylomer®-Lagerstreifenhöhe von 50 mm (siehe Abbildung B.1 und B.2).

- c) Für die Analyse des Dachgeschoßausbaus wurde eine zusätzliche Masse von  $3,0 \text{ kN/m}^2$  gemäß [40], sowie einer stehenden Dach last aufgebracht, die mit folgendem Berechnungsverfahren ausgeführt wird:
- Modale Analyse
  - die Zeitverlaufsmethode

Es wurden die Eigenfrequenzen mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager bestimmt.

Gemäß [25], Abschnitt 4.3.3.5.1(3) wurde die Zeitverlaufsberechnung, wie beim 3D-Hochbaumodell unter der Kombinationseinwirkung gemäß Gleichung (5.21) und Gleichung (5.22) in X-Richtung und in Y-Richtung ermittelt, und die daraus maßgebendere Kombinationseinwirkung detaillierter untersucht.

Die Isolierung der Elastomerlager erfolgte unterhalb der Decke über dem dritten Obergeschoss und der tragenden Wand (siehe Abbildung B.3), wobei aus den Vertikallasten (siehe Abbildung A.3) die Sylomer®-Lagerstreifen dimensioniert wurden.

Die erforderlichen Nachweise (Spannungsnachweise, Schubspannungsnachweise) für die verschiedenen Modelle wurden nach [34] und nach [28] durchgeführt.



## 6.2 Materialkenndaten

### Tragende Wände:

Die Außenwände sowie die tragenden Innenwände werden aus Mauerziegel bzw. Mauermörtel hergestellt. In Verbindung mit [34] und [28] resultieren daraus folgende Materialeigenschaften des Mauerwerks:

Dichte:  $\rho = 13 \text{ kN} / \text{m}^3 = 1325,18 \text{ kg} / \text{m}^3$

Das gewählte Ziegelmauerwerk folgt nach [34]:

- „Österreichisches Ziegel“ mit den Abmessungen: l/b/h=29/14/6,5cm

Die charakteristische Druckfestigkeit wurde laut [28], Abschnitt 3.6.1.2 (Gleich. 3.1) bzw. (Gleich. 3.2) berechnet:

$$f_K = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \quad (6.1)$$

mit:

$f_K$  ... Charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk

$K, \alpha, \beta$  ... Konstanten

$f_b$  ... Normierte Steindruckfestigkeit

$f_m$  ... Druckfestigkeit des Mörtels

wobei :

$f_b = 15,0 \text{ MN/m}^2$  nach [34]

$f_m = 12,5 \text{ MN/m}^2$  nach [34], Mörtelgruppe (II+III)=(KZ+Z)

KZ Kalkzementmörtel

Z Zementmörtel

$K=0,55$  ;  $\alpha=0,65$  ;  $\beta=0,25$  nach [28], Abschnitt 3.6.1.2 → Gruppe 2

Nach Gleichung (6.1) ergibt sich:

$$f_K = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta = 0,55 \cdot (15)^{0,65} \cdot (12,5)^{0,25} = 6,01242 \cdot 10^6 \text{ N} / \text{m}^2$$

Elastizitätsmodul: nach [28], Abschnitt 3.7.2.(2):

$$E = 1000 \cdot f_K = 6,01242 \cdot 10^9 \text{ N} / \text{m}^2$$

Schubmodul: nach [28], Abschnitt 3.7.3.(1) :  $G = 0,4 \cdot E$

Querdehnzahl:

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad (6.2)$$

$$\rightarrow \mu = 0,25$$

Annahme  $\rightarrow$  Mauerwerksdämpfung: 2%=0,02

Vertikal und Lagerfugen wurden mit 1cm dicke gewählt

### Decken:

Die Geschosdecke werden entsprechend [29] in Stahlbeton mit der Betongüte C25/30 ausgeführt.

Dichte:  $\rho = 25 \text{ kN} / \text{m}^3 = 2548,42 \text{ kg} / \text{m}^3$

Elastizitätsmodul:  $E = 3,05 \cdot 10^{10} \text{ N} / \text{m}^2$

Schubmodul nach Gl (6.2):  $G = \frac{E}{2(1 + \mu)} = 1,2708 \cdot 10^{10} \text{ N} / \text{m}^2$

Querdehnzahl:  $\mu = 0,20$

### Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen :

- Nach dem Pressungsplan (siehe Abbildung A.1) des 3D- Hochbaumodells wurden die Positionen der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen ,die zwischen der Bodenplatte des Erdgeschosses und der tragenden Wand (Decke UG) entkoppelt wurden, mit den verschiedenen Höhen (h=25mm , h=37,5mm , h=50 mm) von den Anwendungstechnikern der Firma Getzner Werkstoffe GmbH ermittelt (siehe Abbildung B.1). Der Positionsplan der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen zwischen der Bodenplatte des Erdgeschosses und der tragenden Wand ist im Anhang B dargestellt.
- Als eine zusätzliche Variante mit der Isolierung der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen zwischen der Decke über dem ersten Obergeschoss und der tragenden Wand wurden die Positionen der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen nach dem Pressungsplan (siehe Abbildung A.2) mit den verschiedenen Höhen ausgeführt (siehe Abbildung B.2).

Für die numerische Simulation mittels [37] wurde der dyn. E-Modul, dyn. G-Modul und der Verlustfaktor der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen implementiert.

Die Bestimmung der Querdehnzahl, für das angenommene isotrope lineare Verhalten der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen in das FEM Programm [37] berücksichtigt wird, folgt nach der Gleichung (6.2):

$$\text{Querdehnzahl: } G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \rightarrow \mu = 0,499 \quad (\text{physikalisch(nummerisch)} > 0,5 \text{ nicht möglich})$$

Die bestimmten Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen besitzen ein Querdehnzahl von  $\mu = 0,499$ , was auch in der FE-Simulation in Rechnung gestellt wird.

Für das Wandscheibenmodell wurden die Positionen der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen aus den ermittelten Tabellen der Positionen der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen nach Anhang B des 3D- Hochbaumodells extrahiert.

## 6.3 Geometrie

### Grundriss

In Abbildung 6.1 wird der Regelgeschoßgrundriss dargestellt.

### Ansichten

In Abbildung 6.2, 6.3, 6.4 und Abbildung 6.5 werden die vier Ansichten dargestellt

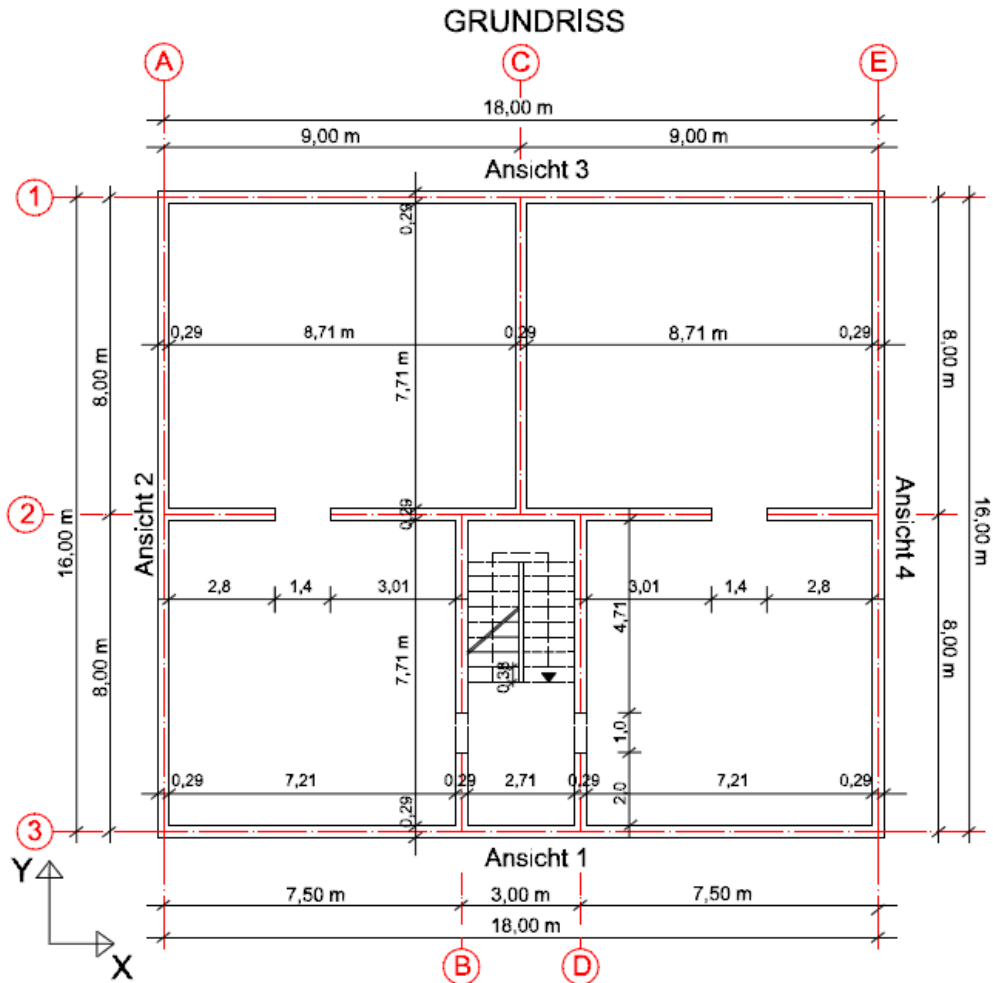


Abbildung 6.1: Grundriss mit dazugehörigem Koordinatensystem

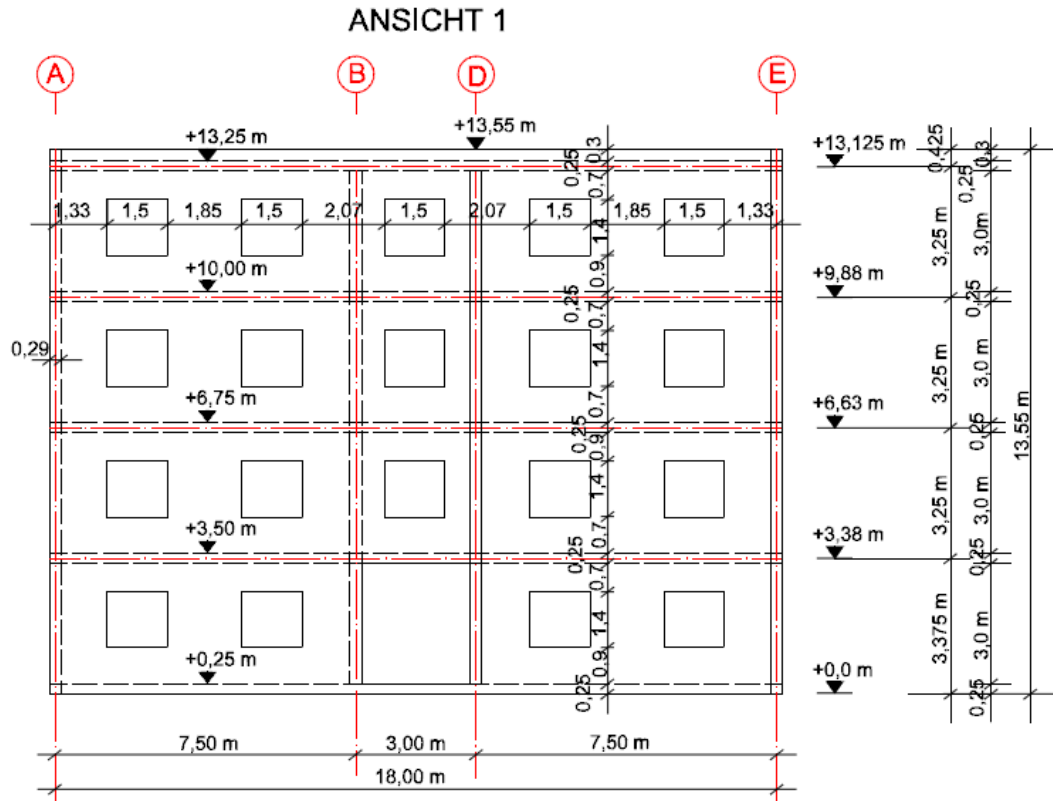


Abbildung 6.2: Ansicht 1

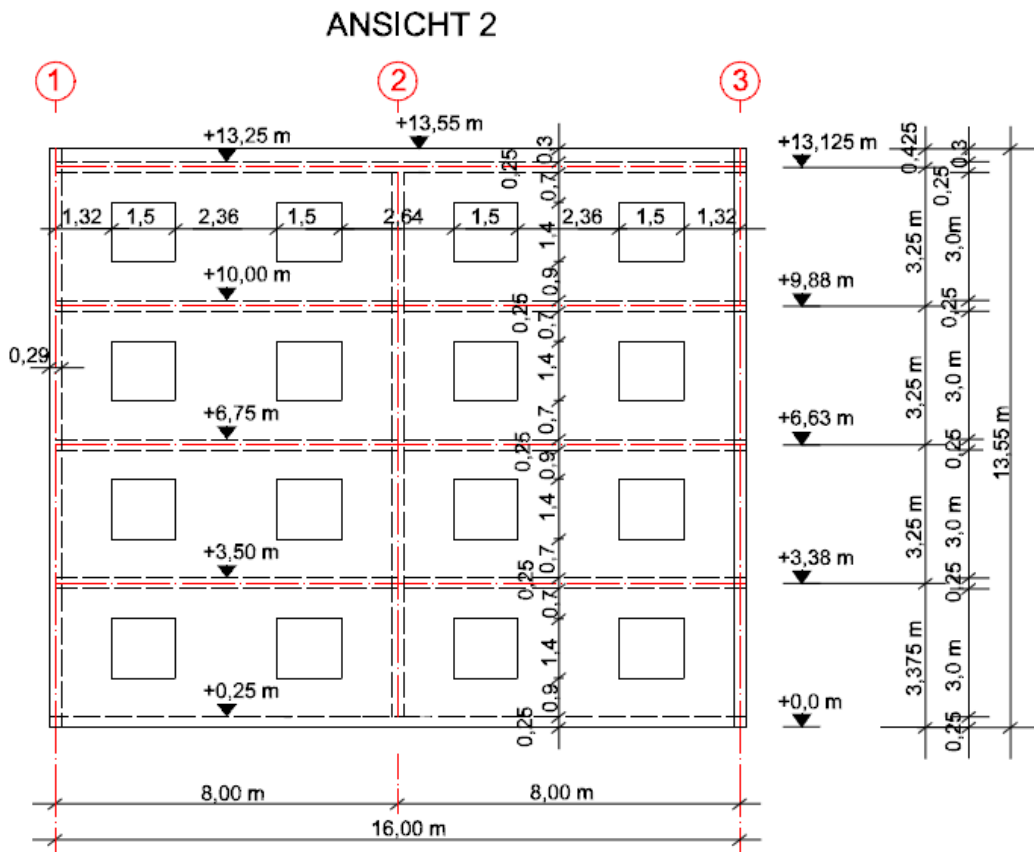


Abbildung 6.3: Ansicht 2

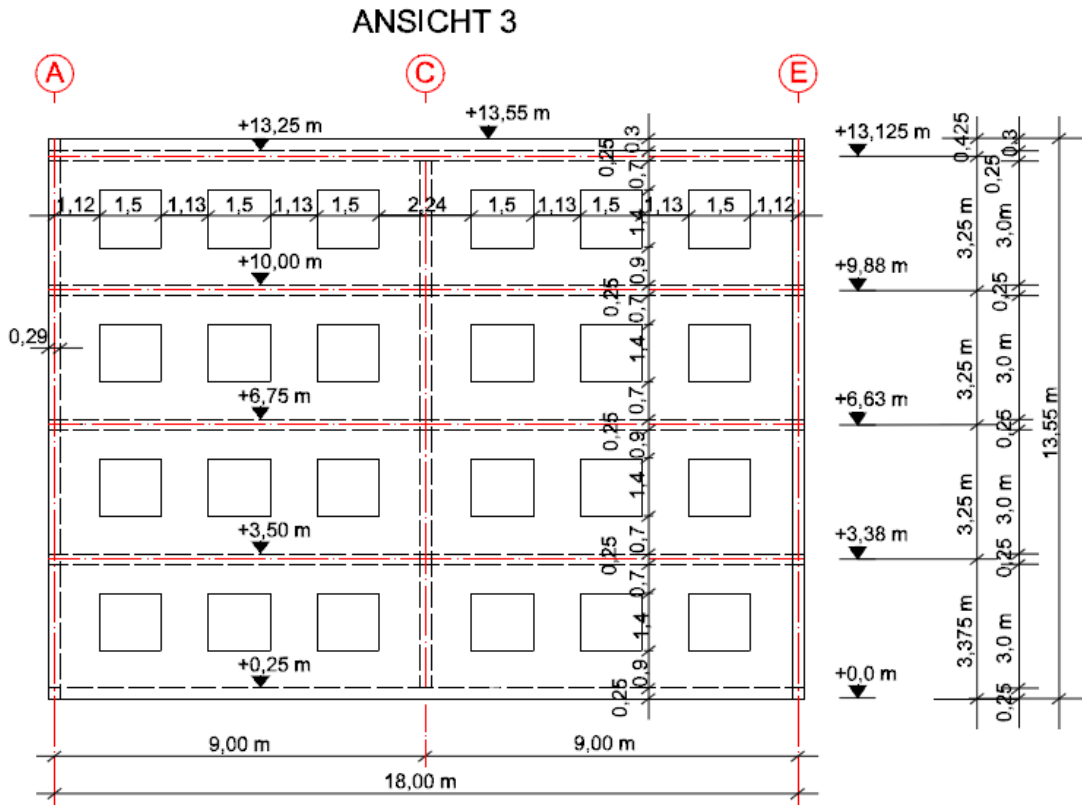


Abbildung 6.4: Ansicht 3

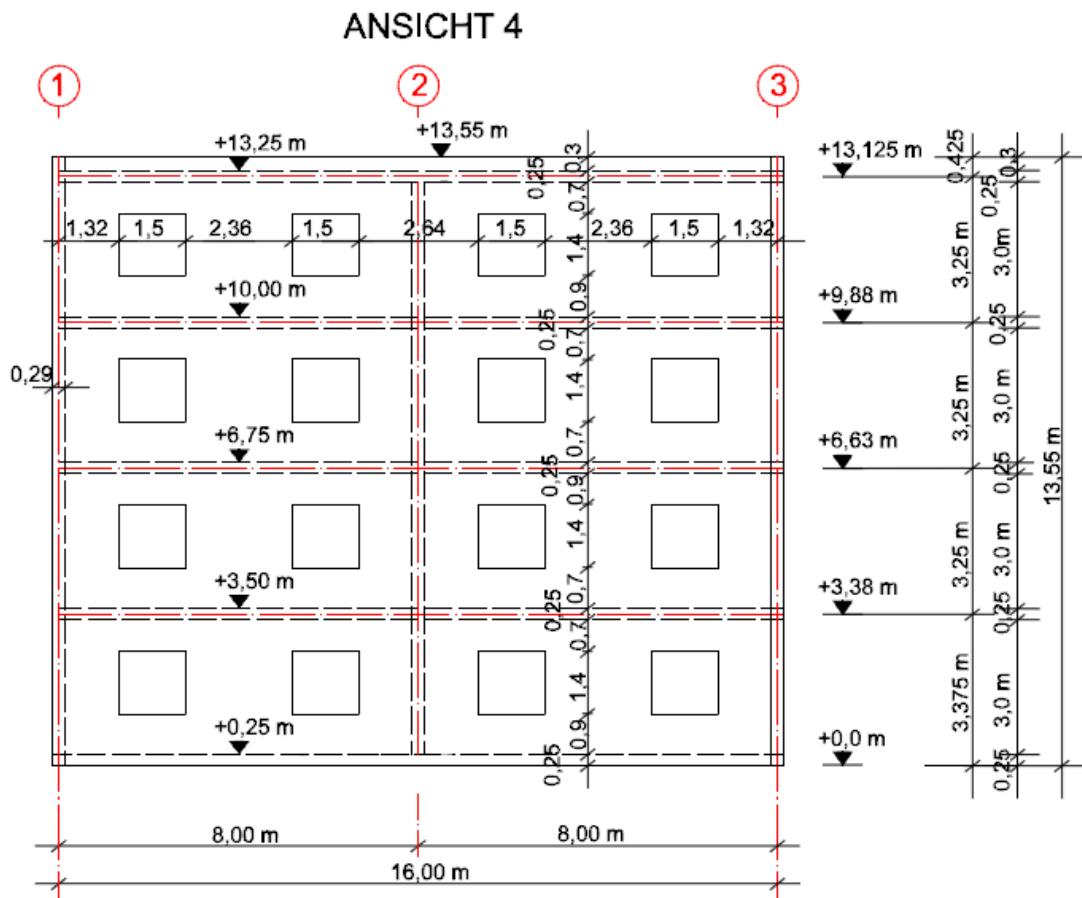


Abbildung 6.5: Ansicht 4

## 6.4 Lasten

### 6.4.1 Lastaufstellung

#### 6.4.1.1 Decken

##### a) Decken: d=25cm

- Ständige Lasten → Aufbau + STB-Decke

Die Wichten der einzelnen Materialien werden nach [30] angesetzt.

Aufbau:	Bodenbelag 2,0cm	= $5 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,02 \text{ m}$	= 0,1 kN/m <sup>2</sup>
	Mörtelbett 2,0cm	= $1,5 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,015 \text{ m}$	= 0,33 kN/m <sup>2</sup>
	Estrich 5cm	= $22 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,05 \text{ m}$	= 1,1 kN/m <sup>2</sup>
	Trittschaldämmung 4cm	= $0,4 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,04 \text{ m}$	= 0,016kN/m <sup>2</sup>
	Gipsputz 1cm	= $12 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,01 \text{ m}$	= 0,012kN/m <sup>2</sup>
<i>Summe (Aufbau):</i>			1,50 kN/m <sup>2</sup>
STB-Decke: $0,25\text{m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 =$			6,25 kN/m <sup>2</sup>
<b>gk=</b>			<b>7,75 kN/m<sup>2</sup></b>

- Veränderliche Lasten :

qk = (Kategorie B –Bürogebäude gemäß [30], Abschnitt 2.2)	3,0 kN/m <sup>2</sup>
<u>zusätzliche Nutzlast = (Zwischenwandzuschlag)</u>	<u>1,0 kN/m<sup>2</sup></u>
<b>qk=</b>	<b>4,0 kN/m<sup>2</sup></b>

##### b) Dach: d=25 cm

- Ständige Lasten→ Aufbau + STB-Decke

Die Wichten der einzelnen Materialien werden nach [30] angesetzt.

Aufbau:	Kiesschicht 4,0cm	= $18 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,04 \text{ m}$	= 0,72 kN/m <sup>2</sup>
	3 Lage Abdichtung	= $3 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,07 \text{ m}$	= 0,21 kN/m <sup>2</sup>
	Dampfdruckausgl.schicht 1 Lage	= $1 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,05 \text{ m}$	= 0,05 kN/m <sup>2</sup>
	Wärmedämmung 15cm	= $0,4 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,15 \text{ m}$	= 0,06 kN/m <sup>2</sup>
	Dampfsperre 1 Lage	= $1 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,07 \text{ m}$	= 0,07 kN/m <sup>2</sup>
	Trennschicht 1 Lage	= $1 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,05 \text{ m}$	= 0,05 kN/m <sup>2</sup>
<i>Summe (Aufbau):</i>			1,20 kN/m <sup>2</sup>
STB-Decke: $0,25 \cdot 25 \text{ kN/m}^3 =$			6,25 kN/m <sup>2</sup>
<b>gk =</b>			<b>7,45 kN/m<sup>2</sup></b>

- Veränderliche Lasten :

<b>qk = (Kategorie H nach [30], Abschnitt (2.2))</b>	<b>1,0 kN/m<sup>2</sup></b>
--	-----------------------------

Da für die Bemessungssituation bei Erdbeben sämtliche Begleiteinwirkungen mit den Kombinationsbeiwert  $\psi_2$  multipliziert werden müssen, darf die Nutzlast der Dachkonstruktion ( $q_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$  mit  $\psi_2 = 0,0$ ) vernachlässigt werden. Deshalb wird auf die Ermittlung von Schnee- und Windlasten verzichtet.

### 6.4.1.2 Wände

Die Wände werden durchgehend 29 cm stark ausgeführt - entnommen nach [34] ( $\gamma = 13 \text{ kN/m}^3$  inklusive Putz).

$$g_k = 0,29\text{m} \cdot 13,0\text{kN/m}^3 = \mathbf{3,77 \text{ kN/m}^2}$$

## 6.4.2 Kombinationsregel

Kombinationen für den Tragsicherheitsnachweis von Einwirkungen für Bemessungssituation bei Erdbeben gemäß [33], Abschnitt 6.4.3.4 (Gleichung 6.12a bzw. Gleichung 6.12b) :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} = q_d \quad (6.3)$$

mit

$G_{k,j}$  ... charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung  $j$

$P$  ... Maßgebender repräsentativer Wert einer Vorspannung

$\Psi_{2,i}$  ... Kombinationsbeiwert für den quasi-ständigen Wert einer veränderlichen Einwirkung

$Q_{k,i}$  ... charakteristischer Wert einer veränderlichen Einwirkung  $i$

Nach [33] werden die Kombinationsbeiwerte folgend ermittelt:

$$\Psi_{2,\text{Geschosse}} = 0,3 \text{ (für Kategorie B nach [33], Abschnitt A.1.2.2)}$$

$$\Psi_{2,\text{Dach}} = 0,0 \text{ (für Kategorie H nach [33], Abschnitt A.1.2.2)}$$

$$\Psi_{2,\text{Schnee}} = 0,0 \text{ (für Orte mit einer Höhe niedriger als 1000 m ü. NN [33], Abschnitt A.1.2.2)}$$

$$\Psi_{2,\text{Wind}} = 0,0 \text{ (nach [33], Abschnitt A.1.2.2)}$$

Aus der Gleichung (6.3) ergibt sich für:

$$\mathbf{\text{Geschosse:}} \quad q_d = 7,75 + 4,0 \cdot 0,3 + s_k \cdot 0 + w_k \cdot 0 = 8,95 \text{ kN/m}^2$$

$$\mathbf{\text{Dach:}} \quad q_d = 7,45 + 1,0 \cdot 0,3 + s_k \cdot 0 + w_k \cdot 0 = 8,05 \text{ kN/m}^2$$



### 6.4.2.1 Massenermittlung

#### 6.4.2.1.1 Wandscheibenmodell (Ansicht 1) – 2D Modell

Die angenommene Einflussfläche für die Aufbringung der Lasten an der Wandscheibe ist in Abbildung 6.6 dargestellt.

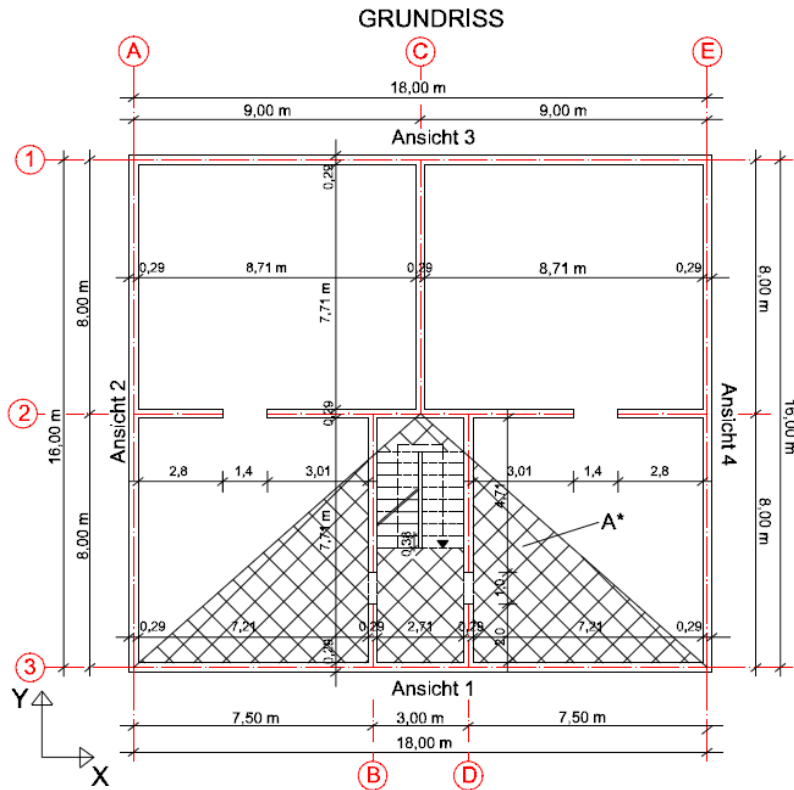


Abbildung 6.6: Einflussfläche (Grundriss)

	Decke A	$\psi \cdot q_k$	$Q_{\text{Decke}} = \psi \cdot q_k \cdot A$	$g_k$	$G_{\text{Decke}} = g_k \cdot A$	Wände $l_w$	H	$A_w = l_w \cdot H$	H (Fenster)	WDB	$A_{ow} = A_w - WDB$	$V_w = 0,29 \cdot A_{ow}$	$G_w = \gamma \cdot V_w$	$\Sigma$ Masse: $Q_D + G_D + G_w$
	m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	Kg	kN/m <sup>2</sup>	kg	m	m	m <sup>2</sup>	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	kg	kg
(unterer Teil)						18,29	1,75	32,01	0,6	8,5	23,5075	6,817	9034	9033,97
Dü EG	64,9	1,2	7941,5	7,75	51288,73	18,29	3,25	59,44	1,4	13	46,1425	13,38	17733	76962,85
Dü 1OG	64,9	1,2	7941,5	7,75	51288,73	18,29	3,25	59,44	1,4	11	48,9425	14,19	18809	78038,89
Dü 2OG	64,9	1,2	7941,5	7,75	51288,73	18,29	3,25	59,44	1,4	11	48,9425	14,19	18809	78038,89
Dü 3OG	73,2	0	0	7,45	55559,84	18,29	2,05	37,49	0,8	6	31,4945	9,133	12103	67663,23
<b><math>\Sigma</math></b>			<b>23824,5</b>		<b>209426</b>		<b>13,55</b>						<b>76487</b>	<b>309737,84</b>

Tabelle 6.1: Die Massenermittlung für die Wandscheibe (Ansicht 1)

Summe: **309,74 to**

Höhe des Einflussbereichs: H  
 Die Einflussfläche:  $A^* = 18,29 \cdot 4 = 73,16m^2$   
 Deckenbruchanteil:  $DDB = 3,04 \cdot 2,71 = 8,23m^2$   
 Decke mit DDB:  $A = 73,16 - 8,23 = 64,9 m^2$   
 Wandlänge:  $l_w = 18,29 m$   
 Wandfläche:  $A_w = l \cdot H$   
 Wandbruchanteil: WDB  
 Nettofläche der Wand:  $A_{ow}$

**6.4.2.1.2 Hochbaumodell - 3D Modell**

	Decke A	$\psi \cdot q_k$	$Q_{Decke} = \psi \cdot q_k \cdot A$	$g_k$	$G_{Decke} = g_k \cdot A$	Wände $l_w$	H	$A_w = l_w \cdot H$	H (Fenster)	WDB	$A_{ow} = A_w - WDB$	$V_w = 0,29 \cdot A_{ow}$	$G_w = \gamma \cdot V_w$	$\Sigma$ Masse: $Q_D + G_D + G_w$
	m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	Kg	kN/m <sup>2</sup>	kg	m	m	m <sup>2</sup>	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	kg	kg
UG	278,2	1,2	34034	7,75	219799,9									253833,40
(unterer Teil)						106	1,8	185,6	0,6	24,6	160,97	46,68	61861	61861,05
Dü EG	270	1,2	33026	7,75	213291,5	106	3,3	344,6	1,4	50,8	293,83	85,21	112919	359236,61
Dü 1OG	270	1,2	33026	7,75	213291,5	106	3,3	344,6	1,4	45,9	298,73	86,63	114802	361119,69
Dü 2OG	270	1,2	33026	7,75	213291,5	106	3,3	344,6	1,4	45,9	298,73	86,63	114802	361119,69
Dü 3OG	278,2	0	0	7,45	211291,5	106	2,1	217,4	0,8	23,8	193,582	56,14	74394	285685,39
$\Sigma$			<b>133111</b>		<b>1070966</b>		<b>14</b>						<b>478779</b>	<b>1682855,82</b>

Tabelle 6.2: Die Massenermittlung für das Hochbaumodell

Summe: **1.682,855 to**

Höhe des Einflussbereichs: H  
 Fläche:  $A = (18,29 - 0,58) \cdot (16,29 - 0,58) = 278,2 m^2$   
 Decke mit DDB:  $A = 278 - 8,23 = 270 m^2$   
 Wandlänge:  $l_w = 2 \cdot (18 + 16) + 3 \cdot 7,71 + 2 \cdot 2,8 + (2 \cdot 3,06 + 2 \cdot 0,29 + 2,71) = 106 m$   
 Wandfläche:  $A_w = l \cdot H$   
 Wandbruchanteil: WDB  
 Nettofläche der Wand:  $A_{ow}$

## 6.5 Wandscheibenmodell mit Finiten Elementen

Das Modell besteht aus 2D Scheibenelementen, wobei es in Summe 3 036 Elemente (0,3 m gemapped-strukturiertes Netz) besitzt.

Sowohl für Stahlbeton, Mauerwerk und Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen wurde der Elementtyp PLANE 42 gewählt (siehe Abbildung 6.7). Des Weiteren verfügt das Element über 2 Freiheitsgeraden: UX und UY [36].

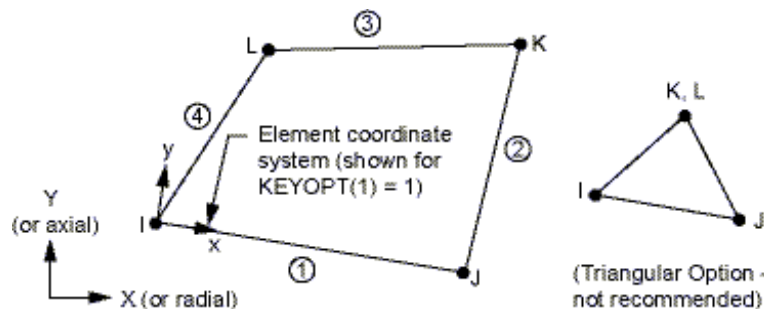


Abbildung 6.7: PLANE 42 (Scheibenelement) [36]

### 6.5.1 Statische Analyse

Bei der Berechnung wurde die Lastfallkombination für den Tragsicherheitsnachweis von Einwirkungen für die Bemessungssituation bei Erdbeben nach der Gleichung (6.3) ermittelt (siehe Kap.6.4.2).

Vorerst wurde eine statische Analyse durchgeführt, wobei lediglich die Gewichtslasten mit der Erdbeschleunigung  $g=9,81 \text{ m/s}^2$  angesetzt wurden.

Die Gewichtslasten wurden als Linienlasten nach Tabelle 6.1 für die jeweilige Decken in folgender Gleichung berechnen:

$$q_d = \frac{A_{\text{Decke}}}{18,29\text{m}} \cdot (g_k + q_k \cdot \psi_2) \quad (6.4)$$

Nach der Gleichung (6.4) ergeben sich die Lasten für die:

- Decke über EG bis Decke über 2 OG mit  $\rightarrow q_d = 31,77 \text{ kN/m}$
- Decke über 3 OG mit  $\rightarrow q_d = 29,8 \text{ kN/m}$

Die Ergebnisse dieser Berechnung sind nachfolgend abgebildet (siehe Abbildung 6.8).

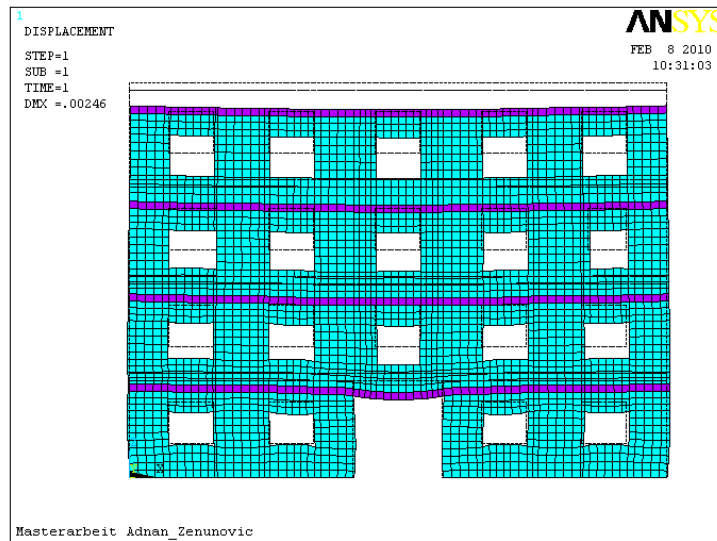


Abbildung 6.8: Errechnete Verformung im Zustand I in vertikaler Richtung  $u_z=2,46$  mm  
- Wandscheibenmodell [37]

## 6.5.2 Modale Analyse

Das Modell wurde einer modalen Analyse unterzogen, um die Eigenformen und Eigenfrequenzen zu ermitteln.

Gemäß [25], Abschnitt 4.3.1 (6) soll man bei Mauerwerks- und Stahlbetonbauten mit der gerissenen Steifigkeit rechnen, bzw. nach gemäß [25], Abschnitt 4.3.1 (7) kann man dafür die Hälfte der ungerissenen Steifigkeitswerte ansetzen .

Anschließend werden die dynamischen Eigenschaften (Eigenfrequenzen und Eigenformen) sowohl für den ungerissenen (Zustand I) als auch für den gerissenen Zustand (Zustand II) mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager dargestellt.

Die ersten fünf Eigenformen (Eigenmodes) durch den Einsatz der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen der zwei Kombinationen an Decken (Decke UG; Decke UG + Dü10G ) sind in der Tabelle 6.3 und Tabelle 6.4 für den ungerissenen, sowie gerissenen Zustand zu entnehmen.

### 6.5.2.1 Modale Analyse für den ungerissenen Zustand mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager

Nachdem das Modell einer modalen Analyse unterzogen wurde, sind die errechneten Eigenfrequenzen mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager mit zwei unterschiedlichen Varianten (Decke UG und Decke UG+ Dü1OG) und drei verschiedener Höhen folgendermaßen bestimmt worden:

		Modale Analyse				
		1. Eig. (X)	2. Eig. (Z)	3. Eig. (X)	4. Eig. (Z)	5. Eig. (X)
		[ Hz ]				
ohne Elastom,	ungerissener Zust. ( Zustand I )	6,6	16,1	16,7	24,6	25,5
mit Elastomerlager (Streifenlager)	Decke UG : h=25mm	4,2	10,6	11,3	22,2	22,4
	Decke UG : h=37,5mm	3,7	9,4	10,2	21,5	21,9
	Decke UG : h=50mm	3,3	8,5	9,3	20,8	21,7
	Decke UG + Dü1OG: h=25mm	3,9	9,4	9,6	18,8	19,3
	Decke UG+Dü1OG: h=37,5mm	3,5	8,5	8,7	18,5	18,8
	Decke UG+Dü1OG: h=50mm	3	7,4	7,6	18	18,3

Tabelle 6.3: Die Eigenfrequenzen im Zustand I mit und ohne Elastomerlager - Wandscheibenmodell

Nach der Tabelle 6.3 werden die Eigenfrequenzen durch den Einsatz der Elastomerlager an der Decke UG (h=25 mm) im Vergleich ohne den Einsatz der Elastomerlager um 35 % reduziert.

Vergleicht man die Eigenfrequenzen durch den Einsatz der Elastomerlager mit den zwei Kombinationen an Decken (Decke UG und Decke UG+Dü1OG) erkennt man, dass an der Kombination - Decke UG+Dü1OG h=50mm die größte Reduktion liegt (siehe Tabelle 6.3).

### 6.5.2.2 Modale Analyse für den gerissenen Zustand mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager

		Modale Analyse				
		1. Eig. (X)	2. Eig. (Z)	3. Eig. (X)	4. Eig. (Z)	5. Eig. (X)
		[ Hz ]				
ohne Elastom.	gerissener Zust. ( Zustand II )	4,7	11,6	12	18,4	19
mit Elastomerlager (Streifenlager)	Decke UG : h=25mm	3,5	8,9	9,4	16,7	17,9
	Decke UG : h=37,5mm	3,2	8,2	8,7	16,4	17,5
	Decke UG : h=50mm	2,9	7,6	8,2	16,2	17
	Decke UG + Dü1OG: h=25mm	3,3	8,1	8,2	11,5	12,8
	Decke UG+Dü1OG: h=37,5mm	3	7,3	7,9	10,9	12
	Decke UG+Dü1OG: h=50mm	2,7	6,8	7	10,1	11

Tabelle 6.4: Die Eigenfrequenzen im Zustand I mit und ohne Elastomerlager - Wandscheibenmodell

Durch den Vergleich der Eigenfrequenzen nach der Tabelle 6.4 mit dem Einsatz der Elastomerlager der zwei Kombinationen (Decke UG und Decke UG+Dü1OG) erkennt man, dass an der Kombination - Decke UG+Dü1OG h=50mm die größte Verringerung ersichtlich ist.

Die fünf ermittelten Eigenformen im gerissenen Zustand, sowie ungerissenen Zustand mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager stellen Biegeeigenformen dar, wobei sich die erste Eigenform in X-Richtung verformt<sup>7</sup>.

Vergleicht man das elastische Antwortspektrum nach [25] mit den ermittelten Eigenfrequenzen im ungerissenen und gerissenen Zustand (siehe Tabelle 6.3 und Tabelle 6.4), erkennt man, dass sich trotz der Frequenzverschiebung die ersten Eigenfrequenzen (Perioden) im Plateaubereich befinden.

<sup>7</sup> Die ermittelten Eigenformen können der beigelegten CD entnommen werden.

### 6.5.3 Zeitverlaufsberechnung

Die Zeitverlaufsberechnung wurde gemäß Kapitel 5.4.4 durchgeführt. Die Nichtlinearitäten der Materialien wurden nicht berücksichtigt, die Materialien sind als isotrop (homogen) angenommen.

Gemäß [25], Abschnitt 4.3.3.4.3 (3) wurden 8 tatsächliche Erdbebenzeitverläufe aus den [33] entnommen und transiente Berechnungen durchgeführt (für den ungerissenen Zustand des Ziegelmauerwerks).

Aus dem Spannungsvergleich mit den 8 berechneten Zeitverlaufsberechnungen wurde die ungünstigste Zeitverlaufsberechnung herangezogen und detaillierter analysiert.

Die transienten Berechnungen wurden mit den Bodenverschiebungszeitverläufen aus den verschiedenen Orten in Griechenland und einem Ort in Österreich durchgeführt. Für die tatsächlichen Erdbebenzeitverläufe wurden folgende Bodenverschiebungszeitverläufe ausgeführt, die in Anhang C dargestellt sind.

Unter der Kategorie Leichtbeben wurden zwei Erdbebenzeitverläufe entnommen [34]:

**1) Datenfile :968 nach [33].**

Erdbebenname: Schwadorf; Station: Schwadorf-Österreich  
Datum: 10.05.1997 ; Uhrzeit: 19:29:14  
Magnitude (Richter Skala) M=3,4  
EMS 92 Skala (V) 1964  
Zeitdauer: 22,99 s

**2) Datenfile: 789 nach [33].**

Erdbebenname: Lefkas; Station: Lefkas – Griechenland  
Datum: 27.05.1981 ; Uhrzeit: 15:04:02  
Magnitude (Richter Skala) M=4,82 ;  
MSK Skala (V) 1964  
Zeitdauer: 15,99 s

Unter der Kategorie Starkbeben wurden 6 Erdbebenzeitverläufe entnommen:

**3) Datenfile: 000413 nach [33].**

Erdbebenname: Kalamata ; Station: Kalamata (Perfecture) – Griechenland ;  
 Datum: 13.09.1986 ; Uhrzeit: 17:24:34  
 Magnitude (Richter Skala) M=5,99  
 MSK Skala (VIII) 1964  
 Bodenparameter: B (Eurocode 8)  
 Max. Bodenbeschleunigung: 2,79 m/s<sup>2</sup> bei (7,40 s)  
 Max. Bodengeschwindigkeit: 0,304 m/s bei (7,20 s)  
 Max. Bodenverschiebung: 0,0547 m bei (7,38 s)  
 Zeitdauer: 33,39 s

**4) Datenfile:001314 nach [33].**

Erdbebenname: Ano Liosia; Station: Athen (Kipseli District) - Griechenland  
 Datum: 07.09.1999 ; Uhrzeit: 11:56:51  
 Magnitude (Richter Skala) M=5,90  
 MSK Skala (VIII) 1964  
 Bodenparameter: B (Eurocode 8)  
 Max. Bodenbeschleunigung: 1,11 m/s<sup>2</sup> bei (6,94 s)  
 Max. Bodengeschwindigkeit: 0,08 m/s bei (6,88 s)  
 Max. Bodenverschiebung: 0,0132 m bei (6,74 s)  
 Zeitdauer: 34,01 s

**5) Datenfile 001313 nach [33].**

Erdbebenname: Ano Liosia ; Station: Athen (Kalihea District) -Griechenland  
 Datum: 07.09.1999 ; Uhrzeit: 11:56:51  
 Magnitude (Richter Skala) M=5,9 ; MSK Skala (VIII) 1964  
 Max. Bodenbeschleunigung: 2,59 m/s<sup>2</sup> bei (7,34 s)  
 Max. Bodengeschwindigkeit: 0,15 m/s bei (7,17 s)  
 Max. Bodenverschiebung: 0,0147 m bei (7,34 s)  
 Zeitdauer: 19,90 s

**6) Datenfile: 006093 nach [33].**

Erdbebenname: Kozani ; Station: Karpero-Town Hall  
 Datum: 19.05.1995 ; Uhrzeit: 06:48:49  
 Magnitude (Richter Skala) M=5,25  
 MSK Skala (VIII) 1964  
 Bodenparameter: B (Eurocode 8)  
 Max. Bodenbeschleunigung: 2,612 m/s<sup>2</sup> bei (11,38 s)  
 Max. Bodengeschwindigkeit: 0,147 m/s bei (10,95 s)  
 Max. Bodenverschiebung: 0,0125 m bei (11,10 s)  
 Zeitdauer: 33,08 s



**7) Datenfile: 000581 nach [33].**

Erdbebenname: Komilion ; Station: Lefkada-OTE Building

Datum: 25.02.1994 ; Uhrzeit: 02:30:50

Magnitude (Richter Skala)  $M=5,42$

MSK Skala (VIII) 1964

Bodenparameter: C (Eurocode 8)

Max. Bodenbeschleunigung:  $1,96 \text{ m/s}^2$  bei (8,41 s)

Max. Bodengeschwindigkeit:  $0,143 \text{ m/s}$  bei (8,52 s)

Max. Bodenverschiebung:  $0,0135 \text{ m}$  bei (8,39 s)

Zeitdauer: 37,04 s

**8) Datenfile: 000336 nach [33].**

Erdbebenname: Preveza ; Station: Preveza-OTE Building

Datum: 10.03.1981 ; Uhrzeit: 15:16:20

Magnitude (Richter Skala)  $M=5,45$  ;

MSK Skala (VII) 1964

Bodenparameter: B (EC 8)

Max. Bodenbeschleunigung:  $1,31 \text{ m/s}^2$  bei (7,00 s)

Max. Bodengeschwindigkeit:  $0,109 \text{ m/s}$  bei (7,09 s)

Max. Bodenverschiebung:  $0,0147 \text{ m}$  bei (6,97 s)

Zeitdauer: 28,32 s

Wie vorher erwähnt sind die Erdbebenzeitverläufe in Anhang C dargestellt.

### 6.5.3.1 Zeitverlaufsrechnung für den ungerissenen Zustand

Mit den acht tatsächlichen Bodenverschiebungs- Zeitverläufen wurden transiente Berechnungen an der Wandscheibe mittels Finite Elemente Programm ANSYS [37] durchgeführt.

Materialparameter für das Ziegelmauerwerk im Zustand I :

$$E=6,01242 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2 ; \nu=0,25 ; \rho=13 \text{ kN/m}^3$$

Nach Ingenieurmäßigen Überlegungen wurden die zwei kritischsten Wandpfeiler für die Spannungsanalyse mit den transienten Berechnungen untersucht, die folgendermaßen dargestellt sind:



Abbildung 6.9: Wandpfeiler 1 [37]

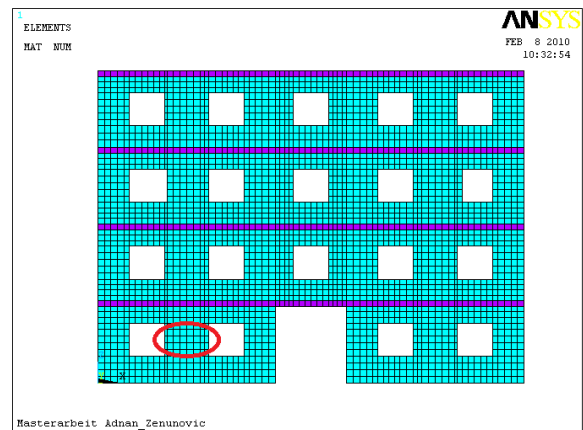


Abbildung 6.10: Wandpfeiler 2 [37]

In Abbildung 6.11 und 6.12 folgen die Knotennummer der zwei Wandpfeiler, wo die ungünstigere Knotenreihe der vier insgesamt beurteilt wird:

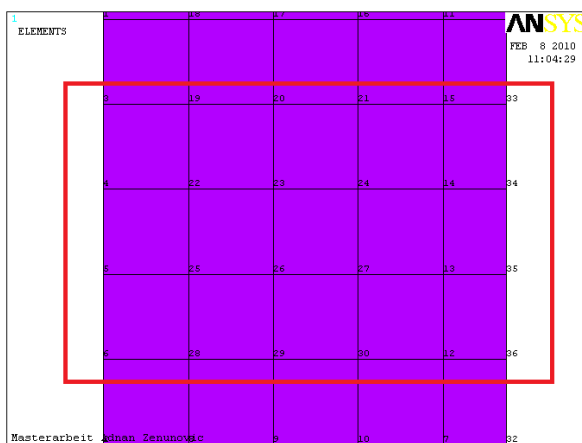


Abbildung 6.11: Knotenelementen für Pfeiler 1 [37]



Abbildung 6.12: Knotenelementen für Pfeiler 2 [37]

Die größten auftretenden Spannungsgrößen in den zwei Wandpfeiler der verschiedenen Knotennummer aus den 8 Zeitverlaufsberechnungen treten zum Zeit:  $t=6,32$  s;  $t=6,96$  s;  $t=7,17$  s;  $t=7,2$  s auf.

Für die Auswahl der ungünstigsten Knotenreihe von den Wandpfeiler 1 und 2 wurden mittels numerischer Simulation [37] nach den Spannungsvergleich der ermittelten 8 Zeitverlaufsberechnungen, eine ungünstige Knotenreihe für die weitere Beurteilung herangezogen. Um den Aufwand zu begrenzen wurden drei Knoten für den Spannungsvergleich (Spannungen in Z-Richtung) aus der ungünstigsten Zeitverlaufsberechnung („Kalamata“) für die Auswahl der ungünstigsten Knotenreihe der zwei Wandpfeiler folgendermaßen dargestellt:

### 1. Wandpfeiler 1 : (siehe Abbildung 6.9)

- die Spannungsgrößen in der Z-Richtung der Knotenelem. zum Zeit  **$t=7,17$  s** :

		Knotennummer		
		3	21	33
ZEIT(sek)	[ MN/m <sup>2</sup> ]			
7,17	-0,46	-1,51	-3,46	

Tabelle 6.5: Obere Knotenelementnummer zum  $t=7,17$  s für den Wandpfeiler 1  
– Spannungen in Z-Richtung

		Knotennummer		
		6	30	36
ZEIT(sek)	[ MN/m <sup>2</sup> ]			
7,17	-2,16	-1,44	-0,48	

Tabelle 6.6: Untere Knotenelementnummer zum  $t=7,17$  s für den Wandpfeiler 1  
– Spannungen in Z-Richtung

- die Spannungsgrößen in der Z-Richtung der Knotenelemente. zum  **$t=7,2$  s** :

		Knotennummer		
		3	21	33
ZEIT(sek)	[ MN/m <sup>2</sup> ]			
7,2	-0,52	-1,48	-3,50	

Tabelle 6.7: Obere Knotenelementnummer zum  $t=7,2$  s für den Wandpfeiler 1  
– Spannungen in Z-Richtung

		Knotennummer		
		6	30	36
ZEIT(sek)	[ MN/m <sup>2</sup> ]			
7,2	-2,17	-1,41	-0,36	

Tabelle 6.8: Untere Knotenelementnummer zum  $t=7,2$  s für den Wandpfeiler 1  
– Spannungen in Z-Richtung

Nach dem Vergleich der Spannungsgrößen (Spannungen in Z-Richtung) der Knotenelementnummer aus Tabelle 6.5 und Tabelle 6.6 (Tabelle 6.7 und Tabelle 6.8) erkennt man, dass die obere Knotenreihe die ungünstigere ist (größere Spannungen), die folgende Knotennummer besitzt:

Knotennr. : **3,19,20,21,15,33** (siehe Abbildung 6.11)

## 2. Wandpfeiler 2 : (siehe Abbildung 6.10)

- die Spannungsgrößen in Z-Richtung der Knotenelemente zum Zeit **t=7,17 s** :

		Knotennummer		
		239	232	266
ZEIT(sek)	[ MN/m <sup>2</sup> ]			
7,2	-0,18	-0,19	-3,22	

Tabelle 6.9: Obere Knotenelementnummer zum t=7,2 s für den Wandpfeiler 2  
– Spannungen in Z-Richtung

		Knotennummer		
		236	235	266
ZEIT(sek)	[ MN/m <sup>2</sup> ]			
7,2	-3,75	-2,88	0,67	

Tabelle 6.10: Untere Knotenelementnummer zum t=7,17s für den Wandpfeiler 2  
– Spannungen in Z-Richtung

- die Spannungsgrößen in Z-Richtung der Knotenelemente zum Zeit **t=7,2 s** :

		Knotennummer		
		239	232	266
ZEIT(sek)	[ MN/m <sup>2</sup> ]			
7,2	-0,31	-0,093	-3,27	

Tabelle 6.11: Obere Knotenelementnummer zum t=7,2 s für den Wandpfeiler 2  
– Spannungen in Z-Richtung

		Knotennummer		
		236	235	266
ZEIT(sek)	[ MN/m <sup>2</sup> ]			
7,2	-3,80	-2,91	0,81	

Tabelle 6.12: Untere Knotenelementnummer zum t= 7,17 s für den Wandpfeiler 2  
– Spannungen in Z-Richtung

Aus Tabelle 6.9 und Tabelle 6.10 (Tabelle 6.11 und Tabelle 6.12) mit den ermittelten Spannungen in Z-Richtung, erkennt man, dass die untere Knotenreihe die ungünstigere ist, die folgende Knotennummer besitzt:

Knotenr. : **236,235,260,264,244,254,247,274,269** (siehe Abbildung 6.12)

Nach dem Spannungsgrößenvergleich (Spannungen in Z-Richtung) aus der Zeitverlaufsberechnung mit der Bodenverschiebungszeitverlauf „Kalamata“ wurden folgende ungünstigste Knotenreihen der zwei Wandpfeiler ermittelt:

**Wandpfeiler 1:** →Knotenr. : **3,19,20,21,15,33** (siehe Abbildung 6.11  
→obere Knotenreihe)

**Wandpfeiler 2:**→Knotenr.. : **236,235,260,264,244,254,247,274,269**  
(siehe Abbildung 6.12 →untere Knotenreihe)

An den ermittelten Knotenelementnummer der zwei Wandpfeiler werden die 8 Zeitverlaufsberechnungen für den ungerissenen Zustand des Ziegelmauerwerks durchgeführt und durch den Spannungsvergleich die ungünstigste Zeitverlaufsberechnung für die Analyse herangezogen.

Um beurteilen zu können, welche Zeitverlaufsberechnung zu verwenden ist, werden die acht transienten Berechnungen für den **Wandpfeiler 1** und **Wandpfeiler 2** mit der ungünstigeren ermittelten Knotenreihe verglichen, die folgendermaßen dargestellt ist :

Vergleich der Spannungsberechnungen												
Mittelwerte												
Wandpfeiler 1												
	Spannungen (Z)-Richt. (MN/m <sup>2</sup> )				Schubspannungen (MN/m <sup>2</sup> )				Spannungen (X)-Richt. (MN/m <sup>2</sup> )			
	Drucksp (-)	t (s)	Zugsp. (+)	t (s)	Richt (-)	t (s)	Richt (+)	t (s)	Drucksp (-)	t (s)	Zugsp. (+)	t (s)
1 Schwadorf	-0,46	5,07			-0,03	5,07	0,001	4,99	-0,02	5,07		
2 Lefkas	-0,51	5,07			-0,05	5,07			-0,04	5,07		5,07
3 <b>Kalamata</b>	<b>-1,63</b>	<b>7,2</b>			<b>-0,5</b>	<b>7,2</b>			<b>-0,23</b>	<b>7,2</b>	<b>0,09</b>	<b>7,2</b>
4 Athen-Kipseli	-1,03	7,26			-0,24	7,26	0,03	7,26	-0,12	7,26	0,038	7,26
5 Athen-Kalitheia	-1,05	7,58			-0,13	7,58	0,04	12,6	-0,1	7,58	0,035	7,58
6 Kozani	-1,18	8,53			-0,27	8,53	<b>0,05</b>	8,53	-0,135	8,53	0,05	8,53
7 Komilion	-0,904	7,23			-0,18	7,23	0,02	7,09	-0,09	7,23	0,027	7,23
8 Preveza	-1,36	6,87			-0,37	6,87			-0,165	6,87	0,065	6,87
	<b>-1,63</b>		<b>0</b>		<b>-0,5</b>		<b>0,05</b>		<b>-0,26</b>		<b>0,09</b>	

Tabelle 6.13: Spannungsvergleich für den Wandpfeiler 1 → obere Knotenreihe

Vergleich der Spannungsberechnungen													
Mittelwerte													
Wandpfeiler 2													
	Spannungen (Z)-Richt. (MN/m <sup>2</sup> )				Schubsp. (MN/m <sup>2</sup> )				Spannungen (X)-Richt. (MN/m <sup>2</sup> )				
	Drucksp (-)	t (s)	Zugsp. (+)	t (s)	Richt (-)	t (s)	Richt	t (s)	Drucksp (-)	t (s)	Zugsp. (+)	t (s)	
1 Schwadorf	-0,67	5,07			-0,087	5,07	0,04	4,99	-0,063	5,07	0,032	5,07	
2 Lefkas	-0,69	5,07			-0,093	11,5	0,033	4,72	-0,066	5,07	0,036	5,07	
3 Kalamata	-1,71	7,2	0,67	7,2	-0,76	7,2			-0,26	7,2	0,22	7,2	
4 Athen-Kipseli	-1,02	7,26	0,19	7,26	-0,36	7,26	0,02	7,26	-0,14	7,26	0,087	7,26	
5 Athen-Kalitheia	1,01	7,58	0,161	7,58	-0,387	7,58	0,03	12,6	-0,146	7,58	0,0588	7,58	
6 Kozani	-1,09	8,53	0,36	8,53	-0,47	8,53	0,04	8,53	-0,18	8,53	0,0887	8,53	
7 Komilion	-0,82	7,23	0,1	7,15	-0,26	7,23	0,042	13,5	-0,11	7,23	0,055	7,23	
8 Preveza	-1,4	6,87	0,35	6,87	-0,6	6,87			-0,2	6,87	0,1187	6,87	
	-1,71		0,77		-0,86		0,042		-0,26		0,19		

Tabelle 6.14: Spannungsvergleich für den Wandpfeiler 2 → untere Knotenreihe

Nach dem Spannungsvergleich der acht berechneten transienten Berechnungen mit acht Bodenverschiebungszeitverläufen, ergeben sich die größten Mittelwerte der Spannungsgrößen für die zwei Wandpfeiler aus Tabelle 6.13 und Tabelle 6.14 für: „Kalamata“ – Griechenland. Die Erdbebenanalyse des ungünstigsten Bodenverschiebungszeitverlaufs „Kalamata“ erfolgt nach FE-Programm ANSYS [37] (Command UX), die folgendermaßen dargestellt ist: ( Einheiten: Zeit → s ; Verschiebung (Value) → m )

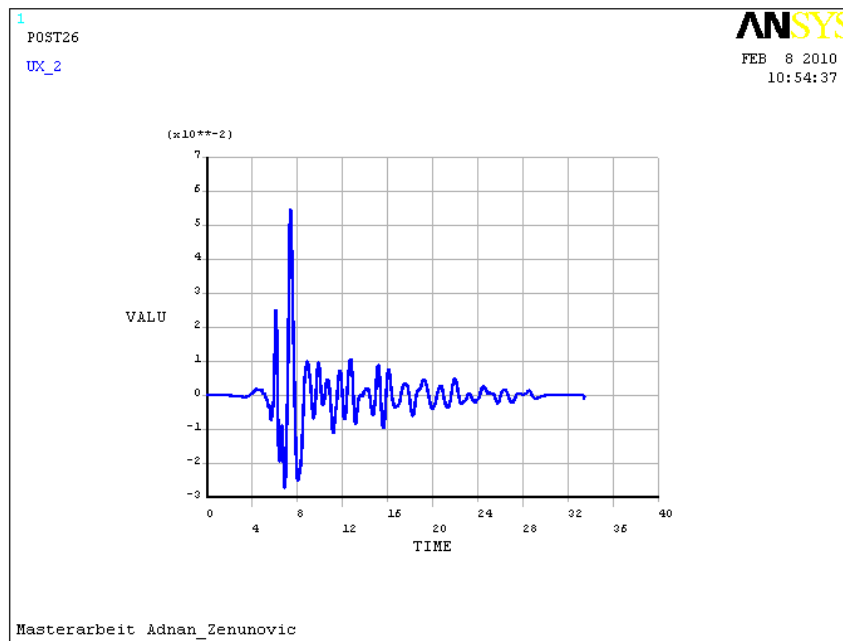


Abbildung 6.13: Bodenverschiebungszeitverlauf „Kalamata“ nach FE – Programm ANSYS [37]

Abbildung 6.13 zeigt den Bodenverschiebungszeitverlauf „Kalamata“ der an den angeregten Fußpunkten des Wandscheibenmodells (wie auch den Hochbaumodell und Dachgeschoßausbau) ermittelt und beurteilt wurde. Es ist ersichtlich, dass der Bodenverschiebungszeitverlauf nach Abbildung C.3 mit der im Anhang C dargestellten übereinstimmt.

### 6.5.3.1.1 Verformungsgrößen

Es werden die Verformungen der 3339 Zeitschritte ( $t=33,39$  s) aus den Bodenverschiebungszeitverlauf „Kalamata“ mit Finiten Elemente Programm ANSYS [37] ermittelt, wobei die ungünstigste (größte) Verformung für die Beurteilung herangezogen wird.

Die Verformungen ergeben sich mittels numerischer Simulation, die in zwei Richtungsvektoren aufgeteilt sind, nach der Gleichung (6.5):

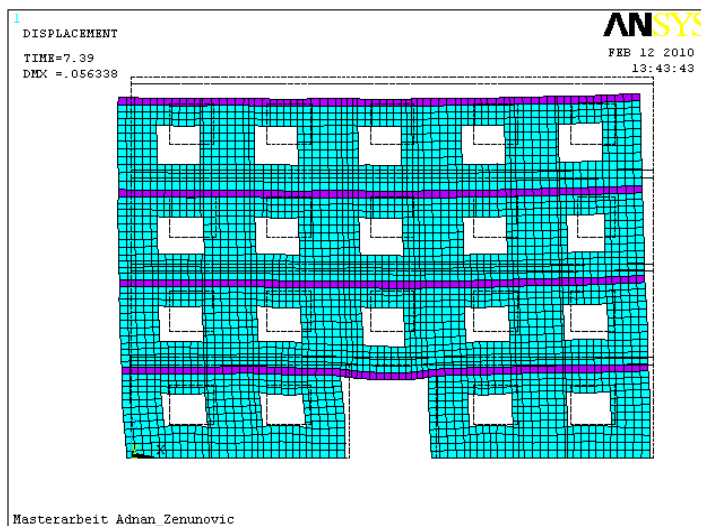
$$u_{sum} = \sqrt{u_x^2 + u_z^2} \quad (6.5)$$

<b>ohne Elastomerlager</b>			
ungerissener Zustand I			
ZEIT(s)	usum (mm)	ZEIT (s)	usum (mm)
0,01	0,136	7,38	52,55
0,02	0,502	7,39	56,34
3	1,253	7,4	56,277
5,1	1,302	7,41	55,92
7,07	7,9	17,7	3,41
7,37	55,95	33,39	1,202

ungünstigste Verformung

*Tabelle 6.15: Errechneten Verformungsgrößen im Zustand I ohne Elastomerlager  
- Wandscheibenmodell*

Die größte Verformung ergibt sich somit nach der Tabelle 6.15 zum Zeit **t=7,39 s** (usum = 56,34 mm) die in Abbildung 6.14 dargestellt ist:



*Abbildung 6.14: Die ungünstigste Verformung ohne Elastomerlager im Zustand I  
zum Zeit t=7,39 s -Wandscheibenmodell [37]*

Die größten Verformungen bei den Knoten in der x, y –Richtung, sowie  $u_{sum}$  folgt:

	UX	UY	UZ	USUM
KNOTENNUMMER:	3295	0	3361	<b>3295</b>
VERFORMUNGSGRÖSSE (mm):	56,33	0	-1,36	<b>56,34 mm</b>

Beim Knoten 3295 (siehe Abbildung 6.15) ergibt sich die maximale Verformung von  $u_{sum} = 56,34 \text{ mm}$  die nachfolgend dargestellt wird.

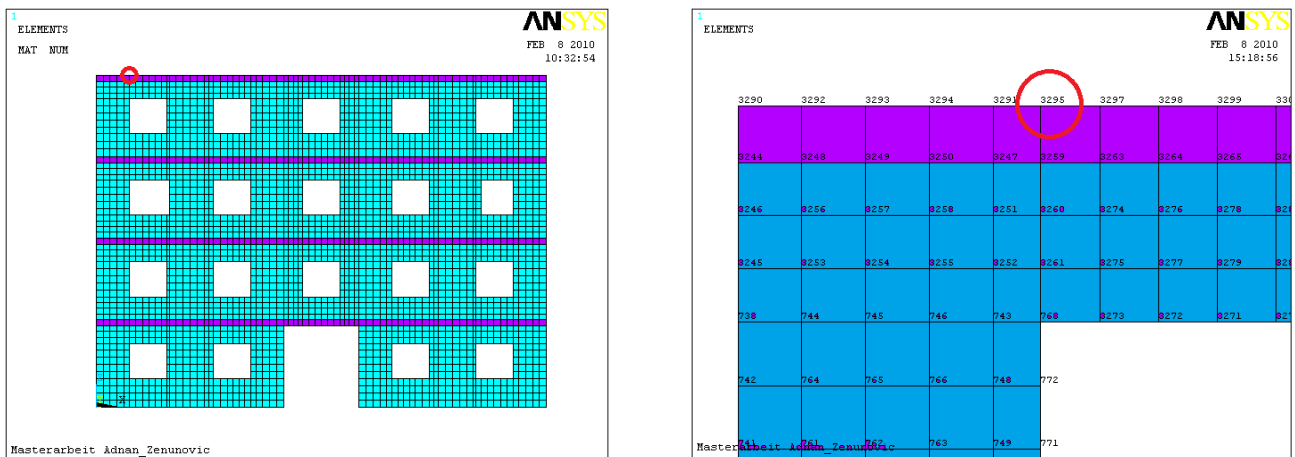


Abbildung 6.15: Knoten 3295 [37]

### 6.5.3.1.2 Spannungsgrößen

Es werden die Ergebnisse der Spannungsgrößen in Z-Richtung, X-Richtung, sowie die Schubspannungsgrößen in XZ-Richtung aus den zwei Wandpfeilern ermittelt.

Vergleicht man die Ergebnisse, erkennt man dass die größten Spannungsgrößen zum Zeit  $t=7,2 \text{ s}$  eintreten<sup>8</sup>.

Für den **Wandpfeiler 1** ergibt sich für die ungünstigste Knotenreihe:

- ein Mittelwert der Druckspannung in Z-Richtung von: **-1,63 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Schubspannung in (-) Richtung von: **-0,50 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Druckspannung in X-Richtung von: **-0,23 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von : **+ 0,09 MN/m<sup>2</sup>**

Für den **Wandpfeiler 2** ergibt sich für die ungünstigste Knotenreihe:

- ein Mittelwert der Druckspannung in Z-Richtung von: **-1,71 MN/m<sup>2</sup>** , sowie der Zugspannung von: **+ 0,67 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Schubspannung in (-) Richtung von: **-0,76 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Druckspannung in X-Richtung von: **-0,26 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von : **+ 0,22 MN/m<sup>2</sup>**

<sup>8</sup> Die ermittelten Ergebnisse können der beigelegten CD entnommen werden.



### 6.5.3.2 Zeitverlaufs- Berechnung für den ungerissenen Zustand durch den Einsatz der Elastomerlager

Hierbei wurden die vier Varianten mit unterschiedlichen Höhen der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen die Zeitverlaufsrechnungen an der Wandscheibe analysiert.

Die ersten drei Varianten wurden zwischen der Bodenplatte des Erdgeschosses und der tragenden Wand (Decke UG) mit den Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen isoliert, wobei die vierte Variante zwischen der Bodenplatte des Erdgeschosses und der tragenden Wand; sowie zwischen der Decke über dem ersten Obergeschoss und der tragenden Wand (Decke UG + Dü10G) mit den Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen, entkoppelt wurde.

Nach dem Positionsplan der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen an der Decke des Untergeschosses (siehe Abbildung B.1) und der Decke über dem ersten Obergeschoß (siehe Abbildung B.2) der Hochbau wurden die Positionen **1.11**, **1.10**, **3.3**, **3.5**, **1.9**, **1.8**, sowie **4.5** die in Anhang B ersichtlich sind, für das Wandscheibenmodell extrahiert und eingebaut.

Die Ergebnisse der Spannungsgrößen, sowie Verformungsgrößen mit den steiferen (h=25mm) und weicheren Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen (h=37,5mm; h=50mm) sind nachfolgend abgebildet.

#### 6.5.3.2.1 Verformungsgrößen

Es werden die Verformungen durch den Einsatz der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen der vier vorgeschlagenen Varianten mit der ungünstigsten Zeitverlaufsrechnung („Kalamata“) im ungerissenen Zustand dargestellt, wobei sich die Verformung mittels numerischer Simulation nach der Gleichung (6.5) ergibt.

#### I. Variante mit Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen : h=25 mm (Hochfrequente - steifere Sylomerlager)

I Variante h=25mm			
mit Sylomerlager SR 450 und SR 850			
ZEIT(s)	usum (mm)	ZEIT (s)	usum (mm)
0,01	0,0000327	7,38	58,2
0,02	0,0000685	<b>7,39</b>	<b>58,374</b>
3	0,353	7,4	58,372
5,1	0,451	7,41	58,091
7,07	8,02	17,7	3,21
7,37	57,76	33,39	0,3

**ungünstigste Verformung**

Tabelle 6.16: Errechneten Verformungsgrößen im Zustand I mit Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen h=25mm an der Decke UG- Wandscheibenmodell

Nach der Tabelle 6.16 ergibt sich die größte Verformung ( $u_{sum}$ ) zum Zeit  $t=7,39$  s ( $u_{sum} = 58,374$  mm), die folgendermaßen in Abbildung 6.16 dargestellt ist:

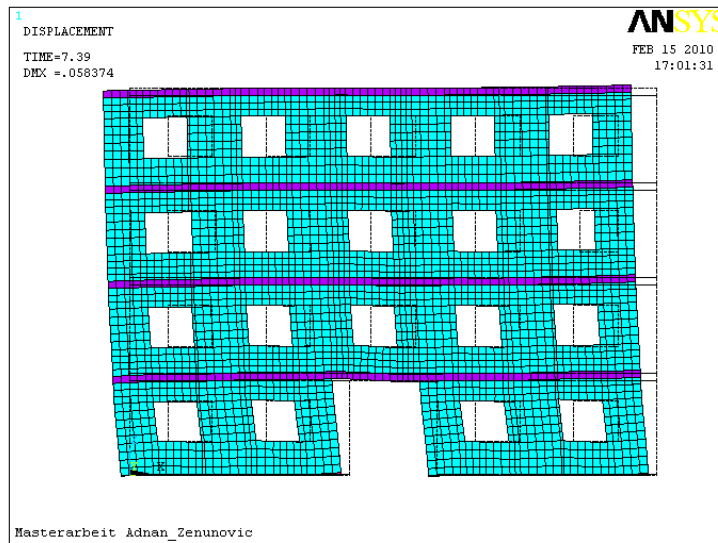


Abbildung 6.16: Die ungünstigste Verformung Sylomer®-Lagerstreifen ( $h=25$ mm) an der Decke UG im Zustand I zum Zeit.  $t=7,39$  s - Wandscheibenmodell [37]

Die größten Verformungen bei den Knoten in der x, y –Richtung und  $u_{sum}$ :

	UX	UY	UZ	USUM
KNOTENNUMMER:	3361	0	106	3361
VERFORMUNGSGRÖSSE (mm):	58,36	0	-0,948	<b>58,374</b>

In Abbildung 6.17 ist der Knoten 3295 des FE- Modells dargestellt, wo sich nach der numerischen Simulation [37] die maximale Verformung ergibt ( $u_{sum} = 58,374$  mm).

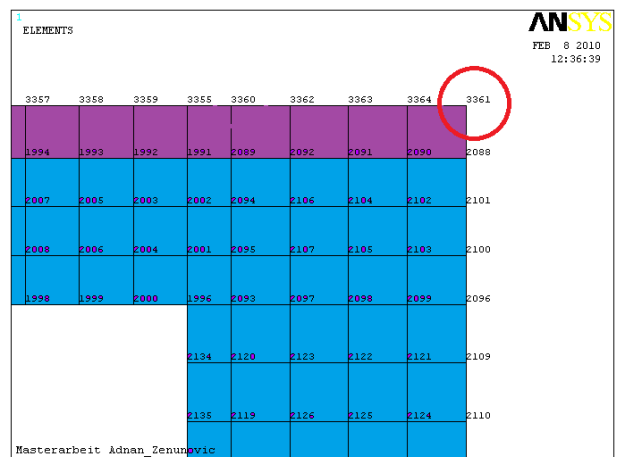
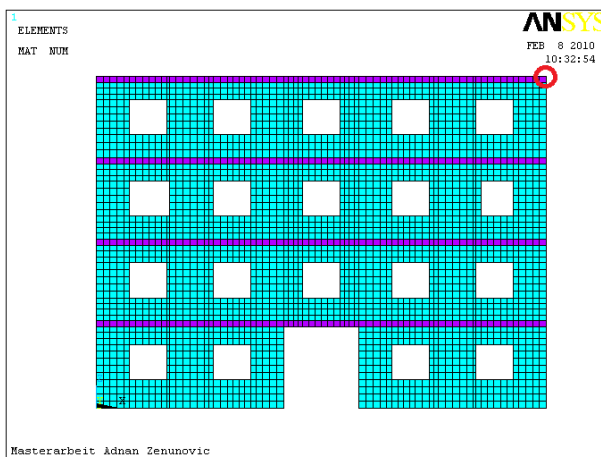


Abbildung 6.17: Knoten 3361 [37]

## II. Variante mit Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen: h=37,5 mm (Niederfrequente - weichere Sylomerlager)

II Variante h=37,5mm			
mit Sylomerlager SR 450 und SR 850			
ZEIT(s)	usum (mm)	ZEIT (s)	usum (mm)
0,01	0,0000327	7,38	59,26
0,02	0,0000685	<b>7,39</b>	<b>59,53</b>
3	0,353	7,4	59,52
5,1	0,406	7,41	59,3
7,07	8,02	17,7	3,23
7,37	58,7	33,39	0,3

**7,39** ungünstigste Verformung

Tabelle 6.17: Errechneten Verformungsgrößen im Zustand I mit Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen h=37,5mm an der Decke UG-Wandscheibenmodell

Abbildung 6.18 zeigt die nach der Tabelle 6.17 größte Verformung ( $u_{sum}$ ) zum Zeit  $t=7,39$  s ( $u_{sum} = 59,53$  mm).

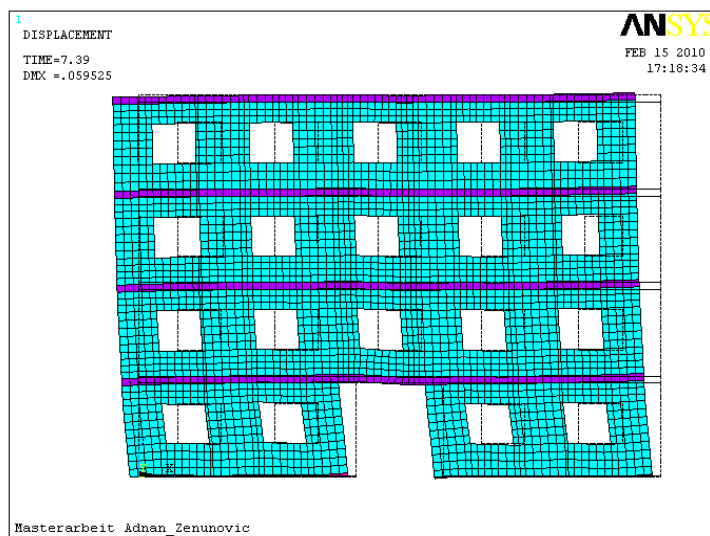


Abbildung 6.18: Die ungünstigste Verformung mit Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen (h=37,5mm) an der Decke UG im Zustand I zum Zeit.  $t=7,39$  s -Wandscheibenmodell [37]

Die größten Verformungen bei den Knoten in der x, y –Richtung und  $u_{sum}$ :

	UX	UY	UZ	USUM
KNOTENNUMMER	3361	0	106	3361
VERFORMUNGSGRÖSSE (mm):	59,51	0	-1,27	<b>59,52</b>

In der Abbildung 6.17 ist der Knoten 3361 dargestellt.

### III. Variante mit Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen: h=50 mm (Niederfrequenterer – weichere Sylomerlager)

III Variante h=50mm			
mit Sylomerlager SR 450 und SR 850			
ZEIT(s)	usum (mm)	ZEIT (s)	usum (mm)
0,01	0,0000327	7,38	60,02
0,02	0,0000685	<b>7,39</b>	<b>60,665</b>
3	0,353	7,4	60,15
6,99	22,7	12,7	11,2
7,07	8,02	17,7	3,25
7,37	59,8	33,39	0,3

ungünstigste Verformung

Tabelle 6.18: Errechneten Verformungsgrößen im Zustand I mit Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen h=50mm an der Decke UG- Wandscheibenmodell

Die größte Verformung (usum) ergibt sich nach der Tabelle 6.18 zum Zeit **t=7,39 s** (**usum= 60,665 mm**) die in Abbildung 6.19 dargestellt ist.

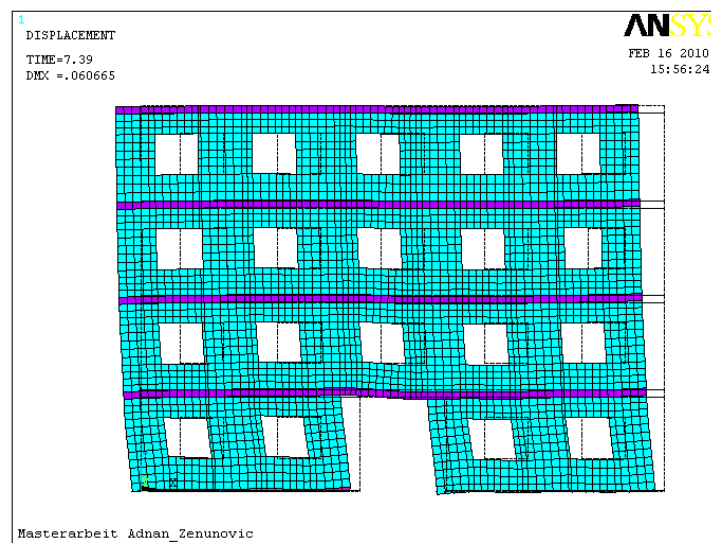


Abbildung 6.19: Die ungünstigste Verformung mit Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen (h=50mm) an der Decke UG im Zustand I zum Zeit t=7,39 s – Wandscheibenmodell [37]

Die größten Verformungen bei den Knoten in der x, y –Richtung und usum:

	UX	UY	UZ	USUM
KNOTENNUMMER	3361	0	1667	3361
VERFORMUNGSGRÖSSE (mm):	60,64	0	-1,6	<b>60,66</b>

In der Abbildung 6.17 ist der Knoten 3361 dargestellt.

#### IV. Variante mit Sylomer®-Lagerstreifen -Decke UG+Dü1OG : h=50 mm (Niederfrequenterer - weichere Sylomerlager)

IV. Variante Decke UG+Dü1OG h=50mm			
mit Sylomerlager SR 450 und SR 850			
ZEIT (s)	usum (mm)	ZEIT (s)	usum (mm)
0,01	0,0000327	7,38	59,5
0,02	0,0000685	<b>7,39</b>	<b>60,58</b>
3	0,353	7,4	60,53
6,99	23,15	12,7	11,2
7,07	8,6	17,7	3,2
7,37	58,5	33,39	0,3

**7,39** ungünstigste Verformung

Tabelle 6.19: Errechneten Verformungsgrößen im Zustand I  
mit Sylomer®-Lagerstreifen h=50mm an der Decke UG+Dü1OG - Wandscheibenmodell

Nach der Tabelle 6.19 ergibt sich die größte Verformung ( $u_{sum}$ ) zum Zeit  $t=7,39$  s ( $u_{sum} = 60,58$  mm), die folgendermaßen in Abbildung 6.20 dargestellt ist:

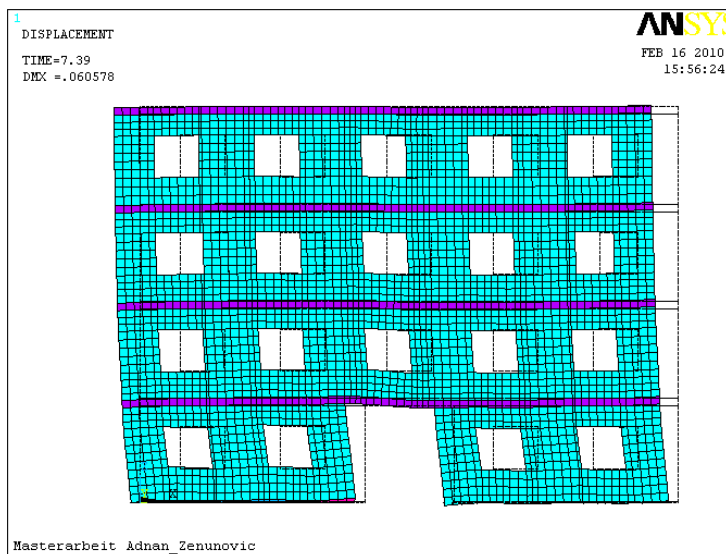


Abbildung 6.20: Die ungünstigste Verformung mit Sylomer®-Lagerstreifen (h=50mm) an der Decke UG+Dü1OG im Zustand I zum Zeit  $t=7,39$  s - Wandscheibenmodell [37]

Die größten Verformungen bei den Knoten in der x, y –Richtung und Usum:

	UX	UY	UZ	USUM
KNOTENNUMMER	3361	0	5	3361
VERFORMUNGSGRÖSSE (mm):	60,53	0	-2,39	<b>60,58</b>

In der Abbildung 6.17 ist der Knoten 3361 dargestellt, wo die größte Verformung nach der numerischen Simulation auftritt.

Aus den ermittelten Verformungsgrößen durch den Einsatz der Sylomer®-Lagerstreifen ist erkennbar, dass die Gebrauchstauglichkeit mit der zunehmenden Höhe des Sylomer®-Lagerstreifen um je 1mm erhöht wird.

### 6.5.3.2.2 Spannungsgrößen

Durch den Einsatz der Sylomer®-Lagerstreifen werden die Ergebnisse der Spannungsgrößen in Z-Richtung, X-Richtung, sowie die Schubspannungsgrößen in XZ-Richtung aus den zwei Pfeiler ausgeführt.

Vergleicht man die Ergebnisse, erkennt man dass die größten Spannungsgrößen zum Zeit  $t=7,2$  s eintreten<sup>9</sup>.

Die ermittelten Spannungsgrößen der vier Varianten durch den Einsatz der Sylomer®-Lagerstreifen sind folgend dargelegt:

#### I. Variante mit Sylomer®-Lagerstreifen : $h=25$ mm (Hochfrequente - steifere Sylomerlager)

Für den **Wandpfeiler 1** ergibt sich für die ungünstigste Knotenreihe:

- ein Mittelwert der Druckspannung in Z-Richtung von: **-0,95 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von : **+ 0,23 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Schubspannung in (-) Richtung von: **-0,35 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Druckspannung in X-Richtung von: **-0,15 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von : **+ 0,07 MN/m<sup>2</sup>**

Für den **Wandpfeiler 2** ergibt sich für die ungünstigste Knotenreihe:

- ein Mittelwert der Druckspannung in Z-Richtung von: **-0,71 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von: **+ 0,85 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Schubspannung in (-) Richtung von: **-0,53 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Druckspannung in X-Richtung von: **-0,20 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von : **+ 0,20 MN/m<sup>2</sup>**

<sup>9</sup> Die ermittelten Ergebnisse können der beigelegten CD entnommen werden.

## II. Variante mit Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen: h=37,5 mm (Niederfrequente - weichere Sylomerlager)

Für den *Wandpfeiler 1* ergibt sich für die ungünstigste Knotenreihe:

- ein Mittelwert der Druckspannung in Z-Richtung von: **-0,85 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von : **+ 0,26 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Schubspannung in (-) Richtung von: **-0,31 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Druckspannung in X-Richtung von: **-0,14 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von : **+ 0,07 MN/m<sup>2</sup>**

Für den *Wandpfeiler 2* ergibt sich für die ungünstigste Knotenreihe:

- ein Mittelwert der Druckspannung in Z-Richtung von: **-0,67 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von: **+ 0,74 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Schubspannung in (-) Richtung von: **-0,46 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Druckspannung in X-Richtung von: **-0,19 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von : **+ 0,19 MN/m<sup>2</sup>**

## III. Variante mit Elastomerlager: h=50 mm (Niederfrequenterer - weichere Sylomerlager)

Für den *Wandpfeiler 1* ergibt sich für die ungünstigste Knotenreihe:

- ein Mittelwert der Druckspannung in Z-Richtung von: **-0,76 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von : **+ 0,28 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Schubspannung in (-) Richtung von: **-0,27 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Druckspannung in X-Richtung von: **-0,13 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von : **+ 0,06 MN/m<sup>2</sup>**

Für den *Wandpfeiler 2* ergibt sich für die ungünstigste Knotenreihe:

- ein Mittelwert der Druckspannung in Z-Richtung von: **-0,61 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von: **+ 0,65MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Schubspannung in (-) Richtung von: **-0,40 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Druckspannung in X-Richtung von: **-0,18 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von : **+ 0,17 MN/m<sup>2</sup>**

#### IV. Variante mit Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen -Decke UG+Dü1OG : h=50 mm (Niederfrequenterer - weichere Sylomerlager)

Für den **Wandpfeiler 1** ergibt sich für die ungünstigste Knotenreihe:

- ein Mittelwert der Druckspannung in Z-Richtung von: **-0,54 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von : **+ 0,30 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Schubspannung in (-) Richtung von: **-0,24 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Druckspannung in X-Richtung von: **-0,10 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von : **+ 0,05 MN/m<sup>2</sup>**

Für den **Wandpfeiler 2** ergibt sich für die ungünstigste Knotenreihe:

- ein Mittelwert der Druckspannung in Z-Richtung von: **-0,53 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung: **+ 0,45MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Schubspannung in (-) Richtung von: **-0,38 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Druckspannung in X-Richtung von: **-0,21 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von : **+ 0,16 MN/m<sup>2</sup>**

#### 6.5.3.3 Zeitverlaufsberechnung für den gerissenen Zustand mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager

Materialparameter für das Ziegelmauerwerk im Zustand II ergibt sich mit:

$$E=3,00621 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2 \quad ; \quad \nu=0,25 \quad ; \quad \rho=13 \text{ kN/m}^3$$

Für den gerissenen Zustand wurde der Einsatz mit Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen nur mit einer Variante gerechnet und zwar mit der vierten Variante, weil die Spannungsgrößen da am meisten reduziert werden als es der Fall bei den ersten III Varianten ist.

Bei der vierten Variante kommt der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen an der Decke des Untergeschosses und der Decke über dem ersten Obergeschoss (Decke: UG+2Dü1OG) zum Einsatz.

Die Ergebnisse der Spannungsgrößen und Verformungsgrößen ohne den Einsatz der Elastomerlager, sowie mit den Einsatz der weichen Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen (Decke UG+Dü1OG; h=50mm) sind nachfolgend abgebildet.



### 6.5.3.3.1 Verformungsgrößen

Es werden die Verformungen mit und ohne den Einsatz der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen der ungünstigsten Zeitverlaufsberechnung („Kalamata“) im gerissenen Zustand dargestellt, wobei sich die Verformungen mittels numerischer Simulation nach der Gleichung (6.5) ergibt.

ohne Elastomerlager		gerissener Zustand II	
ZEIT(s)	usum (mm)	ZEIT (s)	usum (mm)
0,01	0,18	7,38	58,074
0,02	0,742	<b>7,39</b>	<b>58,208</b>
3	2,35	7,4	57,745
5,1	2,374	7,41	57,247
6,62	9,522	9,57	4,674
6,93	26,783	11,25	10,17
6,99	20	12,7	11,29
7,07	7,92	17,7	3,92
7,37	58,056	33,39	2,322

**7,39** ungünstigste Verformung

Tabelle 6.20: Errechneten Verformungsgrößen im Zustand I ohne Elastomerlager – Wandscheibenmodell

IV. Variante Decke UG+Dü1OG h=50mm			
mit Sylomerlager SR 450 und SR 850			
ZEIT (s)	usum (mm)	ZEIT (s)	usum (mm)
0,01	0,0000327	7,38	61,53
0,02	0,0000685	<b>7,39</b>	<b>62,419</b>
3	0,353	7,4	62,09
5,1	0,285	7,41	62,01
6,62	9,708	9,57	5,275
6,93	30,93	11,25	11,436
6,99	25,1	12,7	11,445
7,07	9,1	17,7	3,21
7,37	60,26	33,39	0,3

**7,39** ungünstigste Verformung

Tabelle 6.21: Errechneten Verformungsgrößen im Zustand I mit Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen h=50mm an der Decke UG+Dü1OG-Wandscheibenmodell

Die größte Verformung (usum) ergibt sich nach der Tabelle 6.20 und Tabelle 6.21 zum Zeit  $t=7,39$  s die in Abbildung 6.21 und Abbildung 6.22 dargestellt ist:

- ohne Elastomerlager: :  $U_{sum} = \underline{58,2 \text{ mm}}$
- mit Elastomerlager an der Decke UG+Dü1OG (h=50mm):  $U_{sum} = \underline{62,4 \text{ mm}}$

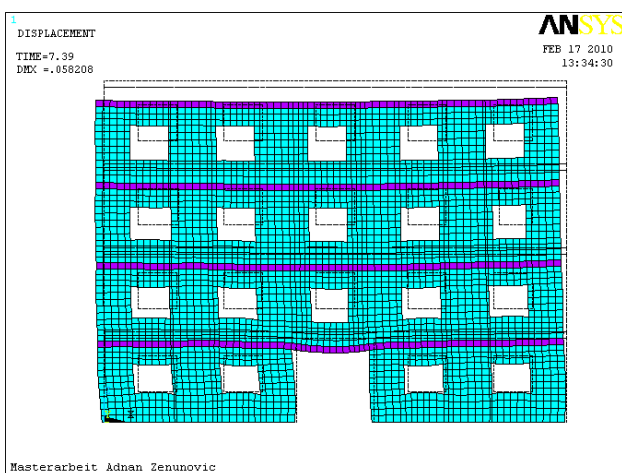


Abbildung 6.21: Die ungünstigste Verformung ohne Elastomerlager im Zustand II zum Zeit  $t=7,39$  s –Wandscheibenmodell [37]

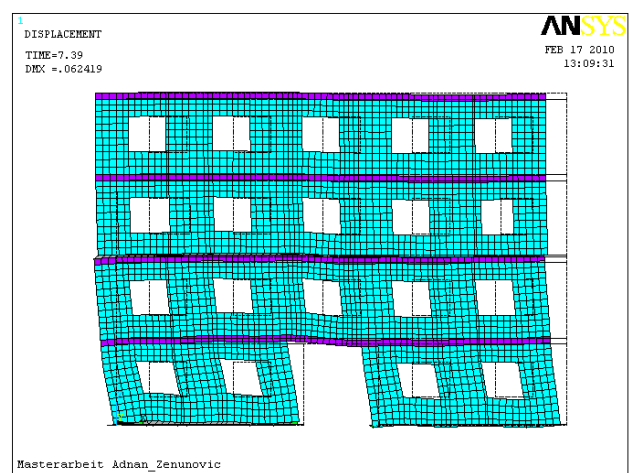


Abbildung 6.22: Die ungünstigste Verformung mit Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen (h=50mm) an der Decke UG+Dü1OG im Zustand II zum Zeit.  $t=7,39$  s –Wandscheibenmodell [37]

Die größten Verformungen bei den Knoten in der x, y –Richtung und usum:

	ohne Elastomerlager:				mit Elastomerlager ( Decke UG+Dü1OG : h=50,0 mm)			
	UX	UY	UZ	USUM	UX	UY	UZ	USUM
KNOTENNUMMER	3290	0	3361	3290	3290	0	5	3290
VERFORMUNG (mm)	58,19	0	-2,91	<b>58,2mm</b>	62,3	0	-2,66	<b>62,4mm</b>

Abbildung 6.23 zeigt den Knoten 3390, wo die größte Verformung nach der numerischen Simulation auftritt.

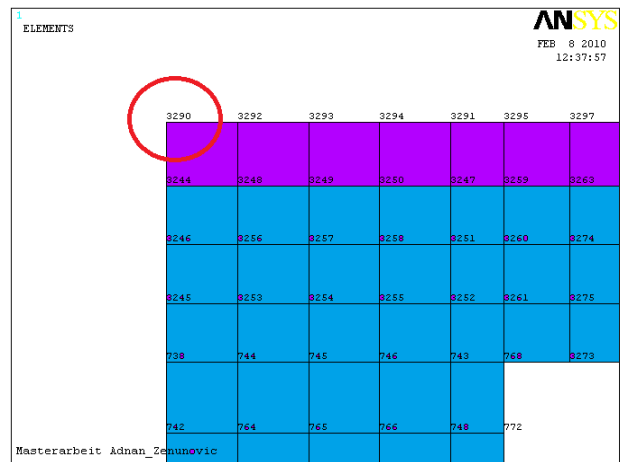
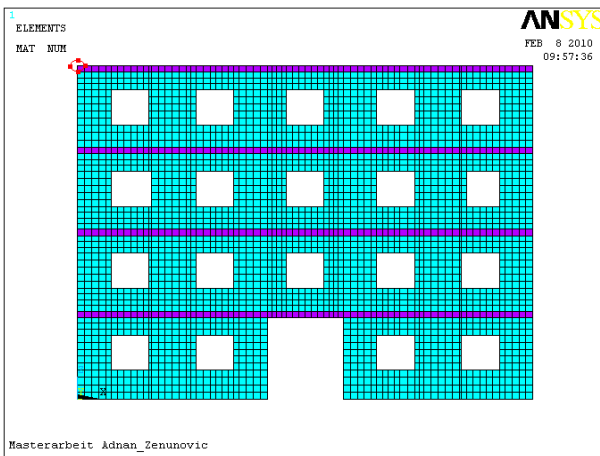


Abbildung 6.23: Knoten 3290 [37]

### 6.5.3.3.2 Spannungsgrößen

Die ermittelten Ergebnisse der Spannungsgrößen ohne und durch den Einsatz der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen an der Decke des Untergeschosses und der Decke über dem ersten Obergeschoss (Decke UG+Dü1OG) sind folgendermaßen dargelegt<sup>10</sup>:

- **Ohne Elastomerlager :**

Für den **Wandpfeiler 1** ergibt sich für die ungünstigste Knotenreihe:

- ein Mittelwert der Druckspannung in Z-Richtung von: **-1,65 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Schubspannung in (-) Richtung von: **-0,41 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Druckspannung in X-Richtung von: **-0,19 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von : **+ 0,07 MN/m<sup>2</sup>**

Für den **Wandpfeiler 2** ergibt sich für die ungünstigste Knotenreihe:

- ein Mittelwert der Druckspannung in Z-Richtung von: **-1,54 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung zum Zeit 7,17 s von: **+ 0,31 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Schubspannung in (-) Richtung von: **-0,70 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Druckspannung in X-Richtung von: **-0,24 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von : **+ 0,13 MN/m<sup>2</sup>**

- **Variante mit Elastomerlager-Decke UG+Dü1OG:h=50 mm (Niederfrequenzere - weichere Sylomerlager)**

Für den **Wandpfeiler 1** ergibt sich für die ungünstigste Knotenreihe:

- ein Mittelwert der Druckspannung in Z-Richtung von: **-0,53 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von : **+0,24 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Schubspannung in (-) Richtung von: **- 0,20 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Druckspannung in X-Richtung von: **- 0,09 MN/m<sup>2</sup>** , sowie der Zugspannung von : **+ 0,04 MN/m<sup>2</sup>**

Für den **Wandpfeiler 2** ergibt sich für die ungünstigste Knotenreihe:

- ein Mittelwert der Druckspannung in Z-Richtung von: **-0,53 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von: **+ 0,39 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Schubspannung in (-) Richtung von: **-0,40 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Druckspannung in X-Richtung von: **-0,07 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von : **+ 0,12 MN/m<sup>2</sup>**

---

<sup>10</sup> Die ermittelten Ergebnisse können der beigelegten CD entnommen werden.

### 6.5.4 Vereinfachtes Antwortspektrum- Verfahren

Das vereinfachte Antwortspektrum- Verfahren wird für den ungerissenen Zustand (Zustand I) ohne den Einsatz der Elastomerlager analysiert und eine ingenieurmäßige Kontrolle im Vergleich zur ungünstigsten Zeitverlaufsrechnung durchgeführt.

Die erste Eigenfrequenz des ungerissenen Zustands folgt nach der Tabelle 6.3:

$$f_{1X} = 6,6 \text{ Hz} \quad ; \quad T = \frac{1}{f_{1X}} = 0,15 \text{ s}$$

Für das Vereinfachte Antwortspektrum Verfahren wird das elastische Spektrum ( $q=1$ ) resultierend aus dem ungünstigsten Zeitverlauf herangezogen.

Für die Bestimmung des elastischen Antwortspektrum „Kalamata“ wurden folgende Parameter gemäß [25] entnommen:

Nach den Daten aus [33] ergibt sich die Referenzbodenbeschleunigung für Kalamata:  $a_{gr}=2,79 \text{ m/s}^2$  (siehe Kapitel 6.5.3)

Einordnung in Bedeutungskategorie nach [25], Abschnitt 4.2.5

⇒ Bedeutungskategorie II :

$$\gamma_I = 1,0$$

Horizontale Bodenbeschleunigung nach Gleichung (5.1) :

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$$

$$a_g = 1,0 \cdot 2,79 = 2,79 \text{ m/s}^2$$

Bodenparameter: B (Eurocode 8) ergibt sich gemäß [33].

Für den Bodenparameter B nach Tabelle 5.1 ergeben sich folgende Werte:

$$S = 1,2$$

$$T_B = 0,15 \text{ s}$$

$$T_C = 0,5 \text{ s}$$

$$T_D = 2,0 \text{ s}$$

Dämpfung: 5 %

Abbildung 6.24 zeigt das horizontale elastische Antwortspektrum, die aus [33] entnommen wurde:

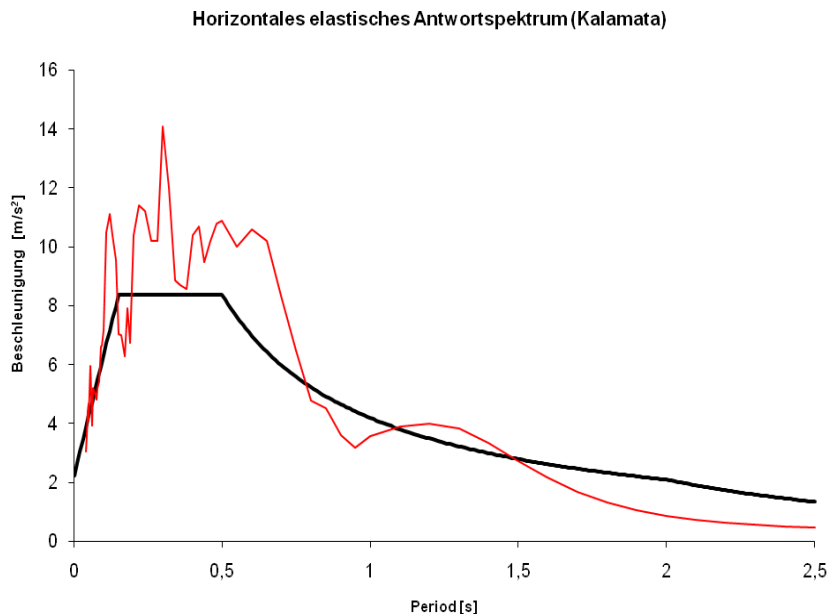


Abbildung 6.24: Elastische Antwortspektrum „Kalamata“

f [Hz]	PERIOD [s]	ACC[m/s <sup>2</sup> ]
7,14	0,14	9,53
6,67	0,15	7,04
6,25	0,16	7,01

Tabelle 6.22: Die Spektralwerte für das elastische Antwortspektrum „Kalamata“

Durch die erste Eigenperiode  $T = \frac{1}{f_{1,x}} = 0,15s$  ergibt sich der Spektralwert aus dem elastischem Antwortspektrum ("Kalamata") nach Abbildung 6.24 mit: **Sd=7,04 m/s<sup>2</sup>** (siehe Tabelle 6.22) .

Die Gesamterdbebenkraft wird nach Gleichung (5.14) errechnet.

Der Korrekturbeiwert  $\lambda$  ergibt sich für  $T_{1,x} \leq 2T_C$  (das Bauwerk hat mehr als zwei Stockwerke) zu 0,85 gemäß Kapitel 5.4.1.1, wo sich die gesamte Masse der Wandscheibe nach der Tabelle 6.1 ergibt, und die Gesamterdbebenkraft beträgt somit:

$$F_b = S_d(T_1)m \cdot \lambda = 7,04 \cdot 300703,9 \cdot 0,85 = 1799411,9N = 1,7994GN$$

Die Gesamterdbebenkraft wird nach Gleichung (5.16) über die Bauwerkshöhe verteilt:

	zj	mj	zj · mj	Fix	Fix
	m	kg	kgm	N	GN
Fi;DüEG	3,38	76962,85	260134,433	<b>192104,6</b>	<b>0,19210457</b>
Fi;Dü1OG	6,63	78038,89	517397,8407	<b>382088,9</b>	<b>0,38208894</b>
Fi;Dü2OG	9,88	78038,89	771024,2332	<b>569387,4</b>	<b>0,56938745</b>
Fi;Dü3OG	13,125	67663,2	888079,8938	<b>655830,9</b>	<b>0,65583093</b>
Summe:		<b>300703,9</b>	2436636,40	<b>1799411,9</b>	<b>1,7994</b>

Tabelle 6.23: Aufteilung der horizontalen Kräfte

Es ergibt sich eine Erdbebenkraft mit 1,7994 GN.

Die aufgeteilten Kräfte wurden je Stockwerk angesetzt und dadurch eine Statische Berechnung mittels numerischer Simulation [37] durchgeführt.

Es wurden die Spannungen in Z-Richtung, sowie die Schubspannungen der zwei Wandpfeiler der ungünstigsten Knotenreihenfolge (siehe Kapitel 6.5.3.1) mittels der statischen Berechnung für die ingenieurmäßige Kontrolle folgend dargestellt:

#### Wandpfeiler 1:

Spannungen in Z. Richt.						Drucksp. (-)
Knotennummer						MITTELW.
3	19	20	21	15	33	
-1,67	-2,10	-2,33	-2,61	-3,30	-4,96	<b>-2,83</b>

Tabelle 6.24: Spannungen in Z-Richtung für Wandpfeiler 1 nach Antwortspektrumverfahren

SXZ (Schubspannungen)						Richt. (-)
Knotennummer						MITTELW.
3	19	20	21	15	33	
-0,17	-0,30	-0,52	-0,70	-0,75	-0,71	<b>-0,53</b>

Tabelle 6.25: Schubspannungen in XZ-Richtung für Wandpfeiler 1 nach Antwortspektrumverfahren

#### Wandpfeiler 2:

Spannungen in Z. Rächt.									Drucks. (-)	Zugs. (+)
Knotennummer									MITTELW.	MITTELW.
236	235	260	264	244	254	247	274	269		
-4,88	-3,80	-2,35	-1,79	-1,50	-1,24	-0,80	-0,29	0,60	<b>-2,08</b>	<b>0,60</b>

Tabelle 6.26: Spannungen in Z-Richtung für Wandpfeiler 2 nach Antwortspektrumverfahren

**SXZ (Schubspannungen)**

Knotennummer									Richt. (-)
236	235	260	264	244	254	247	274	269	MITTELW.
-0,62	-0,87	-1,17	-1,20	-1,17	-1,07	-0,90	-0,63	-0,46	-0,90

Tabelle 6.27: Schubspannungen in XZ-Richtung für Wandpfeiler 2 nach Antwortspektrumverfahren

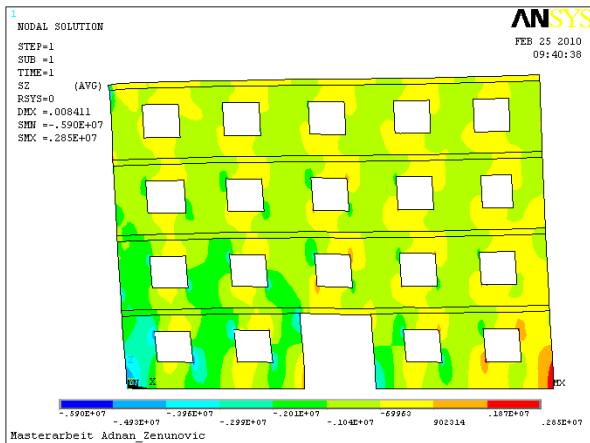


Abbildung 6.25: Spannungen in Z-Richtung nach dem Antwortspektrumverfahren [37]

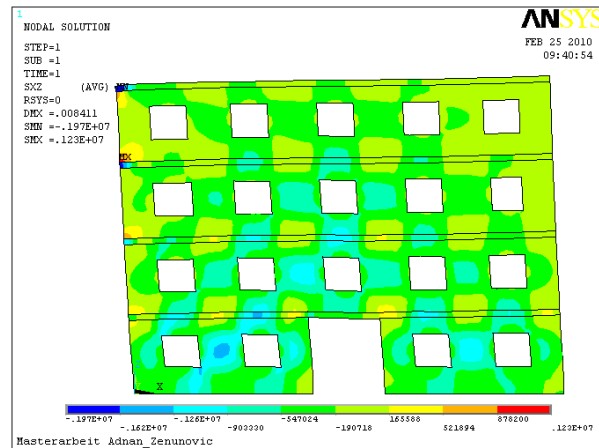


Abbildung 6.26: Schubspannungen in XZ-Richtung nach dem Antwortspektrumverfahren [37]

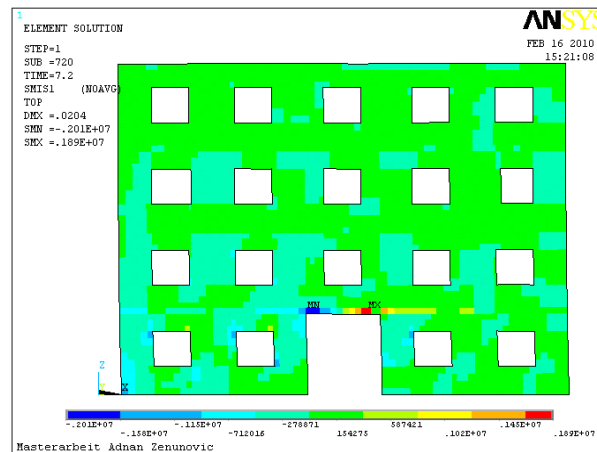


Abbildung 6.27: Erdbebenkräfte ohne Elastomerlager, zufolge des Bodenverschiebungszeitverlaufs „Kalamata“ im Zustand I [37]

Die Erdbebenkraft aus der Zeitverlaufsrechnung wurde nach Abbildung 6.27 ermittelt, wobei die Bestimmung der Kraft mittels numerischer Simulation aus den jeweiligen Decken herangezogen wurde.

Der Vergleich der Spannungsgrößen, sowie der Erdbebenkraft für die ingenieurmäßige Kontrolle der zwei Wandpfeiler ist nachfolgend in Tabelle 6.28 und Tabelle 6.29 abgebildet:

	Zeitverlaufs- Berechnung	Vereinfachtes Antwortspektrum- Verfahren	Antwortsp. zu Zeitverlaufsber. in %
Drucksp. in Z Richtung	-1,63 MN/m <sup>2</sup>	-2,83 MN/m <sup>2</sup>	61 %
Schubsp. in XZ Richtung	-0,5 MN/m <sup>2</sup>	-0,53 MN/m <sup>2</sup>	6 %
Erdbebenkraft	1,62 MN	1,79 MN	11,10%

*Tabelle 6.28: Der Vergleich des Antwortspektrumverfahrens zu Zeitverlaufsberechnung für Wandpfeiler 1*

	Zeitverlaufs- Berechnung	Vereinf. Antwortspektrum- Verfahren	Antwortsp. zu Zeitverlaufsber. in %
Drucksp. in Z Richtung	-1,71 MN/m <sup>2</sup>	-2,08 MN/m <sup>2</sup>	21,6 %
Schubsp. in XZ Richtung	-0,76 MN/m <sup>2</sup>	-0,90 MN/m <sup>2</sup>	18,4 %
Erdbebenkraft	1,62 MN	1,79 MN	11,10%

*Tabelle 6.29: Der Vergleich des Antwortspektrumverfahrens zu Zeitverlaufsberechnung für Wandpfeiler 2*

Nach der Tabelle 6.28 und 6.29 erkennt man, dass die Ergebnisse aus dem vereinfachten Antwortspektrum-Verfahren auf der konservativeren Seite liegen.

Durch die geführte ingenieurmäßige Kontrolle wird der Tragsicherheitsnachweis, mit den Ergebnissen der Spannungsgrößen, aus den Zeitverlaufsberechnungen in dem folgenden Kapitel analysiert.



### 6.5.5 Tragsicherheitsnachweis

Beim Nachweis für Grenzzustand der Tragfähigkeit eines Querschnitts, Bauteils oder einer Verbindung ist gemäß [25] zu zeigen, dass nachfolgende Bedingung eingehalten wird:

$$E_d \leq R_d \quad (6.6)$$

mit

$E_d$  ... Bemessungswert der Auswirkung der Einwirkungen

$R_d$  ... Bemessungswert der zugehörigen Tragfähigkeit

Die Nachweise für die ermittelten Spannungsgrößen werden mittels zwei verschiedener zulässiger Bemessungswerte der zugehörigen Tragfähigkeit gemäß [34] und [28] analysiert:

#### 1. Die zulässigen Bemessungswerte gemäß [34]:

- *zul. Druckspannung:*  $[KZ+Z] = \sigma_{zul.} = 1,2 + 1,6 = 2,8 MN / m^2$  (nach Abschnitt 1.4)
- *zul. Zugspannungen parallel zur Lagerfuge:* Mörtelfest.:  $[KZ+Z]=0,1+0,2 \rightarrow f_{zugfest.} = 0,3 MN/m^2$  (nach Abschnitt 1.7)

#### 2. Die zulässigen Bemessungswerte gemäß [28] :

- *Die zul. Druckspannung* berechnet sich nach [28] :

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (6.7)$$

mit

$f_d$  ... Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerks

$f_k$  ... Charakteristische Druckfestigkeit des Mauerwerks nach Gleichung (6.1)

$\gamma_m$  ... Teilsicherheitsbeiwert, der für außergewöhnliche Kombination nach [25], Abschnitt 9.6(3)  $\gamma_m = 1,50$  beträgt.

Daraus folgt nach Gleichung (6.7), mit der ermittelten charakteristischen Druckfestigkeit  $f_k = 6,01242 MN / m^2$  :

$$\sigma_{zul.} = f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} = \frac{6,01242 MN / m^2}{1,5} = 4,00828 MN / m^2$$

- **Zul. Schubspannungsfestigkeit:**

Die charakteristische Schubspannungsfestigkeit ergibt sich nach [28]:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d \leq 0,065 \cdot f_b \quad (6.8)$$

mit:

- $f_{vk}$  ... Charakteristische Schubfestigkeit des Mauerwerkes
- $f_{vk0}$  ... Charakteristische Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit) von Mauerwerk
- $\sigma_d$  ... Mittlere Normal(Vertikal)spannung
- $f_b$  ... Normierte Steindruckfestigkeit

wobei :

- $f_{vk0} = 0,30 \text{ MN/m}^2$  nach [28], Abschnitt 3.6.2 (7)
- $\sigma_d = 1,05 \text{ MN/m}^2$  ergibt nach dem Pressungsplan (siehe Anhang A)
- $f_b = 15 \text{ MN/m}^2$  siehe Kapitel 6.2

Nach Gleichung (6.8) folgt:

$$f_{vk} = 0,3 + 0,4 \cdot 1,05 \leq 0,065 \cdot 15 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{vk} = 0,72 \leq 0,975 \text{ MN/m}^2$$

Der Bemessungswert der Schubspannungsfestigkeit berechnet sich nach [28]:

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \quad (6.9)$$

Gemäß Gleichung (6.9) ergibt sich:

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_m} = \frac{0,72}{1,5} = 0,48 \text{ MN/m}^2$$

- **Zul. Zugspannungen:**

**Zugspannungen senkrecht zur Lagerfuge** dürfen bei Mauerwerk rechnerisch nicht angesetzt werden. Da Ziegel und Mörtel im Gegensatz zu vielen anderen Wandbaustoffen einen guten Haftverbund haben, können Ziegelwände in einem gewissen Umfang Zugspannungen in vertikaler Richtung aufnehmen. Sie haben also eine Tragreserve, die rechnerisch nicht erfasst wird.

Zugspannungen parallel zur Lagerfuge, also in horizontaler Richtung, dürfen rechnerisch angesetzt werden, die Gemäß [28], Abschnitt 3.6.3 folgt (Zugfestigkeit):

$$[KZ+Z]=0,1+0,1=0,2 \text{ MN/m}^2 \rightarrow f_{\text{zugfest.}} = 0,2 \text{ MN/m}^2$$

Da die Darstellung sämtlicher Bemessungsergebnisse des Wandscheibenmodells aufgrund der großen Datenmenge auf der beigelegten CD ersichtlich ist, wird der Nachweis des Modells mit den maßgebenderen Spannungsgrößen die ermittelt wurden im folgendem ausgeführt, wobei die nicht erfüllten Nachweise in Rot und die erfüllten in Grün dargestellt sind:

- **Nachweisführung für den ungerissenen Zustand ohne Elastomerlager**

- Druckspannungen in Z-Richtung (zum Zeit  $t=7,2 \text{ s}$ ) :

**Wandpfeiler 1 :**

Mittlere Größe:  $1,63 \text{ MN/m}^2$

$1,63 \text{ MN/m}^2 \leq 2,8 \text{ MN/m}^2$  gemäß [34] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 58,2 %**

$1,63 \text{ MN/m}^2 \leq 4,0 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 40,7 %**

Knoten 33:

$3,5 \text{ MN/m}^2 \leq 2,8 \text{ MN/m}^2$  gemäß [34] → **NW nicht erfüllt.**

$3,5 \text{ MN/m}^2 \leq 4,0 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 87,5 %**

Knoten 15:

$2,13 \text{ MN/m}^2 \leq 2,8 \text{ MN/m}^2$  gemäß [34] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 76 %**

$2,13 \text{ MN/m}^2 \leq 4,0 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 54 %**

**Wandpfeiler 2 :**

Mittlere Größe:  $1,71 \text{ MN/m}^2$

$1,71 \text{ MN/m}^2 \leq 2,8 \text{ MN/m}^2$  gemäß [34] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 61,0 %**

$1,71 \text{ MN/m}^2 \leq 4,0 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 42,7 %**

Knoten 236:

$3,8 \text{ MN/m}^2 \leq 2,8 \text{ MN/m}^2$  gemäß [34] → **NW nicht erfüllt.**

$3,8 \text{ MN/m}^2 \leq 4,0 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 95,2 %**

Knoten 235:

$2,91 \text{ MN/m}^2 \leq 2,8 \text{ MN/m}^2$  gemäß [34] → **NW nicht erfüllt.**

$2,91 \text{ MN/m}^2 \leq 4,0 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 72,7 %**

▪  Schubspannungen in XZ-Richtung (zum Zeit  $t=7,2$  s) :

**Wandpfeiler 1 :**

Mittlere Größe:  $0,5 \text{ MN/m}^2$

$0,5 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW nicht erfüllt.**

Knoten 21:

$0,67 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW nicht erfüllt.**

Knoten 15:

$0,67 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW nicht erfüllt.**

**Wandpfeiler 2 (zum Zeit  $t=7,2$  s):**

Mittlere Größe:  $0,76 \text{ MN/m}^2$

$0,76 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW nicht erfüllt.**

Knoten 264:

$0,91 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW nicht erfüllt.**

Knoten 244:

$0,93 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW nicht erfüllt.**

▪  Druckspannungen in X-Richtung:

Vergleicht man die ermittelten Ergebnisse nach dem Kapitel 6.5.3.1.2 mit den zulässigen Bemessungswerten erkennt man, dass alle Tragsicherheitsnachweise für die Druckspannungen in X-Richtung erfüllt sind.

▪  Zugspannungen in X-Richtung:

**Wandpfeiler 1 :**

Mittlere Größe:  $0,09 \text{ MN/m}^2$

$0,09 \text{ MN/m}^2 \leq 0,3 \text{ MN/m}^2$  gemäß [34] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 30 %**

$0,09 \text{ MN/m}^2 \leq 0,2 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 45 %**

**Wandpfeiler 2 :**

Mittlere Größe:  $0,22 \text{ MN/m}^2$

$0,2 \text{ MN/m}^2 \leq 0,3 \text{ MN/m}^2$  gemäß [34] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 66,6 %**

$0,2 \text{ MN/m}^2 \leq 0,2 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt, Ausnutzung: 99,9 %**

Da sich die Spannungsgrößen durch den Einsatz der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen reduzieren, werden die nicht erfüllten Nachweise vom ungerissenen Zustand ohne den Einsatz der Elastomerlager, die vorher ermittelt wurden, für die weitere Bemessung herangezogen.

- **Nachweisführung für den ungerissenen Zustand mit Elastomerlager der IV verschiedenen Varianten**

Die Ergebnisse der Spannungsgrößen werden bei der vierten Variante durch den Einsatz der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen am stärksten reduziert (siehe Ergebnisse nach Kapitel 6.5.3.2.2), die folgendermaßen dargestellt ist:

#### IV. mit Elastomerlager Decke UG+2OG: h=50mm

- Druckspannungen in Z-Richtung (zum Zeit t=7,2 s) :

##### **Wandpfeiler 1:**

Knoten 33:

$1,34 \text{ MN/m}^2 \leq 2,8 \text{ MN/m}^2$  gemäß [34] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 48 %**

##### **Wandpfeiler 2:**

Knoten 236:

$1,3 \text{ MN/m}^2 \leq 2,8 \text{ MN/m}^2$  gemäß [34] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 46 %**

Knoten 235:

$0,95 \text{ MN/m}^2 \leq 2,8 \text{ MN/m}^2$  gemäß [34] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 34 %**

- Schubspannungen in XZ-Richtung (zum Zeit t=7,2 s):

##### **Wandpfeiler 1:**

Mittlere Größe:  $0,24 \text{ MN/m}^2$

$0,24 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 50 %**

Knoten 21:

$0,33 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 69 %**

Knoten 15:

$0,31 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 64 %**

##### **Wandpfeiler 2:**

Mittlere Größe:  $0,38 \text{ MN/m}^2$

$0,38 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 79,2 %**

Knoten 264:

$0,48 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 99,9 %**

Knoten 244:

$0,47 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 98 %**

Alle Nachweise unter den zwei zulässigen Bemessungswerte nach [34] und [28] sind durch den Einsatz der Elastomerlager an der Bodenplatte des Erdgeschoßes und der Decke über dem ersten Obergeschoß mit einer Höhe von h=50mm erfüllt.

- **Nachweisführung für den gerissenen Zustand ohne Elastomerlager:**

- Druckspannungen in Z-Richtung:

**Wandpfeiler 1:**

Mittlere Größe: 1,65 MN/m<sup>2</sup>

1,65 MN/m<sup>2</sup> ≤ 2,8 MN/m<sup>2</sup> gemäß [34] → NW erfüllt. Ausnutzung: 58,9 %

1,65 MN/m<sup>2</sup> ≤ 4,0 MN/m<sup>2</sup> gemäß [28] → NW erfüllt. Ausnutzung: 41,2 %

Knoten 33:

3,32 MN/m<sup>2</sup> ≤ 2,8 MN/m<sup>2</sup> gemäß [34] → NW nicht erfüllt

3,32 MN/m<sup>2</sup> ≤ 4,0 MN/m<sup>2</sup> gemäß [28] → NW erfüllt. Ausnutzung: 83 %

Knoten 15:

2,11 MN/m<sup>2</sup> ≤ 2,8 MN/m<sup>2</sup> gemäß [34] → NW erfüllt. Ausnutzung: 75,3 %

2,11 MN/m<sup>2</sup> ≤ 4,0 MN/m<sup>2</sup> gemäß [28] → NW erfüllt. Ausnutzung: 52,7 %

**Wandpfeiler 2:**

Mittlere Größe: 1,69 MN/m<sup>2</sup>

1,69 MN/m<sup>2</sup> ≤ 2,8 MN/m<sup>2</sup> gemäß [34] → NW erfüllt. Ausnutzung: 60 %

1,69 MN/m<sup>2</sup> ≤ 4,0 MN/m<sup>2</sup> gemäß [28] → NW erfüllt. Ausnutzung: 42 %

Knoten 236:

3,72 MN/m<sup>2</sup> ≤ 2,8 MN/m<sup>2</sup> gemäß [34] → NW nicht erfüllt

3,72 MN/m<sup>2</sup> ≤ 4,0 MN/m<sup>2</sup> gemäß [28] → NW erfüllt. Ausnutzung: 85,5 %

Knoten 235:

2,83 MN/m<sup>2</sup> ≤ 2,8 MN/m<sup>2</sup> gemäß [34] → NW nicht erfüllt

2,83 MN/m<sup>2</sup> ≤ 4,0 MN/m<sup>2</sup> gemäß [28] → NW erfüllt. Ausnutzung: 70,8 %

- Schubspannungen in XZ-Richtung (zum Zeit t=7,2 s) :

**Wandpfeiler 1:**

Mittlere Größe: 0,41 MN/m<sup>2</sup>

0,57 MN/m<sup>2</sup> ≤ 0,48 MN/m<sup>2</sup> gemäß [28] → NW nicht erfüllt

Knoten 21:

0,77 MN/m<sup>2</sup> ≤ 0,48 MN/m<sup>2</sup> gemäß [28] → NW nicht erfüllt

Knoten 15:

0,78 MN/m<sup>2</sup> ≤ 0,48 MN/m<sup>2</sup> gemäß [28] → NW nicht erfüllt

**Wandpfeiler 2:**

Mittlere Größe:  $0,82 \text{ MN/m}^2$

$0,82 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW nicht erfüllt**

Knoten 264:

$0,98 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW nicht erfüllt**

Knoten 244:

$0,98 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW nicht erfüllt**

▪ Druck- und Zugspannungen in X-Richtung (zum Zeit  $t=7,2 \text{ s}$ ):

Vergleicht man die ermittelten Ergebnisse nach dem Kapitel 6.5.3.2.2 mit den zulässigen Bemessungswerten (siehe Kapitel?) erkennt man, dass alle Tragsicherheitsnachweise für die Druck-, sowie Zugspannungen in X-Richtung erfüllt sind.

• **Nachweisführung für den gerissenen Zustand mit Elastomerlager an der Decke UG und der Decke über 1OG (IV Variante)**

**IV. mit Elastomerlager Decke UG+2OG:  $h=50\text{mm}$**

▪ Druckspannungen in Z-Richtung (zum Zeit  $t=7,2 \text{ s}$ ):

**Wandpfeiler 1:**

Knoten 33:

$1,31 \text{ MN/m}^2 \leq 2,8 \text{ MN/m}^2$  gemäß [34] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 46,7 %**

**Wandpfeiler 2:**

Knoten 236:

$1,29 \text{ MN/m}^2 \leq 2,8 \text{ MN/m}^2$  gemäß [34] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 46 %**

Knoten 235:

$0,94 \text{ MN/m}^2 \leq 2,8 \text{ MN/m}^2$  gemäß [34] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 33,5 %**

▪ Nachweisführung für Schubspannungen in XZ-Richtung:

**Wandpfeiler 1:**

Mittlere Größe:  $0,27 \text{ MN/m}^2$

$0,27 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 56,2 %**

Knoten 21:

$0,37 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 77 %**

Knoten 15:

$0,33 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 68,8 %**

**Wandpfeiler 2:**

Mittlere Größe: 0,40 MN/m<sup>2</sup>

0,40 MN/m<sup>2</sup> ≤ 0,48 MN/m<sup>2</sup> gemäß [28] → NW erfüllt. Ausnutzung: 83,3 %

Knoten 264:

0,51 MN/m<sup>2</sup> ≤ 0,48 MN/m<sup>2</sup> gemäß [28] → NW nicht erfüllt.

Knoten 244:

0,50 MN/m<sup>2</sup> ≤ 0,48 MN/m<sup>2</sup> gemäß [28] → NW nicht erfüllt.

Aus den geführten Nachweisen der Schubspannungen in XZ-Richtung ist zu erkennen dass für den Wandpfeiler 2 der Knoten 264 und Knoten 244 durch den Einsatz der Elastomerlager nicht erfüllt wird, und zwar um 5% wird der zulässige Bemessungswert überschritten.



## 6.6 Hochbaumodell mit Finiten Elementen

Das Modell besteht aus Schalen- und Linienelementen, wobei es in Summe 8 035 Elemente besitzt. Um die Rechenzeit für die Zeitverlaufsanalyse in annehmbaren Grenzen zu halten, wurde für das 3D Modell eine Netzweite von 0,8 m gewählt.

Als Randbedingung wurde eine volle Einspannung im Bereich des Erdgeschoßniveaus angenommen.

Es wurde der Schalenelement SHELL 63 gewählt, welche im Stande ist sowohl Biege- als auch Membran-Kräfte aufzunehmen (siehe Abbildung 6.28). Das gewählte Element kann sowohl Querkräfte als auch in der Scheibenebene wirkende Normalkräfte berücksichtigen.

Des Weiteren verfügt das Element über sechs Freiheitsgrade (3 translatorische sowie 3 rotatorische).

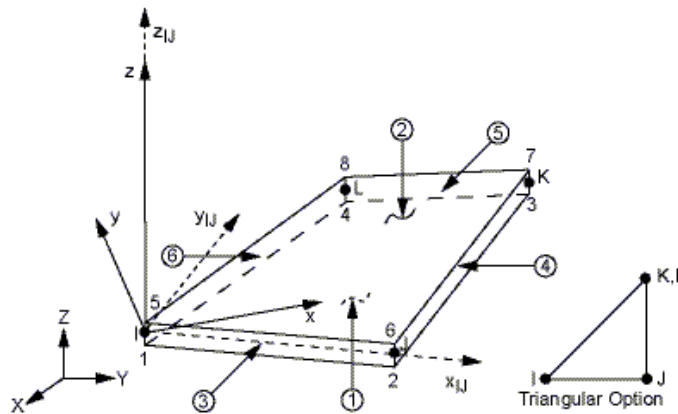


Abbildung 6.28: SHELL 63 (Schalenelement) [37]

Die Baustoffeigenschaften des unbewehrten Mauerwerks wurden vereinfacht als homogenes isotropes Material mit den Materialparametern modelliert.

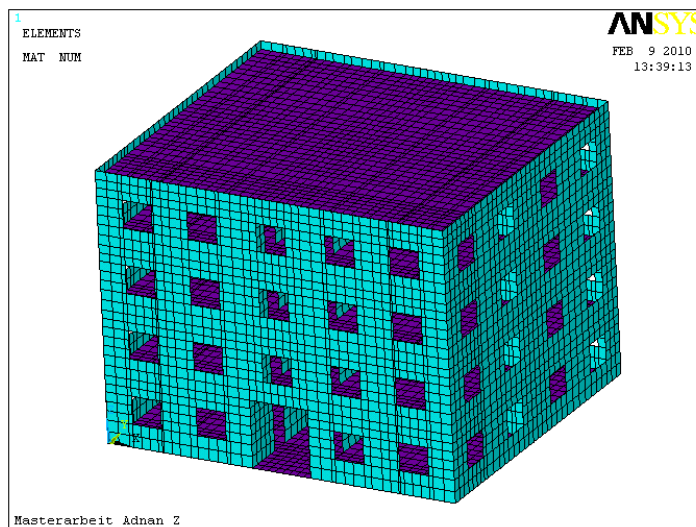


Abbildung 6.29: Finite Elemente Modell vom Hochbau mit 8.035 Elementen [37]

### 6.6.1 Statische Analyse

Es wurde die Kombination der Erdbebeneinwirkung mit anderen Einwirkungen für die Bemessungssituation bei Erdbeben mittels der Kombinationsregel nach der Gleichung (6.3) berechnet.

Vorerst wurde eine statische Analyse durchgeführt, wobei lediglich die Gewichtslasten mit der Erdbeschleunigung  $g=9,81 \text{ m/s}^2$  angesetzt wurden.

Die Ergebnisse dieser Berechnung sind nachfolgend in Abbildung 6.30 dargestellt.

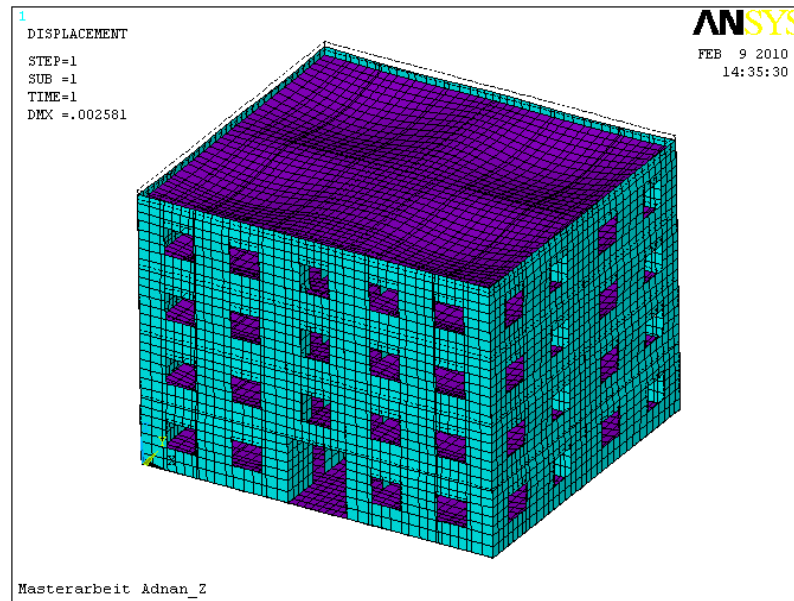


Abbildung 6.30: Errechnete Verformung im Zustand I in vertikaler Richtung  $u_z=2,58 \text{ mm}$  - Hochbaumodell [37]

### 6.6.2 Modale Analyse

Es werden die Eigenfrequenzen und Eigenformen für den ungerissenen (Zustand I) als auch für den gerissenen Zustand (Zustand II) mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager ermittelt.

Die ersten vier globalen Eigenformen (Eigenmodes) mit und ohne den Einsatz der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen sind in den ermittelten Tabellen für den ungerissenen, sowie gerissenen Zustand zu entnehmen.

Die Eigenfrequenzen werden mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager bestimmt und mit dem elastischen Antwortspektrum aus [25] verglichen (Verschiebung der maßgeblichen Modalbeiträge innerhalb des Spektrums).

Während Eigenform 1, Eigenform 2 und Eigenform 4 die Biegeeigenformen nach der folgend ermittelten Tabellen darstellen, wird die dritte Eigenform klar von der Torsionsschwingung dominiert.

### 6.6.2.1 Modale Analyse für den ungerissenen Zustand

Nachdem das Modell einer modalen Analyse unterzogen wurde, sind die errechneten Eigenfrequenzen folgendermaßen bestimmt worden:

		Frequenz (Hz)	Period (s)	Eigenformen	
1	Eigenfrequenz	6,6	0,1515	X	Richt.
2	Eigenfrequenz	7,3	0,137	Y	Richt.
3	Eigenfrequenz	9,2	0,1087	Torsionseig.	
4	Eigenfrequenz	11,9	0,084	Z	Richt.
5	Eigenfrequenz	12,4	0,0806	Z	Richt.
6	Eigenfrequenz	12,6	0,0794	Z	Richt.
7	Eigenfrequenz	12,8	0,0781	Z	Richt.
8	Eigenfrequenz	12,8	0,0781	Z	Richt.
9	Eigenfrequenz	12,9	0,0775	Z	Richt.
10	Eigenfrequenz	13,3	0,0752	Z	Richt.
11	Eigenfrequenz	13,7	0,073	Z	Richt.
12	Eigenfrequenz	14,5	0,069	Z	Richt.
13	Eigenfrequenz	14,7	0,068	Z	Richt.
14	Eigenfrequenz	15	0,0667	Z	Richt.
15	Eigenfrequenz	15,1	0,0662	Z	Richt.
16	Eigenfrequenz	15,4	0,0649	Z	Richt.
17	Eigenfrequenz	15,6	0,0641	Z	Richt.
18	Eigenfrequenz	15,9	0,0629	Z	Richt.

lokale  
EG

Tabelle 6.30: Die Eigenfrequenzen ohne Elastomerlager im Zustand I - Hochbaumodell

Hierbei erkennt man, dass die ersten vier globalen Eigenformen nach der Tabelle 6.30 dargestellt sind. Dabei ist zu erwähnen, dass viele Eigenformen dazwischen nur einen geringen Anteil beitragen, da es sich teilweise um lokale Eigenformen (beispielsweise einzelner Decken oder Wände) handelt.

Die Darstellung der vier globalen Eigenformen (Eigenmodes) ohne den Einsatz der Elastomerlager im gerissenen Zustand ist der beigelegten CD zu entnehmen.

### 6.6.2.2 Modale Analyse für den ungerissenen Zustand mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager

Nachdem das Modell einer modalen Analyse unterzogen wurde, sind die errechneten Eigenfrequenzen mit und ohne den Einsatz der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen mit sechs unterschiedlichen Varianten (an der Decke UG und Decke UG+Dü1OG) der verschiedenen Höhen folgendermaßen dargestellt:

#### I. Variante:

		Frequenz (Hz)	Period (s)	Eigenformen	
1	Eigenfrequenz	4,8	0,2083	X	Richt.
2	Eigenfrequenz	5	0,2	Y	Richt.
3	Eigenfrequenz	7,4	0,1351	Torsionseig.	
4	Eigenfrequenz	10,6	0,0943	Z	Richt.

Tabelle 6.31: Die Eigenfrequenzen im Zustand I mit Elastomerlager ( $h=25\text{mm}$ ) an der Decke UG - Hochbaumodell

#### II. Variante:

		Frequenz (Hz)	Period (s)	Eigenformen	
1	Eigenfrequenz	4,3	0,2326	X	Richt.
2	Eigenfrequenz	4,5	0,2222	Y	Richt.
3	Eigenfrequenz	7	0,1429	Torsionseig.	
4	Eigenfrequenz	9,5	0,1053	Z	Richt.

Tabelle 6.32: Die Eigenfrequenzen im Zustand I mit Elastomerlager ( $h=37,5\text{mm}$ ) an der Decke UG - Hochbaumodell

#### III. Variante:

		Frequenz (Hz)	Period (s)	Eigenformen	
1	Eigenfrequenz	3,9	0,2564	X	Richt.
2	Eigenfrequenz	4	0,25	Y	Richt.
3	Eigenfrequenz	6,6	0,1538	Torsionseig.	
4	Eigenfrequenz	8,5	0,1176	Z	Richt.

Tabelle 6.33: Die Eigenfrequenzen im Zustand I mit Elastomerlager ( $h=50\text{mm}$ ) an der Decke UG - Hochbaumodell

**IV. Variante:**

		Frequenz (Hz)	Period (s)	Eigenformen
1	Eigenfrequenz	4,5	0,2222	X Richt.
2	Eigenfrequenz	4,6	0,2174	Y Richt.
3	Eigenfrequenz	6,8	0,1471	Torsionseig.
4	Eigenfrequenz	9,4	0,1064	Z Richt.

Tabelle 6.34: Die Eigenfrequenzen im Zustand I mit Elastomerlager ( $h=25\text{mm}$ ) an der Decke UG+ Dü 1OG - Hochbaumodell

**V. Variante:**

		Frequenz (Hz)	Period (s)	Eigenformen
1	Eigenfrequenz	4	0,25	X Richt.
2	Eigenfrequenz	4,1	0,2439	Y Richt.
3	Eigenfrequenz	6,3	0,1587	Torsionseig.
4	Eigenfrequenz	8,2	0,122	Z Richt.

Tabelle 6.35: Die Eigenfrequenzen im Zustand I mit Elastomerlager ( $h=37,5\text{mm}$ ) an der Decke UG+ Dü 1OG - Hochbaumodell

**VI. Variante:**

		Frequenz (Hz)	Period (s)	Eigenformen
1	Eigenfrequenz	3,6	0,2778	X Richt.
2	Eigenfrequenz	3,7	0,2703	Y Richt.
3	Eigenfrequenz	5,8	0,1724	Torsionseig.
4	Eigenfrequenz	7,3	0,137	Z Richt.

Tabelle 6.36: Die Eigenfrequenzen im Zustand I mit Elastomerlager ( $h=50\text{mm}$ ) an der Decke UG+ Dü 1OG – Hochbaumodell

In der beigelegten CD werden die vier ermittelten Eigenformen der sechs Varianten durch den Einsatz der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen gezeigt.

Vergleicht man die Eigenfrequenzen durch den Einsatz der Elastomerlager mit den zwei Kombinationen an Decken (Decke UG und Decke UG+Dü1OG) erkennt man, dass an der Kombination - Decke UG+Dü1OG  $h=50\text{mm}$  die größte Reduktion liegt.

Nach der Tabelle 6.36 werden die Eigenfrequenzen durch den Einsatz der Elastomerlager an der Bodenplatte des Untergeschsses, sowie der Decke über dem ersten Obergeschoß ( $h=50\text{mm}$ ) im Vergleich ohne den Einsatz der Elastomerlager um 56 % reduziert.

### 6.6.2.3 Modale Analyse für den gerissenen Zustand

Die errechneten Eigenfrequenzen sind folgend dargestellt:

		Frequenz (Hz)	Period (s)	Eigenformen		
1	Eigenfrequenz	4,7	0,2128	X	Richt.	lokale EG
2	Eigenfrequenz	5,3	0,1887	Y	Richt.	
3	Eigenfrequenz	6,6	0,1515	Torsionseig.		
4	Eigenfrequenz	11	0,0909	Z	Richt.	
5	Eigenfrequenz	11,03	0,0907	Z	Richt.	
6	Eigenfrequenz	11,2	0,0893	Z	Richt.	
7	Eigenfrequenz	11,5	0,087	Z	Richt.	
8	Eigenfrequenz	11,8	0,0847	Z	Richt.	
9	Eigenfrequenz	12,1	0,0826	Z	Richt.	
10	Eigenfrequenz	12,1	0,0826	Z	Richt.	

Tabelle 6.37: Die Eigenfrequenzen im Zustand II ohne Elastomerlager - Hochbaumodell

Wie im Kapitel 6.6.2.1 schon erwähnt wurde, sind die ersten vier globalen Eigenformen dargestellt die nach der Tabelle 6.37 ersichtlich sind, und dass viele Eigenformen dazwischen nur einen geringen Anteil beitragen, da es sich teilweise um lokale Eigenformen (beispielweise einzelner Decken oder Wände) handelt.

Die Darstellung der vier globalen Eigenformen (Eigenmodes) ohne den Einsatz der Elastomerlager im gerissenen Zustand ist der beigelegten CD zu entnehmen.

### 6.6.2.4 Modale Analyse für den gerissenen Zustand mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager

Erechnete Eigenfrequenzen mit und ohne den Einsatz der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen der sechs unterschiedlichen Varianten (an der Decke UG und Decke UG+Dü10G) mittels numerischer Simulation sind folgendermaßen bestimmt worden:

#### I. Variante:

		Frequenz (Hz)	Period (s)	Eigenformen
1	Eigenfrequenz	3,8	0,2632	X Richt.
2	Eigenfrequenz	4	0,25	Y Richt.
3	Eigenfrequenz	5,4	0,1852	Torsionseig.
4	Eigenfrequenz	9,3	0,1075	Z Richt.

Tabelle 6.38: Die Eigenfrequenzen im Zustand II mit Elastomerlager ( $h=25\text{mm}$ ) an der Decke UG - Hochbaumodell

#### II. Variante:

		Frequenz (Hz)	Period (s)	Eigenformen
1	Eigenfrequenz	3,5	0,2857	X Richt.
2	Eigenfrequenz	3,7	0,2703	Y Richt.
3	Eigenfrequenz	5,3	0,1887	Torsionseig.
4	Eigenfrequenz	8,5	0,1176	Z Richt.

Tabelle 6.39: Die Eigenfrequenzen im Zustand II mit Elastomerlager ( $h=37,5\text{mm}$ ) an der Decke UG - Hochbaumodell

#### III. Variante:

		Frequenz (Hz)	Period (s)	Eigenformen
1	Eigenfrequenz	3,3	0,303	X Richt.
2	Eigenfrequenz	3,4	0,2941	Y Richt.
3	Eigenfrequenz	5	0,2	Torsionseig.
4	Eigenfrequenz	7,8	0,1282	Z Richt.

Tabelle 6.40: Die Eigenfrequenzen im Zustand II mit Elastomerlager ( $h=50\text{mm}$ ) an der Decke UG – Hochbaumodell

**IV. Variante:**

		Frequenz (Hz)	Period (s)	Eigenformen
1	Eigenfrequenz	3,6	0,2778	X Richt.
2	Eigenfrequenz	3,7	0,2703	Y Richt.
3	Eigenfrequenz	5,1	0,1961	Torsionseig.
4	Eigenfrequenz	8,4	0,119	Z Richt.

Tabelle 6.41: Die Eigenfrequenzen im Zustand II mit Elastomerlager ( $h=25\text{mm}$ ) an der Decke UG+ Dü1OG - Hochbaumodell

**V. Variante:**

		Frequenz (Hz)	Period (s)	Eigenformen
1	Eigenfrequenz	3,3	0,303	X Richt.
2	Eigenfrequenz	3,4	0,2941	Y Richt.
3	Eigenfrequenz	4,8	0,2083	Torsionseig.
4	Eigenfrequenz	7,5	0,1333	Z Richt.

Tabelle 6.42: Die Eigenfrequenzen im Zustand II mit Elastomerlager ( $h=37,5\text{mm}$ ) an der Decke UG+ Dü1OG - Hochbaumodell

**VI. Variante:**

		Frequenz (Hz)	Period (s)	Eigenformen
1	Eigenfrequenz	3,1	0,3226	X Richt.
2	Eigenfrequenz	3,2	0,3125	Y Richt.
3	Eigenfrequenz	4,6	0,2174	Torsionseig.
4	Eigenfrequenz	6,8	0,1471	Z Richt.

Tabelle 6.43: Die Eigenfrequenzen im Zustand II mit Elastomerlager ( $h=50\text{mm}$ ) an der Decke UG+ Dü1OG - Hochbaumodell

In der beigelegten CD werden die vier ermittelten Eigenformen der sechs Varianten durch den Einsatz der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen gezeigt.

Wie auch im ungerissenen Zustand, liegt die größte Reduktion der Eigenfrequenzen in der sechsten Variante, in der die Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen an der Bodenplatte des Untergeschosses, sowie der Decke über dem ersten Obergeschoß eingebaut werden.



### 6.6.2.5 Vergleich der Eigenfrequenzen mit und ohne Elastomerlager mit dem elastischen Antwortspektrum

Es werden die Eigenfrequenzen im gerissenen Zustand mit und ohne den Einsatz der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen mit dem elastischen Antwortspektrum-Verfahren nach [25] verglichen, da die des gerissenen Zustands die maßgebenderen für den Vergleich sind als die des ungerissenen Zustands.

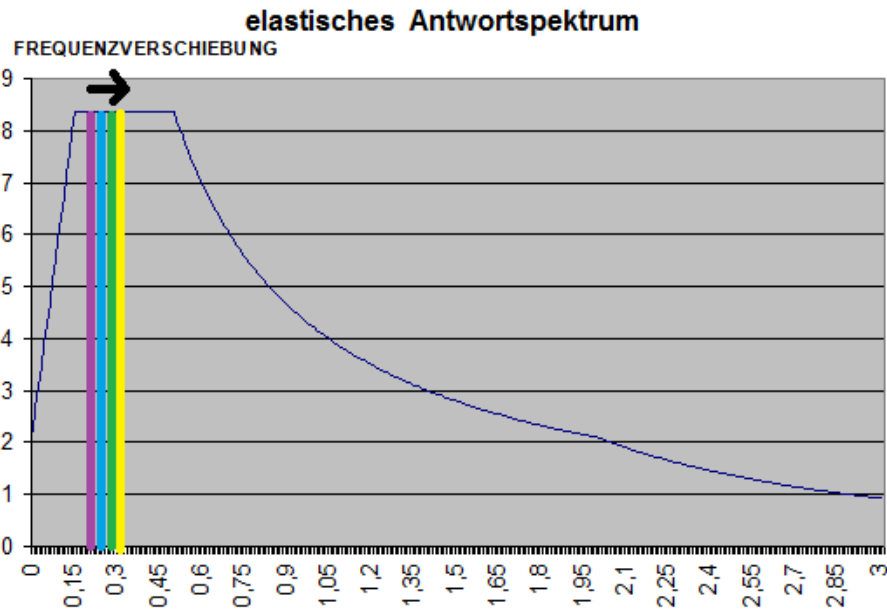


Abbildung 6.31: Verschiebung der maßgeblichen Modalbeiträge innerhalb des Spektrums durch den Einsatz der Elastomerlager an der Decke UG im Zustand II

	ohne Elastomerlager ( $T_1=0,213$ s)
	mit Elastomerlager $h=37,5$ mm ; Decke UG ( $T_1=0,263$ s)
	mit Elastomerlager $h=37,5$ mm ; Decke UG ( $T_1=0,285$ s)
	mit Elastomerlager $h=50$ mm ; Decke UG ( $T_1=0,3$ s)

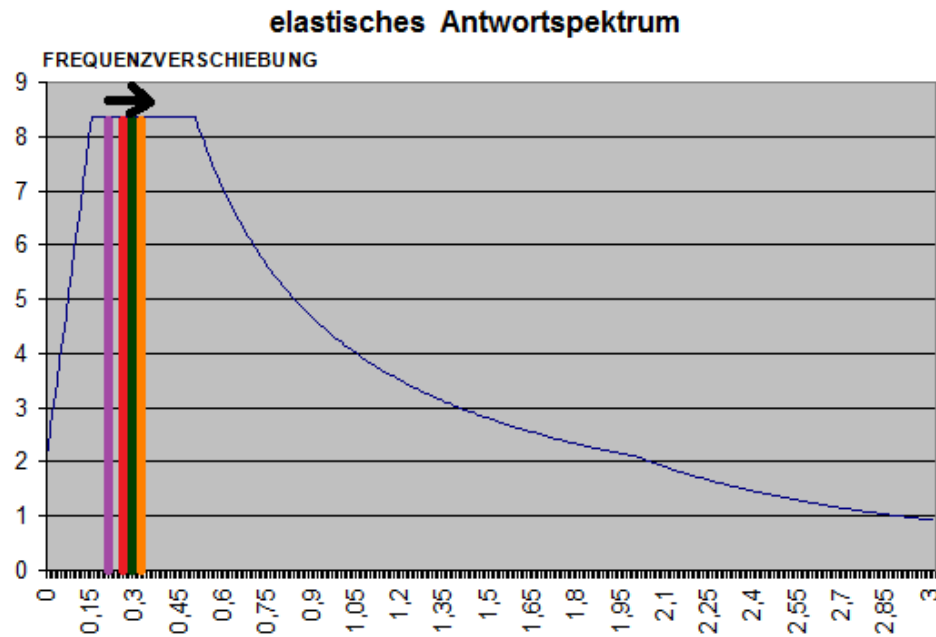


Abbildung 6.32: Verschiebung der maßgeblichen Modalbeiträge innerhalb des Spektrums durch den Einsatz der Elastomerlager an der Decke UG+Dü 1OG im Zustand II

	ohne Elastomerlager ( $T_1=0,213$ s)
	mit Elastom. $h=25$ mm ; Decke UG + Dü 1OG ( $T_1=0,278$ s)
	mit Elastom. $h=37,5$ mm ; Decke UG + Dü 1OG ( $T_1=0,3$ s)
	mit Elastom. $h=50$ mm ; Decke UG + Dü 1OG ( $T_1=0,33$ s)

Durch die Frequenzverschiebung nach Abbildung 6.31 und Abbildung 6.32 erkennt man, dass sich die Modalbeiträge in dem Plateaubereich befinden, wo sich die Erdbebenkraft nicht verringert.

### 6.6.3 Zeitverlaufsberechnung

Die Zeitverlaufsberechnung für das Räumliche Modell (3D Modell) wurde in der X-Richtung, sowie in der Y-Richtung mit der ungünstigsten Bodenverschiebungszeitverlauf durchgeführt.

Der ungünstigste Bodenverschiebungszeitverlauf („Kalamata“) wurde aus der Zeitverlaufsberechnung des Wandscheibenmodells herangezogen.

Unter den Kombinationseinwirkungen nach den Gleichungen (5.21) und (5.22), wo die Überlagerung der horizontalen Erdbebeneinwirkung in X-Richtung, sowie Y-Richtung folgt, wird die maßgebendere Kombination ausgewählt, die für den Tragsicherheitsnachweis geführt wird.

#### 6.6.3.1 Zeitverlaufsberechnung für den ungerissenen Zustand mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager

Durch den ungünstigsten Bodenverschiebungszeitverlauf „Kalamata“ wird die transiente Berechnung an das 3D-Hochbaumodell mittels numerischer Simulation durchgeführt.

Es wurde an die zwei Wandpfeiler (wie auch beim Wandscheibenmodell) die Spannungsanalyse mit der Zeitverlaufsberechnung erläutert, die folgendermaßen dargestellt ist:

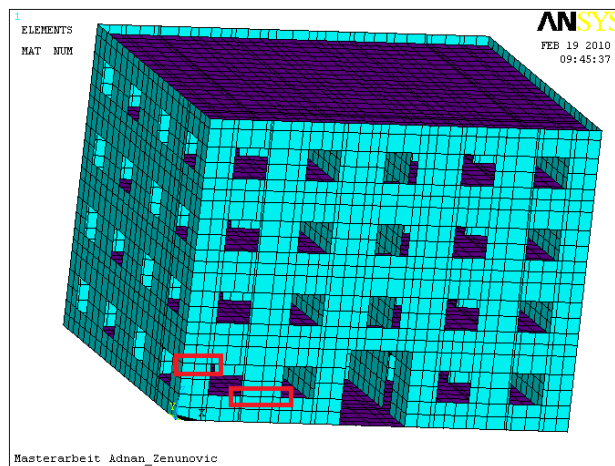


Abbildung 6.33: Wandpfeiler 1 und Wandpfeiler 2 der ungünstigsten Knotenreihe

Die größten auftretenden Spannungsgrößen in den zwei Wandpfeilern der verschiedenen Knotennummern mittels numerischer Simulation, treten zum Zeit:  $t=7,17$  s,  $t=7,2$  s auf.

Für die Auswahl der ungünstigsten Knotenreihe von den Wandpfeilern 1 und 2 sind die Spannungsgrößen aus der Zeitverlaufsberechnung der verschiedenen Knotenreihenfolge mittels numerischer Simulation verglichen worden, wo die ungünstigsten Knotenreihen für den Wandpfeiler 1 und Wandpfeiler 2 in der Abbildung 6.34 und Abbildung 6.35 dargestellt sind.

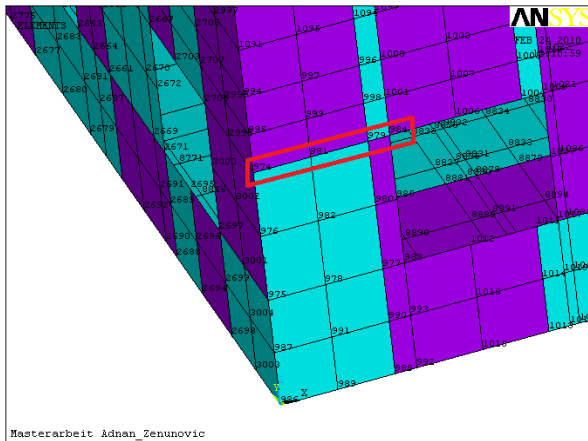


Abbildung 6.34: (Obere) Knotenreihe für Pfeiler 1

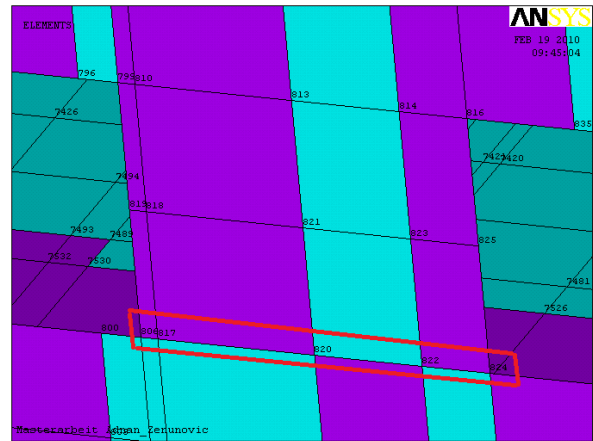


Abbildung 6.35: (Untere) Knotenreihe für Pfeiler 2

Abbildung 6.34 zeigt die Obere (ungünstigere) Knotenreihe für Wandpfeiler 1, die folgende Knotennummer nach FE-Modellierung besitzt: **974,981,979,984**.

Wobei Abbildung 6.35 die untere (ungünstigere) Knotenreihe für Wandpfeiler 2 darstellt, die folgende Knotennummer nach FE-Modellierung besitzt: **806,817,820,824**.

Die Spannungsanalyse wird für die zwei Wandpfeiler nach dieser Knotennummer ermittelt.

### 6.6.3.1.1 Verformungsgrößen

Es werden die Verformungen der 3339 Zeitschritte ( $t=33,39$  s) aus den ungünstigsten Bodenverschiebungszeitverlauf „Kalamata“ mittels FE-Simulation in X-Richtung, sowie in Y-Richtung nach Gleichung (6.5) ausgeführt.

a) Die größte Verformung ohne den Einsatz der Elastomerlager ergibt sich zum Zeit  $t=7,39$  s :

- in X-Richtung (siehe Abbildung 6.36)  $U_{sum} = \underline{56,56 \text{ mm}}$
- in Y-Richtung (siehe Abbildung 6.37)  $U_{sum} = \underline{56,3 \text{ mm}}$

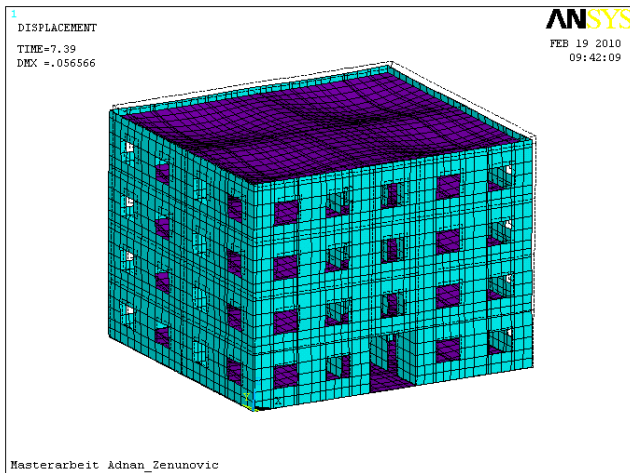


Abbildung 6.36: Die ungünstigste Verformung in X-Richtung ( $u_{sum}=56,56\text{mm}$ ) ohne Elastomerlager im Zustand I zum Zeit  $t=7,39\text{ s}$  - Hochbaumodell

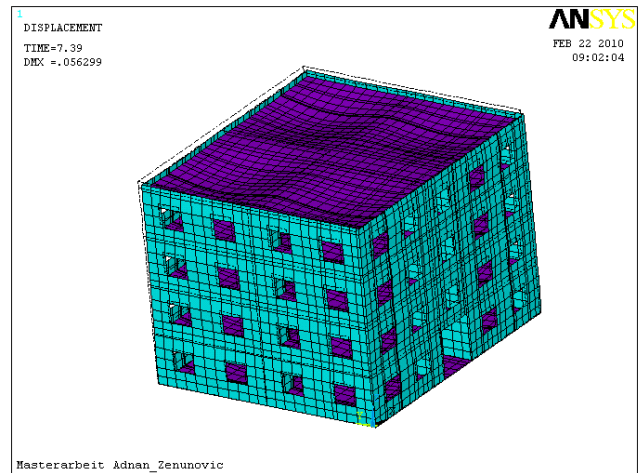


Abbildung 6.37: Die ungünstigste Verformung in Y-Richtung ( $u_{sum}=56,3\text{mm}$ ) ohne Elastomerlager im Zustand I zum Zeit  $t=7,39\text{ s}$  - Hochbaumodell

b) Die größte Verformung durch den Einsatz der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen an der Bodenplatte der Untergeschosses, sowie der Decke über dem ersten Obergeschoß (Decke UG und der Decke über 1OG) mit einer Höhe von  $h=50\text{mm}$  zum Zeit  $t=7,39\text{ s}$  ergibt :

- in X-Richtung (siehe Abbildung 6.38)
- in Y-Richtung siehe Abbildung 6.39)

$U_{sum} = \underline{59,72\text{ mm}}$

$U_{sum} = \underline{59,5\text{ mm}}$

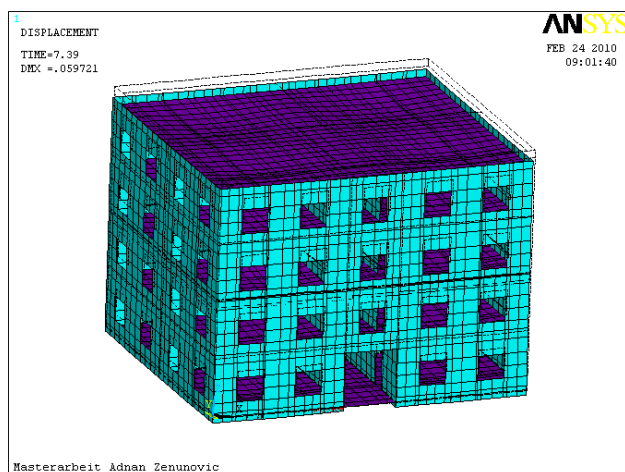


Abbildung 6.38: Die ungünstigste Verformung in X-Richtung ( $u_{sum}=59,72\text{mm}$ ) mit Elastomerlager an der Decke UG+1OG ( $h=50\text{mm}$ ) im Zustand I zum Zeit  $t=7,39\text{ s}$  – Hochbaumodell

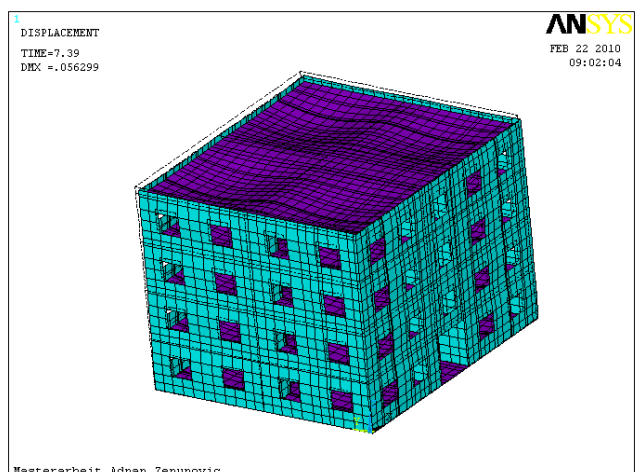


Abbildung 6.39: Die ungünstigste Verformung in Y-Richtung ( $u_{sum}=59,5\text{mm}$ ) mit Elastomerlager an der Decke UG+1OG ( $h=50\text{mm}$ ) im Zustand I zum Zeit  $t=7,39\text{ s}$  – Hochbaumodell

### 6.6.3.1.2 Spannungsgrößen

Die ermittelten Ergebnisse der Spannungsgrößen ohne und durch den Einsatz der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen an der Decke des Untergeschosses und der Decke über dem ersten Obergeschoss (Decke UG+Dü1OG) zufolge des Erdbebens in X-Richtung, sowie in Y-Richtung für die zwei Wandpfeiler sind folgend dargestellt, wo die größten Spannungswerte zum Zeit  $t=7,2$  s auftreten<sup>11</sup>.

#### a) Ohne Elastomerlager ,zufolge Erdbeben in X-Richtung:

Für den **Wandpfeiler 1** ergibt sich für die ungünstigste Knotenreihe:

- ein Mittelwert der Druckspannung in Z-Richtung von: **-1,43 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Schubspannung in (-) Richtung von: **-0,62 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Druckspannung in X-Richtung von: **-0,83 MN/m<sup>2</sup>**

Für den **Wandpfeiler 2** ergibt sich für die ungünstigste Knotenreihe:

- ein Mittelwert der Druckspannung in Z-Richtung von: **-1,44 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von: **+ 0,87 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Schubspannung in (-) Richtung von: **-0,81 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Druckspannung in X-Richtung von: **-0,99 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von : **+ 0,46 MN/m<sup>2</sup>**

#### b) Ohne Elastomerlager, zufolge Erdbeben in Y-Richtung:

Für den **Wandpfeiler 1** ergibt sich für die ungünstigste Knotenreihe:

- ein Mittelwert der Druckspannung in Z-Richtung von: **-1,05 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Schubspannung in (-) Richtung von: **-0,12 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von : **+ 0,25 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Zugspannung in X-Richtung von: **+ 0,09 MN/m<sup>2</sup>**

Für den **Wandpfeiler 2** ergibt sich für die ungünstigste Knotenreihe:

- ein Mittelwert der Druckspannung in Z-Richtung von: **-1,11 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Schubspannung in (-) Richtung von: **-0,20 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von : **+ 0,10 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Druckspannung in X-Richtung von: **-0,18 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von : **+ 0,13 MN/m<sup>2</sup>**

<sup>11</sup> Die ermittelten Ergebnisse können der beigelegten CD entnommen werden.

**a) mit Elastomerlager (h=50mm) an der Decke UG und der Decke über 1OG, zufolge Erdbeben in X-Richtung:**

Für den **Wandpfeiler 1** ergibt sich für die ungünstigste Knotenreihe:

- ein Mittelwert der Druckspannung in Z-Richtung von: **-0,82 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Schubspannung in (-) Richtung von: **-0,42 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Druckspannung in X-Richtung von: **-0,72 MN/m<sup>2</sup>**

Für den **Wandpfeiler 2** ergibt sich für die ungünstigste Knotenreihe:

- ein Mittelwert der Druckspannung in Z-Richtung von: **-0,71 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von : **+ 0,53 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Schubspannung in (-) Richt. von: **-0,63 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Zugspannung in X-Richtung von: **-0,83 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von : **+ 0,27 MN/m<sup>2</sup>**

**b) mit Elastomerlager (h=50mm) an der Decke UG und der Decke über 1OG, zufolge Erdbeben in Y-Richtung:**

Für den **Wandpfeiler 1** ergibt sich für die ungünstigste Knotenreihe:

- ein Mittelwert der Druckspannung in Z-Richtung von: **-0,95 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Schubspannung in (-) Richtung von: **-0,19 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Schubspannung in (+) Richt. von : **+ 0,19 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Druckspannung in X-Richtung von: **-0,15 MN/m<sup>2</sup>**

Für den **Wandpfeiler 2** ergibt sich für die ungünstigste Knotenreihe:

- ein Mittelwert der Druckspannung in Z-Richtung von: **-0,71 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Schubspannung in (-) Richtung von: **-0,16 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von : **+ 0,23 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Zugspannung in X-Richtung von: **-0,37 MN/m<sup>2</sup>**

### 6.6.4 Tragsicherheitsnachweis

Der Tragsicherheitsnachweis wird nach Gleichung (6.6) geführt.

Die zulässigen Bemessungswerte für die Schubspannungsfestigkeit und Druckspannungsfestigkeit sind in den **Kapitel 6.5.5** ermittelt worden, die für die geführten Nachweise eingesetzt werden.

Die zwei Kombinationseinwirkungen, die zufolge des Erdbebens in X-Richtung und Y-Richtung überlagert werden, ergeben sich aus Gleichung (5.21) und Gleichung (5.22):

$$\text{a) } E_{Edx} + 0,3 \cdot E_{Edy}$$

$$\text{b) } 0,3 \cdot E_{Edx} + E_{Edy}$$

Die maßgebendere Kombinationseinwirkung ist die aus der Gleichung (5.21) a), weil die Spannungsgrößen zufolge des Erdbebens in X-Richtung die größeren sind als die Spannungsgrößen zufolge des Erdbebens in Y-Richtung<sup>12</sup>.

Damit wird die maßgebendere Kombinationseinwirkung aus der Gleichung (5.21) a) mit den zulässigen Bemessungswerten die in dem Kapitel 6.5.5 ermittelt wurden folgend nachgewiesen.

- **Nachweisführung für den ungerissenen Zustand ohne Elastomerlager :**

Die maßgebendere Kombination aus Gleichung (5.21) :  $E_{Edx} + 0,3 \cdot E_{Edy}$

- Druckspannungen in Z-Richtung (zum Zeit  $t=7,2$  s) :

#### **Wandpfeiler 1:**

Mittlere Größe :  $1,43 + (0,3 \cdot 1,05) = 1,72 \text{ MN/m}^2$

$1,72 \text{ MN/m}^2 \leq 2,8 \text{ MN/m}^2$  gemäß [34] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 61 %**

$1,72 \text{ MN/m}^2 \leq 4,0 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 43 %**

Knoten **984**:  $2,55 + (0,3 \cdot 1,20) = 2,91 \text{ MN/m}^2$

$2,91 \text{ MN/m}^2 \leq 2,8 \text{ MN/m}^2$  gemäß [34] → **NW nicht erfüllt.**

$2,91 \text{ MN/m}^2 \leq 4,0 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt! Ausnutzung: 72 %**

#### **Wandpfeiler 2:**

Mittlere Größe:  $1,44 + (0,3 \cdot 1,11) = 1,77 \text{ MN/m}^2$

$1,77 \text{ MN/m}^2 \leq 2,8 \text{ MN/m}^2$  gemäß [34] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 62 %**

$1,77 \text{ MN/m}^2 \leq 4,0 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 44 %**

Knoten **806**:  $2,89 + (0,3 \cdot 1,29) = 3,29 \text{ MN/m}^2$

$3,29 \text{ MN/m}^2 \leq 2,8 \text{ MN/m}^2$  gemäß [34] → **NW nicht erfüllt.**

$3,29 \text{ MN/m}^2 \leq 4,0 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 82 %**

<sup>12</sup> Der Vergleich der Ergebnisse können der beigelegten CD entnommen werden.



- Schubspannungen in XZ-Richtung (zum Zeit  $t=7,2$  s) :

**Wandpfeiler 1:**

Mittlere Größe:  $0,62 + (0,3 \cdot 0,12) = 0,656 \text{ MN/m}^2$

$0,656 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW nicht erfüllt**

Knoten 984:  $0,8 + (0,3 \cdot 0,19) = 0,857 \text{ MN/m}^2$

$0,857 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW nicht erfüllt**

**Wandpfeiler 2:**

Mittlere Größe:  $0,81 + (0,3 \cdot 0,18) = 0,864 \text{ MN/m}^2$

$0,864 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW nicht erfüllt**

Knoten 806:  $0,99 + (0,3 \cdot 0,35) = 1,095 \text{ MN/m}^2$

$1,095 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW nicht erfüllt**

Es werden die nicht erfüllten Nachweise die vorher ohne den Einsatz der Elastomerlager ermittelt wurden, für die weitere Bemessung des ungerissenen Zustands durch den Einsatz der Elastomerlager herangezogen, die folgend dargestellt sind:

- **Nachweisführung für den ungerissenen Zustand mit Elastomerlager ( $h=50\text{mm}$ ) an der Decke UG und an der Decke über 1OG**

- Druckspannungen in Z-Richtung (zum Zeit  $t=7,2$  s) :

Knoten 984:  $1,29 + (0,3 \cdot 1,08) = 1,61 \text{ MN/m}^2$

$1,61 \text{ MN/m}^2 \leq 2,8 \text{ MN/m}^2$  gemäß [34] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 57,5 %**

$1,61 \text{ MN/m}^2 \leq 4,0 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 40 %**

- Schubspannungen in XZ-Richtung (zum Zeit  $t=7,2$  s) :

**Wandpfeiler 1:**

Mittlere Größe:  $0,42 + (0,3 \cdot 0,19) = 0,48 \text{ MN/m}^2$

$0,48 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 99,9 %**

Knoten 984:  $0,6 + (0,3 \cdot 0,19) = 0,657 \text{ MN/m}^2$

$0,657 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW nicht erfüllt**

**Wandpfeiler 2:**

Mittlere Größe:  $0,63 + (0,3 \cdot 0,31) = 0,723 \text{ MN/m}^2$

$0,723 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW nicht erfüllt**

Knoten 806:  $0,77 + (0,3 \cdot 0,25) = 0,845 \text{ MN/m}^2$

$0,845 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW nicht erfüllt**

Aus den geführten Nachweisen der Schubspannungen in XZ-Richtung ist zu erkennen dass für den Wandpfeiler 1 der Knoten 984 und für den Wandpfeiler 2 die mittlere Größe der Knotenreihe, durch den Einsatz der Elastomerlager, nicht erfüllt wird.

## 6.7 Dachgeschoßausbau mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager

Die numerische Simulation wurde als 3D Modell durchgeführt, wo die Eigenschaften für den Dachgeschoßausbau(-Modell) nach Kapitel 6.6 zu entnehmen sind.

Gemäß [40] wird für den Dachgeschoßausbau eine seismisch beanspruchte Masse von max. 300 kg/m<sup>2</sup> (3,0 kN/m<sup>2</sup>) zusätzlich auf der obersten Decke (Decke über 3OG) angesetzt.

Durch den Dachgeschoßausbau wurde das Pfettendach mit einfach stehendem Stuhl eingebaut und seine angenommene Last auf der obersten Decke beträgt 0,7 kN/m<sup>2</sup>

Tabelle 6.44 zeigt die neue Massenzusammenstellung:

	Decke A	$\psi \cdot q_k$	$Q_{Decke} = \psi \cdot q_k \cdot A$	$g_k$	$G_{Decke} = g_k \cdot A$	Wände $l_w$	H	$A_w = l_w \cdot H$	H (Fenster)	WDB	$A_{ow} = A_w - WDB$	$V_w = 0,29 \cdot A_{ow}$	$G_w = \gamma \cdot V_w$	$\Sigma$ Masse: $Q_D + G_D + G_w$
	m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	Kg	kN/m <sup>2</sup>	kg	m	m	m <sup>2</sup>	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	kg	kg
UG	278	1,2	34034	7,75	219799,9									253833,40
(unterer Teil)						106	1,8	185,6	0,6	24,6	160,97	46,68	61861	61861,05
Dü EG	270	1,2	33026	7,75	213291,5	106	3,3	344,6	1,4	50,8	293,83	85,21	112919	359236,61
Dü 1OG	270	1,2	33026	7,75	213291,5	106	3,3	344,6	1,4	45,9	298,73	86,63	114802	361119,69
Dü 2OG	270	1,2	33026	7,75	213291,5	106	3,3	344,6	1,4	45,9	298,73	86,63	114802	361119,69
Dü 3OG	270	1,2	33026	11,5	315120,9	106	2,1	217,4	0,8	23,8	193,582	56,14	74394	422540,60
$\Sigma$			<b>166137</b>		<b>1174795</b>		<b>14</b>						<b>478779</b>	<b>1819711,03</b>

Tabelle 6.44: Die Massenermittlung für das Dachgeschoßausbau durch eine zusätzliche Last

**Summe: 1. 819,71 to**

Die Begriffe für die ermittelten Einheiten der Massenberechnung sind aus dem Kapitel 6.4.2.1.2 zu entnehmen.

Nach dem Pressungsplan (siehe Abbildung A.3) wurden die Positionen für die Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen, sowie die Materialkenndaten an der Decke über dem dritten Obergeschoß dimensioniert und angeordnet.

Die Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen wurden unterhalb der Decke über dem dritten Obergeschoß (Decke über 3 OG) und der tragenden Wand isoliert. Die Materialkenndaten, sowie der Positionsplan der angeordneten Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen sind in Anhang B dargestellt. Die Baustoffeigenschaften wurden vereinfacht als homogenes isotropes Material mit den Materialparametern modelliert.

## 6.7.1 Modale Analyse

Die dynamischen Eigenschaften (Eigenfrequenzen und Eigenformen) werden sowohl für den ungerissenen (Zustand I) als auch für den gerissenen Zustand (Zustand II) mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager ermittelt.

Es werden die ersten vier Eigenformen (Eigenmodes) mit und ohne den Einsatz der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen für den ungerissenen, sowie gerissenen Zustand die in den ermittelten Tabellen ersichtlich sind, ausgeführt.

Während Eigenform 1, Eigenform 2 und Eigenform 4 die Biegeeigenformen nach der folgend ermittelten Tabellen darstellen, wird die dritte Eigenform klar von der Torsionsschwingung dominiert.

### 6.7.1.1 Modale Analyse für den ungerissenen Zustand mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager

Die ersten vier globalen Eigenformen sind Tabelle 6.45 und Tabelle 6.46 zu entnehmen.

		ohne Elastomerlager				
		Frequenz (Hz)	Period (s)	Eigenformen		
1	Eigenfrequenz	6,1	0,1639	X	Richt.	lokale EG
2	Eigenfrequenz	6,8	0,1471	Y	Richt.	
3	Eigenfrequenz	8,5	0,1176	Torsionseig.		
4	Eigenfrequenz	10,2	0,098	Z	Richt.	
5	Eigenfrequenz	10,9	0,0917	Z	Richt.	
6	Eigenfrequenz	12,1	0,0826	Z	Richt.	
7	Eigenfrequenz	12,4	0,082	Z	Richt.	

Tabelle 6.45: Die Eigenfrequenzen im Zustand I ohne Elastomerlager -Dachgeschoßausbau

		mit Elastomerlager h=50 mm				
		Frequenz (Hz)	Period (s)	Eigenformen		
1	Eigenfrequenz	5,7	0,1754	X	Richt.	lokale EG
2	Eigenfrequenz	6,4	0,1563	Y	Richt.	
3	Eigenfrequenz	8,1	0,1235	Torsionseig.		
4	Eigenfrequenz	8,2	0,122	Z	Richt.	
5	Eigenfrequenz	9,7	0,1149	Z	Richt.	

Tabelle 6.46: Die Eigenfrequenzen im Zustand I mit Elastomerlager unterhalb der Decke über 3OG und der Wand - Dachgeschoßausbau

In der beigelegten CD werden die vier ermittelten Eigenformen mit und ohne den Einsatz der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen dargestellt.

### 6.7.1.2 Modale Analyse für den gerissenen Zustand mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager

Die errechneten Eigenfrequenzen im gerissenen Zustand mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager sind folgendermaßen bestimmt worden, wo die Hälfte der ungerissenen Mauerwerkssteifigkeit gemäß [25] angesetzt wurde.

Materialparameter für das Ziegelmauerwerk im gerissenen Zustand beträgt:

$$E=3,00621 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2 \quad ; \quad \nu=0,25 \quad ; \quad \rho=13 \text{ kN/m}^3$$

ohne Elastomerlager					
		Frequenz (Hz)	Period (s)	Eigenformen	
1	Eigenfrequenz	4,4	0,2273	X	Richt.
2	Eigenfrequenz	4,9	0,2083	Y	Richt.
3	Eigenfrequenz	6,3	0,1613	Torsionseig.	
4	Eigenfrequenz	9,4	0,1064	Z	Richt.

Tabelle 6.47: Die Eigenfrequenzen im Zustand II ohne Elastomerlager -Dachgeschoßausbau

mit Elastomerlager h=50 mm					
		Frequenz (Hz)	Period (s)	Eigenformen	
1	Eigenfrequenz	4,1	0,2439	X	Richt.
2	Eigenfrequenz	4,7	0,2128	Y	Richt.
3	Eigenfrequenz	6	0,1667	Torsionseig.	
4	Eigenfrequenz	7,8	0,1282	Z	Richt.

Tabelle 6.48: Die Eigenfrequenzen im Zustand II mit Elastomerlager unterhalb der Decke über 3OG und der Wand – Dachgeschoßausbau

Vergleicht man die Eigenperioden nach Tabelle 6.45, Tabelle 6.46, Tabelle 6.47 und Tabelle 6.48 mit dem elastischen Antwortspektrum aus [25], erkennt man dass sich die Modalbeiträge im Plateaubereich befinden.

In der beigelegten CD werden die vier ermittelten Eigenformen für den gerissenen Zustand des Mauerwerks, mit und ohne den Einsatz der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen dargestellt.

## 6.7.2 Zeitverlaufsberechnung

Die Zeitverlaufsberechnung für das Räumliche Modell wurde zufolge des Erdbebens in der X-Richtung, sowie in der Y-Richtung mit dem ungünstigsten Bodenverschiebungszeitverlauf durchgeführt.

### 6.7.2.1 Verformungsgrößen

Es werden die Verformungen zufolge des Erdbebens sowohl in X-Richtung, als auch in Y-Richtung mit der Zeitverlaufsberechnung, die sich mittels numerischer Simulation nach der Gleichung (6.5) ergibt, nachfolgend ausgeführt:

c) Die größte Verformung zum Zeit  $t=7,39$  s ergibt:

- ohne Elastomerlager in X-Richtung (siehe Abbildung 6.40)  $u_{sum} = \underline{55,4 \text{ mm}}$
- ohne Elastomerlager in Y-Richtung (siehe Abbildung 6.41)  $u_{sum} = \underline{55,19 \text{ mm}}$

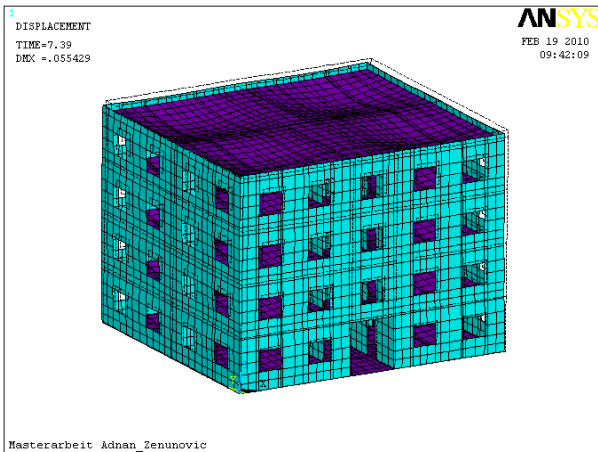


Abbildung 6.40: Die ungünstigste Verformung in X-Richtung ( $u_{sum}=55,4\text{mm}$ ) ohne Elastomerlager im Zustand I zum Zeit  $t=7,39$  s – Dachgeschoßausbau

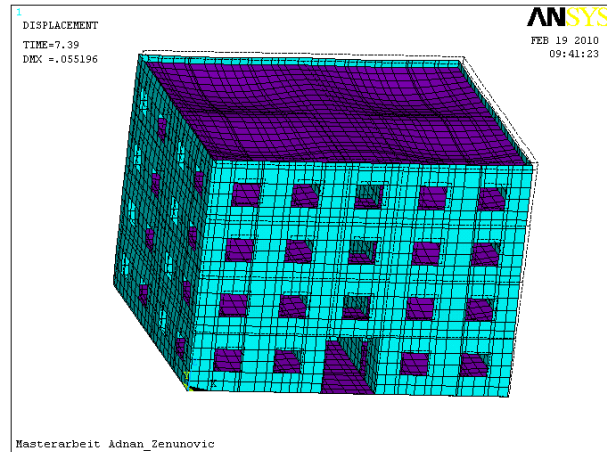


Abbildung 6.41: Die ungünstigste Verformung in Y-Richtung ( $u_{sum}=55,19\text{mm}$ ) ohne Elastomerlager im Zustand I zum Zeit  $t=7,39$  s – Dachgeschoßausbau

d) Die größte Verformung zum Zeit  $t=7,39$  s ergibt :

- mit Elastomerlager an der Decke über 3OG in X-Richtung:  $u_{sum} = \underline{57,2 \text{ mm}}$
- mit Elastomerlager an der Decke über 3OG in Y-Richtung:  $u_{sum} = \underline{56,9 \text{ mm}}$

In der Abbildung 6.42 und Abbildung 6.43 ist die Verformung durch den Einsatz der Elastomerlager zwischen der Decke über dem dritten Obergeschoß und der tragenden Wand zufolge des Erdbebens in X-Richtung, sowie in Y-Richtung dargestellt.

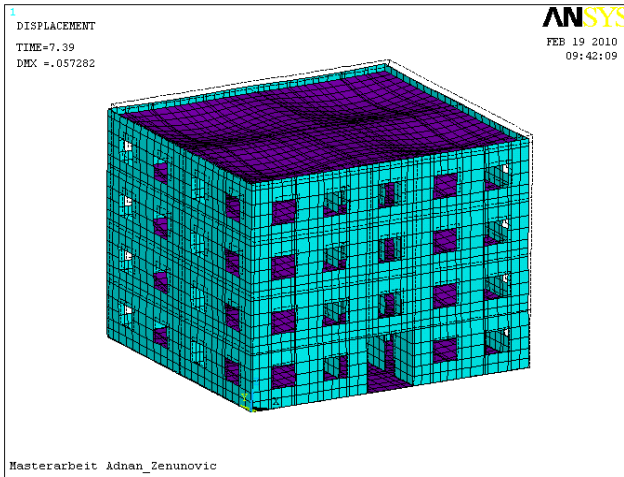


Abbildung 6.42: Die ungünstigste Verformung in X-Richtung ( $u_{sum}=57,2\text{mm}$ ) mit Elastomerlager an der Decke UG+1OG ( $h=50\text{mm}$ ) im Zustand I zum Zeit  $t=7,39\text{ s}$  – Dachgeschoßausbau

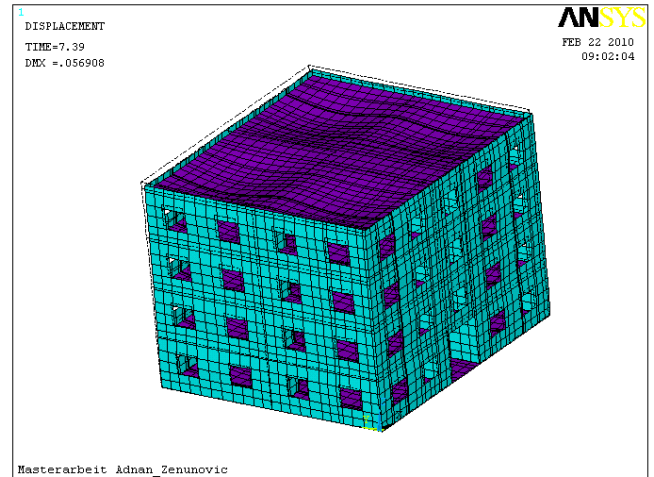


Abbildung 6.43: Die ungünstigste Verformung in Y-Richtung ( $u_{sum}=56,9\text{mm}$ ) mit Elastomerlager an der Decke UG+1OG ( $h=50\text{mm}$ ) im Zustand I zum Zeit  $t=7,39\text{ s}$  – Dachgeschoßausbau

### 6.7.2.2 Spannungsgrößen

Die ermittelten Ergebnisse der Spannungsgrößen ohne und durch den Einsatz der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen an der Decke des Untergeschosses und der Decke über dem ersten Obergeschoss (Decke UG+Dü1OG), in Folge des Erdbebens in X-Richtung, sowie in Y-Richtung, sind für die zwei Wandpfeiler sind folgend dargestellt.

Vergleicht man die Ergebnisse, erkennt man dass die größten Spannungswerte zum Zeit  $t=7,2$  s eintreten<sup>13</sup>.

#### a) Ohne Elastomerlager, zuzufolge Erdbeben in X-Richtung:

Für den **Wandpfeiler 1** ergibt sich für die ungünstigste Knotenreihe:

- ein Mittelwert der Druckspannung in Z-Richtung von: **-1,35 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Schubspannung in (-) Richtung von: **-0,68 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Druckspannung in X-Richtung von: **-0,94 MN/m<sup>2</sup>**

Für den **Wandpfeiler 2** ergibt sich für die ungünstigste Knotenreihe:

- ein Mittelwert der Druckspannung in Z-Richtung von: **-1,97 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von: **+ 1,28 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Schubspannung in (-) Richtung von: **-0,83 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Druckspannung in X-Richtung von: **-1,02 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von : **+ 0,87 MN/m<sup>2</sup>**

#### b) Ohne Elastomerlager, zuzufolge Erdbeben in Y-Richtung:

Für den **Wandpfeiler 1** ergibt sich für die ungünstigste Knotenreihe:

- ein Mittelwert der Druckspannung in Z-Richtung von: **-1,09 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Schubspannung in (-) Richtung von: **-0,22 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Zugspannung von : **+ 0,23 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Zugspannung in X-Richtung von: **+ 0,08 MN/m<sup>2</sup>**

Für den **Wandpfeiler 2** ergibt sich für die ungünstigste Knotenreihe:

- ein Mittelwert der Druckspannung in Z-Richtung von: **-1,17 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Schubspannung in (-) Richtung von: **-0,20 MN/m<sup>2</sup>**, sowie in (+) Richtung von : **+ 0,14 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Druckspannung in X-Richtung von: **-0,22 MN/m<sup>2</sup>**

<sup>13</sup> Die ermittelten Ergebnisse können der beigelegten CD entnommen werden.

**c) mit Elastomerlager (h=50mm) unterhalb der Decke über 3 OG und der Wand, zufolge Erdbeben in X-Richtung:**

Für den **Wandpfeiler 1** ergibt sich für die ungünstigste Knotenreihe:

- ein Mittelwert der Druckspannung in Z-Richtung von: **-0,96 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Schubspannung in (-) Richtung von: **-0,19 MN/m<sup>2</sup>**, sowie in (+) Richt. von : **+ 0,20 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Druckspannung in X-Richtung von: **-0,11 MN/m<sup>2</sup>**

Für den **Wandpfeiler 2** ergibt sich für die ungünstigste Knotenreihe:

- ein Mittelwert der Druckspannung in Z-Richtung von: **-1,04 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Schubspannung in (-) Richtung von: **-0,20 MN/m<sup>2</sup>**, sowie in (+) Richtung von : **+ 0,14 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Druckspannung in X-Richtung von: **-0,58 MN/m<sup>2</sup>**

**d) mit Elastomerlager (h=50mm) an der Decke UG und der Decke über 1OG, zufolge Erdbeben in Y-Richtung:**

Für den **Wandpfeiler 1** ergibt sich für die ungünstigste Knotenreihe:

- ein Mittelwert der Druckspannung in Z-Richtung von: **-0,75 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Schubspannung in (-) Richtung von: **-0,10 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Schubspannung in (+) Richtung von : **+ 0,15 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Zugspannung in X-Richtung von: **-0,07 MN/m<sup>2</sup>**

Für den **Wandpfeiler 2** ergibt sich für die ungünstigste Knotenreihe:

- ein Mittelwert der Druckspannung in Z-Richtung von: **-0,98 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Schubspannung in (-) Richtung von: **-0,13 MN/m<sup>2</sup>**, sowie der Schubspannung in (+) Richtung von : **+ 0,09 MN/m<sup>2</sup>**
- ein Mittelwert der Druckspannung in X-Richtung von: **-0,15 MN/m<sup>2</sup>**



### 6.7.3 Tragsicherheitsnachweis

Der Nachweis für Grenzzustand der Tragfähigkeit wird nach Gleichung (6.6) geführt.

Da die Eigenschaften dieselben für den Nachweis sind wie beim Hochbaumodell, werden die Randbedingungen sowie die Erläuterungen gemäß Kapitel 6.6.4 entnommen.

Die maßgebendere Kombination ist die aus der Gleichung (5.21), wo die Spannungen, in Folge des Erdbebens in x- Richtung größer als die in Folge des Erdbebens in Y-Richtung sind<sup>14</sup>. Es wird die maßgebendere Kombinationseinwirkung aus der Gleichung (5.21) mit den zulässigen Bemessungswerten, die im **Kapitel 6.5.5** erklärt wurde, folgendermaßen nachgewiesen.

- **Nachweisführung für den ungerissenen Zustand ohne Elastomerlager :**

Die maßgebendere Kombination aus Gleichung (5.21) :  $E_{Edx} + 0,3 \cdot E_{Edy}$

- Druckspannungen in Z-Richtung (zum Zeit t=7,2 s) :

#### **Wandpfeiler 1:**

Mittlere Größe:  $1,35 + (0,3 \cdot 1,05) = 1,665 \text{ MN/m}^2$

$1,665 \text{ MN/m}^2 \leq 2,8 \text{ MN/m}^2$  gemäß [34] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 59,4 %**

$1,665 \text{ MN/m}^2 \leq 4,0 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 41,6 %**

Knoten 984:  $2,42 + (0,3 \cdot 1,28) = 2,81 \text{ MN/m}^2$

$2,81 \text{ MN/m}^2 \leq 2,8 \text{ MN/m}^2$  gemäß [34] → **NW nicht erfüllt**

$2,81 \text{ MN/m}^2 \leq 4,0 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 70,1 %**

#### **Wandpfeiler 2:**

Mittlere Größe:  $1,97 + (0,3 \cdot 1,17) = 2,32 \text{ MN/m}^2$

$2,32 \text{ MN/m}^2 \leq 2,8 \text{ MN/m}^2$  gemäß [34] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 83 %**

$2,32 \text{ MN/m}^2 \leq 4,0 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 58 %**

Knoten 806:  $3,9 + (0,3 \cdot 1,33) = 4,3 \text{ MN/m}^2$

$4,3 \text{ MN/m}^2 \leq 2,8 \text{ MN/m}^2$  gemäß [34] → **NW nicht erfüllt**

$4,3 \text{ MN/m}^2 \leq 4,0 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW nicht erfüllt**

- Schubspannungen in XZ-Richtung (zum Zeit t=7,2 s) :

#### **Wandpfeiler 1:**

Mittlere Größe:  $0,68 + (0,3 \cdot 0,22) = 0,75 \text{ MN/m}^2$

$0,75 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW nicht erfüllt**

Knoten 984:  $0,83 + (0,3 \cdot 0,22) = 0,896 \text{ MN/m}^2$

$0,896 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW nicht erfüllt**

<sup>14</sup> Der Vergleich der Ergebnisse können der beigelegten CD entnommen werden.

**Wandpfeiler 2:**

Mittlere Größe:  $0,83 + (0,3 \times 0,2) = 0,89 \text{ MN/m}^2$

$0,864 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW nicht erfüllt**

Knoten 806:  $1,03 + (0,3 \times 0,36) = 1,14 \text{ MN/m}^2$

$1,14 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW nicht erfüllt**

Es werden die nicht erfüllten Nachweise die vorher ohne den Einsatz der Elastomerlager ermittelt wurden, für die weitere Bemessung des ungerissenen Zustands durch den Einsatz der Elastomerlager herangezogen, die folgend ausgeführt werden:

- **Nachweisführung für den ungerissenen Zustand mit Elastomerlager (h=50mm) unterhalb der Decke über 3OG und der Wand**

- Druckspannungen in Z-Richtung (zum Zeit t=7,2 s) :

**Wandpfeiler 1:**

Knoten 984:  $1,06 + (0,3 \cdot 0,76) = 1,29 \text{ MN/m}^2$

$1,29 \text{ MN/m}^2 \leq 2,8 \text{ MN/m}^2$  gemäß [34] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 46 %**

$1,29 \text{ MN/m}^2 \leq 4,0 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 32,2 %**

**Wandpfeiler 2:**

Knoten 806:  $1,84 + (0,3 \cdot 0,24) = 1,912 \text{ MN/m}^2$

$1,912 \text{ MN/m}^2 \leq 2,8 \text{ MN/m}^2$  gemäß [34] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 68,3 %**

$1,912 \text{ MN/m}^2 \leq 4,0 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 47,8 %**

- Schubspannungen in XZ-Richtung (zum Zeit t=7,2 s) :

**Wandpfeiler 1:**

Mittlere Größe:  $0,19 + (0,3 \times 0,1) = 0,22 \text{ MN/m}^2$

$0,22 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 45,8 %**

Knoten 984:  $0,19 + (0,3 \times 0,1) = 0,22 \text{ MN/m}^2$

$0,22 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 45,8 %**

**Wandpfeiler 2:**

Mittlere Größe:  $0,20 + (0,3 \times 0,13) = 0,24 \text{ MN/m}^2$

$0,24 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 50 %**

Knoten 806:  $0,37 + (0,3 \times 0,24) = 0,442 \text{ MN/m}^2$

$0,442 \text{ MN/m}^2 \leq 0,48 \text{ MN/m}^2$  gemäß [28] → **NW erfüllt. Ausnutzung: 92 %**

Alle sämtliche ermittelten Nachweise durch den Einsatz der Elastomerlager werden erfüllt.



## 7 Vergleichsrechnungen

### 7.1 Wandscheibenmodell

#### 7.1.1 Eigenfrequenzen und Eigenformen

Die für das Wandscheibenmodell ermittelten Eigenfrequenzen mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager im ungerissenen, sowie gerissenen Zustand sind in Tabelle 6.3 und Tabelle 6.4 ersichtlich.

Vergleicht man die Eigenfrequenzen im ungerissenen Zustand des Ziegelmauerwerks nach der Tabelle 6.3 durch den Einsatz der Sylomer®-Lagerstreifen mit den Kombinationen, erkennt man, dass an der Kombination - Decke UG+Dü1OG mit einer Höhe von  $h=50\text{mm}$  die größte Reduktion vorliegt, und zwar werden die Eigenfrequenzen um 54,5 % reduziert im Vergleich der Kombination – ohne den Einsatz der Elastomerlager.

Im gerissenen Zustand werden die Eigenfrequenzen nach der Tabelle 6.4 der ermittelten Kombination mit Sylomer®-Lagerstreifen an der - Decke UG+Dü1OG mit einer Höhe von  $h=50\text{mm}$  um 42,5 % reduziert.

Werden die ermittelten Eigenfrequenzen mit dem elastischen Antwortspektrum verglichen, resultiert daraus, dass die bestimmten Modalbeiträge nach Tabelle 6.3 und Tabelle 6.4 im Plateaubereich liegen.

## 7.1.2 Verformungsgrößen

Es folgt nach der Tabelle 7.1 und Tabelle 7.2 ein Vergleich der Verformungen im gerissenen und ungerissenen Zustand, die ohne und durch den Einsatz der Elastomerlager mit Hilfe des FE-Programms [37] berechnet wurden.

ungerissener Zustand I		
		usum (mm)
	t (s)	7,39
ohne Elastom.	ungerissener Zustand I	56,38
mit Elastomerlager	Decke UG: h=25mm	58,37
	Decke UG: h=37,5mm	59,53
	Decke UG: h=50mm	60,66
	Decke UG+Dü1OG: h=50mm	60,58

Tabelle 7.1: Vergleich der Verformungsgrößen mit und ohne Elastomerlager im Zustand I

gerissener Zustand II		
		usum (mm)
	t (s)	7,39
ohne Elastom.	gerissener Zustand II	58,2
mit Elastom.	Decke UG+Dü1OG: h=50mm	62,4

Tabelle 7.2: Vergleich der Verformungsgrößen mit und ohne Elastomerlager im Zustand II

Aus den ermittelten Ergebnissen ist ersichtlich, dass sich die Gebrauchstauglichkeit durch den Einsatz der Elastomerlager mit der zunehmenden Höhe, um je 1mm erhöht.

Nach dem Vergleich aus der Tabelle 7.1 erkennt man, dass sich die Verformung (Verschiebung) durch den Einsatz der Sylomer®-Lagerstreifen an der Kombination - Decke UG+Dü1OG h=50mm am größten verformt, und zwar um 4,2 mm im direkten Vergleich ohne den Einsatz der Sylomer®-Lagerstreifen.

Im gerissenen Zustand ist der Unterschied der Verformung durch den Einsatz der Sylomer®-Lagerstreifen an der Kombination - Decke UG+Dü1OG h=50mm derselbe (4,2mm), wie im ungerissenen Zustand (siehe Tabelle 7.2).

### 7.1.3 Spannungsgrößen

In Tabelle 7.3 und Tabelle 7.4 werden die Mittelwerte der Spannungsgrößen für die ungünstigste Knotenreihe der zwei Wandpfeiler (siehe Abbildung 6.9 und Abbildung 6.10) mit den verschiedenen Fugenausführungen der Sylomer®-Lagerstreifen die an unterschiedlichen Decken angeordnet waren, dargestellt. Die Ergebnisse sind im Kapitel 6.5.3.1.2, Kapitel 6.5.3.2.2. und Kapitel 6.5.3.3.2 ersichtlich. Aus Tabelle 7.3 und Tabelle 7.4 geht hervor, dass sich die Spannungsgrößen mit den Einsatz der Sylomer®-Lagerstreifen reduzieren, wo an der Kombination - Decke UG+Dü10G h=50mm die Spannungsgrößen am stärksten abgebaut werden.

Vergleich der Spannungsergebnisse						
Mittelwerte für die ungünstigste Knotenreihe						
<b>Wandpfeiler 1</b>						
	Spannungen (Z)-Richt. (MN/m <sup>2</sup> )		Schubspannungen (MN/m <sup>2</sup> )		Spannungen (X)-Richt. (MN/m <sup>2</sup> )	
	Drucksp (-)	Zugsp. (+)	Richt (-)	Richt (+)	Drucksp (-)	Zugsp. (+)
<b>unger. Zustand I</b>						
ohne Elastomerlager	-1,63		-0,5		-0,23	0,09
Decke UG: h=25mm	-0,95	0,23	-0,35		-0,15	0,07
Decke UG: h=37,5mm	-0,85	0,26	-0,31		-0,14	0,07
Decke UG: h=50mm	-0,76	0,28	-0,27		-0,13	0,06
Decke UG + Dü10G: h=50mm	-0,54	0,3	-0,24		-0,1	0,05
<b>ger. Zustand II</b>						
ohne Elastomerlager	-1,65		0,57		-0,19	0,07
Decke UG + Dü10G: h=50mm	-0,53	0,24	0,27		-0,08	0,04

Tabelle 7.3: Vergleich der Spannungsgrößen mit und ohne Elastomerlager im Zustand I für den Wandpfeiler 1 – Wandscheibenmodell

Vergleich der Spannungsergebnisse						
Mittelwerte für die ungünstigste Knotenreihe						
<b>Wandpfeiler 2</b>						
	Spannungen (Z)-Richt. (MN/m <sup>2</sup> )		Schubspannungen (MN/m <sup>2</sup> )		Spannungen (X)-Richt. (MN/m <sup>2</sup> )	
	Drucksp (-)	Zugsp. (+)	Richt (-)	Richt (+)	Drucksp (-)	Zugsp. (+)
<b>unger. Zustand I</b>						
ohne Elastomerlager	-1,71	0,67	-0,76		-0,26	0,22
Decke UG: h=25mm	-0,71	0,85	-0,53		-0,2	0,2
Decke UG: h=37,5mm	-0,67	0,74	-0,46		-0,19	0,19
Decke UG: h=50mm	-0,61	0,65	-0,4		-0,18	0,17
Decke UG + Dü10G: h=50mm	-0,53	0,45	-0,38		-0,21	0,16
<b>ger. Zustand II</b>						
ohne Elastomerlager	-1,69	0,31	0,82		-0,24	0,13
Decke UG + Dü10G: h=50mm	-0,53	0,39	0,41		-0,07	0,12

Tabelle 7.4: Vergleich der Spannungsgrößen mit und ohne Elastomerlager im Zustand I für den Wandpfeiler 2 - Wandscheibenmodell

## 7.2 Hochbaumodell

### 7.2.1 Eigenfrequenzen und Eigenformen

Tabelle 7.5 und Tabelle 7.6 zeigen den Vergleich der ermittelten Eigenfrequenzen, die mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager im ungerissenen und gerissenen Zustand, mittels numerischer Simulation ermittelt wurden.

		Modale Analyse			
		1. Eig. (X)	2. Eig. (Y)	3. Eig. (Torsion)	4. Eig. (Z)
		[ Hz ]			
ohne Elastom.	ungerissener Zust. ( Zustand I )	6,6	7,3	9,2	15,9
mit Elastomerlager (Streifenlager)	Decke UG : h=25mm	4,8	5	7,4	10,6
	Decke UG : h=37,5mm	4,3	4,5	7	9,5
	Decke UG : h=50mm	3,9	4	6,6	8,5
	Decke UG + Dü1OG: h=25mm	4,5	4,6	6,8	9,4
	Decke UG+Dü1OG: h=37,5mm	4	4,1	6,3	8,2
	Decke UG+Dü1OG: h=50mm	3,6	3,7	5,8	7,3

Tabelle 7.5: Vergleich der Eigenfrequenzen mit und ohne Elastomerlager im Zustand I - Hochbaumodell

		Modale Analyse			
		1. Eig. (X)	2. Eig. (Y)	3. Eig. (Torsion)	4. Eig. (Z)
		[ Hz ]			
ohne Elastom.	ungerissener Zust. ( Zustand I )	4,7	5,3	6,6	12,1
mit Elastomerlager (Streifenlager)	Decke UG : h=25mm	3,8	4	5,4	9,3
	Decke UG : h=37,5mm	3,5	3,7	5,3	8,5
	Decke UG : h=50mm	3,3	3,4	5	7,8
	Decke UG + Dü1OG: h=25mm	3,6	3,7	5,1	8,4
	Decke UG+Dü1OG: h=37,5mm	3,3	3,4	4,8	7,5
	Decke UG+Dü1OG: h=50mm	3,1	3,2	4,6	6,8

Tabelle 7.6: Vergleich der Eigenfrequenzen mit und ohne Elastomerlager im Zustand II - Hochbaumodell

Die Eigenfrequenzen im ungerissenen Zustand werden durch den Einsatz der Sylomer®-Lagerstreifen an der Decke UG + Dü1OG um 45 % reduziert, wo sich die Eigenfrequenzen im gerissenen Zustand um 35 % reduzieren (siehe Tabelle 7.5 und 7.6). Der Vergleich der ermittelten Eigenfrequenzen im gerissenen Zustand mit dem elastischen Antwortspektrum wurde in Kapitel 6.6.2.5 ausgeführt, wobei die Modalbeiträge im Plateaubereich liegen.

In der Tabelle 7.7 wurde die Plausibilitätskontrolle der bestimmten Sylomer®-Lagerstreifen die zwischen der Bodenplatte des Erdgeschosses und der tragenden Wand angeordnet ist, ermittelt. Nach Anhang B wurden die Ergebnisse der Abstimmfrequenzen der dimensionierten Sylomer®-Lagerstreifen und der ermittelten Eigenfrequenzen die durch Biegeeigenformen in Z- Richtung hervorgerufen sind verglichen<sup>15</sup>, wobei die Plausibilitätskontrolle daraus nachvollziehbar ist.

	Abstimmfrequenz der Elastomerlager	Eigenform (Z-Richtung)
	(Hz)	
h=25mm	12,4	10,6
h=37,5mm	9,8	9,5
h=50mm	8,2	8,5

*Tabelle 7.7: Die Plausibilitätskontrolle durch die Abstimmfrequenzen der Sylomer®-Lagerstreifen und die ermittelten Eigenfrequenzen (Z-Richtung)*

<sup>15</sup> Die ermittelten Sylomer®-Lagerstreifen können der beigelegten CD entnommen werden.



## 7.2.2 Verformungsgrößen

Tabelle 7.8 und Tabelle 7.9 zeigen den Vergleich der ungünstigsten (größten) Verformungen, die zum Zeit  $t=7,39$  s auftreten, die mit und ohne dem Einsatz der Elastomerlager ermittelt wurden, in Folge des Erdbebens in X-Richtung und Y-Richtung im ungerissenen Zustand.

Zufolge Erdbeben in X - Richtung		
		Usum (mm)
	t (s)	7,39
ohne Elastom.	Ungeriss. Zustand I	55,19
mit Elastom.	Decke UG+Dü10G: h=50mm	57,2

*Tabelle 7.8: Vergleich der Verformungsgrößen mit und ohne Elastomerlager im Zustand I, zufolge Erdbeben in x- Richtung*

Zufolge Erdbeben in Y - Richtung		
		Usum (mm)
	t (s)	7,39
ohne Elastom.	Ungeriss. Zustand I	55,4
mit Elastom.	Decke UG+Dü10G: h=50mm	56,9

*Tabelle 7.9: Vergleich der Verformungsgrößen mit und ohne Elastomerlager im Zustand I, zufolge Erdbeben in y- Richtung*

Aus den ermittelten Ergebnissen geht hervor, dass sich die Gebrauchstauglichkeit durch den Einsatz der Elastomerlager an der Decke über dem dritten Obergeschoß und der tragenden Wand, mit einer Höhe von  $h=50$ mm in Folge des Erdbebens in X-Richtung um 2mm, in Folge des Erdbebens in Y-Richtung um 1,5 mm erhöht.

### 7.2.3 Spannungsgrößen

Vorab erfolgt ein Vergleich der Mittelwerte der Spannungsgrößen für die ungünstigste Knotenreihe der zwei Wandpfeiler (siehe Abbildung 6.34 und Abbildung 6.35) mit den verschiedenen Fugenausführungen der Sylomer®-Lagerstreifen zufolge des Erdbebens in X- und Y-Richtung. Nach Tabelle 7.10 und Tabelle 7.11 ist ersichtlich, dass sich die Spannungsgrößen durch den Einsatz der Elastomerlager zwischen der Bodenplatte des Untergeschosses und der tragenden Wand, sowie der Decke über dem ersten Obergeschoß und der tragenden Wand mit einer Höhe von  $h=50\text{mm}$ , reduzieren.

Vergleich der Spannungsergebnisse						
Mittelwerte für die ungünstigste Knotenreihe						
Wandpfeiler 1						
	Spannungen (Z)-Richt. ( $\text{MN}/\text{m}^2$ )		Schubspannungen ( $\text{MN}/\text{m}^2$ )		Spannungen (X)-Richt. ( $\text{MN}/\text{m}^2$ )	
	Drucksp(-)	Zugsp.(+)	Richt (-)	Richt (+)	Drucksp(-)	Zugsp. (+)
<b>unger. Zustand I ; X-Richtung</b>						
ohne Elastomerl.	-1,43		-0,62		-0,83	
Decke UG + 2OG: $h=50\text{mm}$	-0,82		-0,42		-0,72	
<b>unger. Zustand I ; Y-Richtung</b>						
ohne Elastomerl.	-1,05		-0,12	0,25		0,09
Decke EG + 2OG: $h=50\text{mm}$	-0,95		-0,19	0,19	-0,15	

Tabelle 7.10: Vergleich der Spannungsgrößen mit und ohne Elastomerlager im Zustand I für den Wandpfeiler 1 - Hochbaumodell

Vergleich der Spannungsergebnisse						
Mittelwerte für die ungünstigste Knotenreihe						
Wandpfeiler 2						
	Spannungen (Z)-Richt. ( $\text{MN}/\text{m}^2$ )		Schubspannungen ( $\text{MN}/\text{m}^2$ )		Spannungen (X)-Richt. ( $\text{MN}/\text{m}^2$ )	
	Drucksp (-)	Zugsp. (+)	Richt (-)	Richt (+)	Drucksp (-)	Zugsp. (+)
<b>unger. Zustand I ; X-Richtung</b>						
ohne Elastomerl.	-1,44	0,87	-0,81		-0,99	0,46
Decke UG + Dü1OG: $h=50\text{mm}$	-0,71	0,53	-0,63		-0,83	0,27
<b>unger. Zustand I ; Y-Richtung</b>						
ohne Elastomerl.	-1,11		-0,2	0,1	-0,18	0,13
Decke UG + Dü1OG: $h=50\text{mm}$	-0,71		-0,16	0,23	-0,37	

Tabelle 7.11: Vergleich der Spannungsgrößen mit und ohne Elastomerlager im Zustand I für den Wandpfeiler 2 - Hochbaumodell

## 7.3 Dachgeschoßausbau

### 7.3.1 Eigenfrequenzen und Eigenformen

Die für den Dachgeschoßausbau ermittelten Eigenfrequenzen mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager an der Decke über dem dritten Obergeschoß und der tragenden Wand im ungerissenen Zustand sind in Tabelle 7.12 und Tabelle 7.13 ersichtlich.

Aus Tabelle 7.12 sieht man, dass sich die Eigenfrequenzen durch den Einsatz der Elastomerlager an der Decke über dem dritten Obergeschoß und der tragenden Wand im ungerissenen Zustand des Mauerwerks um 7% reduziert, wo die Eigenfrequenzen auch im gerissenen Zustand um 7% abgebaut werden (siehe Tabelle 7.13).

Werden die ermittelten Eigenfrequenzen mit dem elastischen Antwortspektrum verglichen, resultiert daraus, dass die bestimmten Modalbeiträge nach Tabelle 7.12 und Tabelle 7.13 im Plateaubereich liegen.

		Modale Analyse			
		1. Eig. (X)	2. Eig. (Y)	3. Eig. (Torsion)	4. Eig. (Z)
		[ Hz ]			
ohne Elastom.	ungerissener Zust. (Zustand I)	6,1	6,8	8,5	12,4
mit Elastom.	Decke über 3OG : h=50mm	5,7	6,4	8,1	8,9

Tabelle 7.12: Vergleich der Eigenfrequenzen mit und ohne Elastomerlager im Zustand I - Dachgeschoßausbau

		Modale Analyse			
		1. Eig. (X)	2. Eig. (Y)	3. Eig. (Torsion)	4. Eig. (Z)
		[ Hz ]			
ohne Elastom.	ungerissener Zust. (Zustand I)	4,4	4,9	6,3	9,4
mit Elastom.	Decke über 3OG : h=50mm	4,1	4,7	6,0	7,8

Tabelle 7.13: Vergleich der Eigenfrequenzen mit und ohne Elastomerlager im Zustand II - Dachgeschoßausbau

### 7.3.2 Verformungsgrößen

Es folgt nach der Tabelle 7.14 und Tabelle 7.15 ein Vergleich der Verformungen im gerissenen und ungerissenen Zustand, die ohne und durch den Einsatz der Elastomerlager in Folge des Erdbebens in X-, sowie Y-Richtung mittels der FE-Simulation [37] berechnet wurden.

Zufolge Erdbeben in X – Richtung		
		Usum (mm)
	t (s)	7,39
ohne Elastom.	Ungeriss. Zustand I	55,4
mit Elastom.	Decke UG+DÜ1OG: h=50mm	57,2

*Tabelle 7.14: Vergleich der Verformungsgrößen mit und ohne Elastomerlager im Zustand I, zufolge Erdbeben in x- Richtung*

Zufolge Erdbeben in Y - Richtung		
		Usum (mm)
	t (s)	7,39
ohne Elastom.	Ungeriss. Zustand I	55,19
mit Elastom.	Decke UG+DÜ1OG: h=50mm	56,9

*Tabelle 7.15: Vergleich der Verformungsgrößen mit und ohne Elastomerlager im Zustand I, zufolge Erdbeben in y- Richtung*

Hierbei wird aus den ermittelten Ergebnissen ersichtlich, dass sich die Gebrauchstauglichkeit durch den Einsatz der Elastomerlager an der Decke über dem dritten Obergeschoß und der tragenden Wand mit einer Höhe von  $h=50\text{mm}$ , in Folge des Erdbebens in X-Richtung um  $1,8\text{mm}$  und in Folge des Erdbebens in Y-Richtung um  $1,7\text{mm}$  erhöht.

### 7.3.3 Spannungsgrößen

Tabelle 7.16 und Tabelle 7.17 zeigen den Vergleich der Mittelwerte der Spannungsgrößen für die ungünstigste Knotenreihe der zwei Wandpfeiler (siehe Abbildung 6.34 und Abbildung 6.35) mit den verschiedenen Fugenausführungen der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen des Erdbebens in X- und Y-Richtung. Die ermittelten Ergebnisse mittels numerischer Simulation sind auch im Kapitel 6.7.2.2 ersichtlich. Aus Tabelle 7.16 und Tabelle 7.17 geht hervor, dass sich die Spannungsgrößen mit den Einsatz der Elastomerlager reduzieren.

Vergleich der Spannungsergebnisse						
Mittelwerte für die ungünstigste Knotenreihe						
<b>Wandpfeiler 1</b>						
	Spannungen (Z)-Richt. (MN/m <sup>2</sup> )		Schubspannungen (MN/m <sup>2</sup> )		Spannungen (X)-Richt. (MN/m <sup>2</sup> )	
	Drucksp.(-)	Zugsp. (+)	Richt (-)	Richt (+)	Drucksp.(-)	Zugsp. (+)
<b>unger. Zustand I ; X-Richtung</b>						
ohne Elastomerlager	-1,35		-0,68		-0,94	
Decke UG + Dü10G: h=50mm	-0,96		-0,19	0,2	-0,11	
<b>unger. Zustand I ; Y-Richtung</b>						
ohne Elastomerlager	-1,09		-0,22	0,23		0,08
Decke UG + Dü10G: h=50mm	-0,75		-0,1	0,15	-0,07	

Tabelle 7.16: Vergleich der Spannungsgrößen mit und ohne Elastomerlager im Zustand I für den Wandpfeiler 1 - Dachgeschoßausbau

Vergleich der Spannungsergebnisse						
Mittelwerte für die ungünstigste Knotenreihe						
<b>Wandpfeiler 2</b>						
	Spannungen (Z)-Richt. (MN/m <sup>2</sup> )		Schubspannungen (MN/m <sup>2</sup> )		Spannungen (X)-Richt. (MN/m <sup>2</sup> )	
	Drucksp.(-)	Zugsp. (+)	Richt (-)	Richt (+)	Drucksp (-)	Zugsp. (+)
<b>unger. Zustand I ; X-Richtung</b>						
ohne Elastomerlager	-1,97	1,28	-0,83		-1,02	0,87
Decke UG + Dü10G: h=50mm	-1,04		-0,2	0,14	-0,58	
<b>unger. Zustand I ; Y-Richtung</b>						
ohne Elastomerlager	-1,17		-0,2	0,14	-0,22	
Decke UG + Dü10G: h=50mm	-0,98		-0,13	0,09	-0,15	

Tabelle 7.17: Vergleich der Spannungsgrößen mit und ohne Elastomerlager im Zustand I für den Wandpfeiler 2 - Dachgeschoßausbau

# 8 Zusammenfassung, Schlussfolgerungen und Ausblick

## 8.1 Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wurde die Effektivität durch den Einsatz der Elastomerlager im Hochbau bei der Erdbebenbelastung vorgestellt. In europäischen Ländern großer Seismizität besteht das Problem, dass durch das Auftreten von Erdbeben ein ausgeprägtes Risikobewusstsein besteht und daher die Erdbebensicherheit im Bauwesen als ernstes Thema betrachtet wird.

Der Leitgedanke der vorliegenden Arbeit sollte sein, dass die Anwendbarkeit eines Erdbebenisolationssystems mittels Elastomerlager im Hochbau die resultierende Erdbebensicherheit erheblich erhöht.

In Kapitel 2 wurde die Entwicklung der Technik auf dem Gebiet des Erdbebenisolationssystems für Hochbauten mittels Elastomerlager in Allgemeinen und anhand zwei Beispiele, wovon eine als praktisches Beispiel und eines als realisiertes Beispiel in Basel dargelegt.

Das nächste Kapitel, Kapitel 3, bietet eine Übersicht über die Eigenschaften der elastomeren Werkstoffe, sowie eine Werkstoffübersicht und den Vergleich der elastischen Lagerungen für Hochbauten von der Firma Getzner Werkstoffe GmbH.

Kapitel 4 beschreibt die Grundlagen des Erdbebens mit ihrer Wirkung auf Mauerwerksbauten, sowie die Erdbebengefährdung und die hervorgerufenen Erdbebenschäden.

Das nächste Kapitel bietet eine Übersicht des Eurocodes EC 8, wo das Bemessungsverfahren vorgestellt wird, und die vorgeschlagenen Berechnungsverfahren nach Eurocode 8 beschrieben werden.

In Kapitel 6 wird anhand eines Beispiels die Untersuchung für die Bemessung eines Hochbau aus Mauerwerk mit und ohne den Einsatz der Sylomer®-Lagerstreifen nach Eurocode 8 gezeigt. Gemäß [34] wurden die Steifigkeiten für das Ziegelmauerwerk und den Mörtel entnommen, wo die charakteristische Druckfestigkeit, sowie das Elastizitätsmodul und Schubmodul nach [28] ermittelt wurde.

Die anzusetzende Erdbebenlast wurde mittels der Zeitverlaufsberechnungsmethode ermittelt, wo die tatsächlichen Bodenverschiebungszeitverläufe aus den verschiedenen Orten in Österreich und Griechenland gemäß [33] entnommen wurden (siehe Anhang C).

Es wurden an drei Modellen die Untersuchungen mit und ohne den Einsatz der Sylomer®-Lagerstreifen ermittelt:

- Wandscheibenmodell,
- Hochbaumodell und
- Dachgeschoßausbau.

Die numerische Implementierung erfolgt mit Hilfe moderner elastoplastischer Algorithmen im Rahmen der impliziten Finite Element Methode in das Programmsystem ANSYS [37]. Das Wandscheibenmodell wurde mit einer feineren Vernetzung mit einem Abstand von 0,3 m- Elementen modelliert, wo es präzisere Ergebnisse durch Zeitverlaufsberechnung liefert, als das mit der Strukturierung des 3D Modells des Hochbaus mit einem Abstand von 0,8 m- Modellierung der Fall ist. Dabei wird das Verhalten der Materialien als linear elastisch angenommen.

Um den Aufwand für die numerischen Simulationen zu begrenzen, wurde zuerst eine Wandscheibe von der gesamten Struktur entnommen und die Erdbebenanalyse mittels den entnommenen Bodenverschiebungszeitverläufe untersucht, wo die Ungünstigste die maßgebendere ist.

Daher wurde das Wandscheibenmodell mit Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen, die zwischen der Bodendeckenplatte und den tragenden Vollziegelwänden, sowie der Kombination zwischen der Bodendeckenplatte und der tragenden Wand, sowie zwischen der Decke über dem ersten Obergeschoß und der tragenden Wand angeordnet und entsprechend den rechnerischen Vertikallasten dimensioniert waren, gegen die ungünstigste Zeitverlaufsberechnung des Erdbebens unter den verschiedenen Fugenausführungen isoliert. Es wurden die Eigenfrequenzen und Eigenformen für den ungerissenen und gerissenen Zustand ermittelt, wo die ersten fünf Eigenmodes für die Analyse untersucht wurden.

Als ingenieurmäßige Kontrolle wurde das vereinfachte Antwortspektrum- Verfahren, das resultierend aus der ungünstigsten Zeitverlaufsberechnung herangezogen wurde, ermittelt.

Die Spannungsgrößen, sowie die Erdbebenkraft aus dem vereinfachten Antwortspektrum- Verfahren wurden mit der maßgebenderen Zeitverlaufsberechnung im umgerissenen Zustand ohne den Einsatz der Elastomerlager verglichen, wo die Ergebnisse aus dem vereinfachten Antwortspektrum- Verfahren konservative Ergebnisse liefern. Die maßgebendere Zeitverlaufsberechnung erfolgt im ungerissenen Zustand, sowie im gerissenen Zustand des Ziegelmauerwerks für die unterschiedlichen ermittelten Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen an den Decken.

Für das Hochbaumodell wurde der Einsatz der Elastomerlager an verschiedenen ermittelten Decken durch die Bestimmung der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen angesetzt.

Die Eigenfrequenzen und Eigenformen wurden für den gerissenen, sowie für den ungerissenen Zustand ermittelt, wo die ersten vier Eigenmodes analysiert wurden .

Da die Eigenfrequenzen des gerissenen Zustands im Vergleich zu den Eigenfrequenzen im ungerissenen Zustand die maßgebenderen Ergebnisse liefern, wurde ein Vergleich der Eigenfrequenzen mit und ohne Elastomerlager im gerissenen Zustand mit dem elastischen Antwortspektrum untersucht.

Da die räumliche Modellierung mittels Finiten Elementen meist einen hohen, unwirtschaftlichen Aufwand liefert, wurde die ungünstigere Zeitverlaufsberechnung von der Ermittlung des Wandscheibenmodells für die 3D -Modellierung herangezogen.

Durch den ungünstigeren tatsächlichen Bodenverschiebungszeitverlauf wurde das Erdbeben in X-Richtung, sowie in Y-Richtung mittels Finiten Elementen [37] im ungerissenen Zustand des Ziegelmauerwerks angeregt und analysiert.

Unter den Kombinationseinwirkungen gemäß den Gleichungen (5.21) und (5.22) wurde die maßgebendere überlagerte Kombinationseinwirkung für den Tragsicherheitsnachweis herangezogen und dementsprechend beurteilt.

Beim Dachgeschoßausbau wurde gemäß [40] eine seismisch beanspruchte Masse von  $3,0 \text{ kN/m}^2$  aufgebracht, sowie eine stehende Dach- Last mit einer Last von  $0,7 \text{ kN/m}^2$ . Der Einsatz der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen wurde unterhalb der Deckenplatte über dem dritten Obergeschoß und der tragenden Wand, die durch den Pressungsplan (Vertikallasten) dimensioniert wurden, gegen den Erdbeben entkoppelt.

Die Eigenfrequenzen und Eigenformen erfolgten für den gerissenen, sowie ungerissenen Zustand des Ziegelmauerwerks, wo die ersten vier Eigenmodes beurteilt wurden.

Die Vorgehensweise mit der Zeitverlaufsberechnungsmethode erfolgt wie beim Hochbaumodell, wo das Erdbeben in X-Richtung, sowie in Y-Richtung ermittelt wurde. Es wurde die maßgebendere Kombinationseinwirkung aus den Gleichungen (5.21) und (5.22) gemäß [25] für den Tragsicherheitsnachweis analysiert.

Dabei ist noch zu erwähnen, dass nach Ingenieurmäßigen Kenntnisse der verschiedenen Modelle zwei kritische Wandpfeiler für die Spannungsanalyse untersucht wurden, wo die ungünstigste Knotenreihe nach numerischer Simulation für die Beurteilung herangezogen wurde.

Der Tragsicherheitsnachweis für die verschiedenen ermittelten Modelle wurde durch die zulässigen Größen gemäß [28] und [34] geführt und beurteilt, wo die Schubspannungen die maßgebenderen zur Beurteilung für die ermittelten Modellen sind.

Anhang A zeigt die Pressungspläne der jeweiligen Decken, wo die Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen dadurch dimensioniert und angeordnet wurden.

Im Anhang B sind die Materialkenndaten, sowie die Positionspläne der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen abgebildet. Anhang C beinhaltet die entnommenen Erdbebenzeitverläufe gemäß [33]. Die Dokumentation der detaillierten Spannungsergebnisse und dargestellten Eigenformen ist der beigelegten CD zu entnehmen.



## 8.2 Schlussfolgerungen

Die Idee der elastischen Lager zur Reduktion der Erdbebenkräfte wurde detailliert an den verschiedenen Modellen untersucht. Zur Vermeidung eines erhöhten Rechenaufwandes wurde zuerst eine Wandscheibe aus dem Hochbau analysiert. Dabei ist zu erwähnen, dass das extrahierte Wandscheibenmodell als Versuchsstudie für den Einsatz der Elastomerlager gedient hat.

Folglich wurde eine ingenieurmäßige Kontrolle aus den Vereinfachten Antwortspektrum-Verfahren mit der maßgebenderen Zeitverlaufsberechnung durchgeführt, wo das Vereinfachte Antwortspektrum-Verfahren konservativere Ergebnisse liefert. Des Weiteren wurden die zwei letzten untersuchten Modelle als 3D Modell mittels numerischer Simulation ausgeführt, wobei die maßgebendere Zeitverlaufsberechnung aus der Ermittlung des Wandscheibenmodells herangezogen wurde. Was die Ergebnisse durch den Einsatz der Elastomerlager anbelangt, kann in Bezug auf die ermittelten Modelle der Vorstudie gesagt werden, dass sich die Spannungsgrößen reduzieren und sich die Gebrauchstauglichkeit um wenige mm erhöht, wo der positive Effekt darin besteht, dass sich die Verschiebung über die gesamte Höhe der Modelle im elastisch gelagerten Fall im Elastomer konzentrieren. Des Weiteren ist zu erwähnen, dass die ermittelte Versuchsstudie Wandscheibenmodell im Gegensatz zum 3D-Hochbaumodell inkompatibel sei, in anderen Worten, das Wandscheibenmodell diene als Versuchsstudie und ihre Beurteilung kann für das 3D-Hochbaumodell nicht herangezogen werden. Als nächstes sei der Vergleich der ermittelten Eigenfrequenzen und Eigenformen die ohne und durch den Einsatz der Elastomerlager bestimmt wurden mit den elastischen Antwortspektrum gemäß [25] genannt. Es zeigt sich, dass sich die erste Eigenfrequenz, die mit und ohne den Einsatz der Elastomerlager ermittelt wurde, im Plateaubereich befindet.

Der Vergleich der geführten Nachweise für die zwei Wandpfeiler mit den zulässigen Bemessungswerten gemäß [28] und [34] zeigt, dass durch den Einsatz der Elastomerlager an den verschiedenen angeordneten Decken, größtenteils die Nachweise erfüllt werden, wo die ermittelten Schubspannungsnachweise für das 3D-Hochbaumodell auf der unsicheren Seite liegen.

Eine mögliche Lösung wäre, die Dämpfungseigenschaften zu erhöhen, sowie die Steifigkeiten der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen zu reduzieren.

Aus der numerischen Simulation der ermittelten FE-Modelle lässt sich beschließen, dass die Anwendbarkeit der räumlichen Modellierung von der Strukturierung des Netzes mit einem Abstand von 0,8 m nicht genauere Ergebnisse liefert und somit die Beurteilung nicht präzise erläutert wird.

Die Ermittlung der Zeitverlaufsberechnung bei einem räumlichen Modell mittels FE-Simulation ist meist zu hoher, unwirtschaftlicher Aufwand.

Ein weiterer positiver Einfluss kann mit der Erhöhung der Dämpfungseigenschaften und der Reduktion der Steifigkeiten des Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifens erzielt werden, dass dadurch die Eigenfrequenzen soviel abgebaut werden, die sich durch die Frequenzverschiebung nicht im Plateaubereich des elastischen Antwortspektrums gemäß [25] befinden, wo die Erdbebenkraft verringert wird.

Zusammenfassend kann man aus den ermittelten Berechnungen beschließen, dass die resultierende Erdbebensicherheit durch den Einsatz der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen erheblich größer wird und die die Schadensanfälligkeit bei schweren Erdbeben wesentlich geringer erfolgt.

### **8.3 Ausblick**

In dem die Berücksichtigung der Erdbebengefährdung erst in letzter Zeit stark zugenommen hat, stellen vor allem ältere Bauwerke ein Problem dar. Es gibt somit in Europa eine Menge von Gebäuden, die nicht näher bekannte, aber oft ungenügende Erdbebensicherheit aufweisen. Jedoch ist es notwendig, Bauwerke, vor allem jene, von denen großes Risiko auf die Umwelt ausgeht, mit einer ausreichenden Erdbebensicherheit zu versehen.

Das Zeitverlaufsverfahren forderte hohen Arbeitsaufwand für die untersuchten Modelle der Vorstudie. Die Methode des Einsatzes der Elastomerlager hat sich für die untersuchten numerischen Modellen aus äußerst geeignet erwiesen. Insbesondere die Reduktion der Eigenfrequenzen und Spannungsgrößen, sowie gewisse Erhöhung der Verschiebungen ist als großer Vorteil für die Erdbebensicherheit zu nennen.

Einer quantitativen Aussage dieser Tendenz hierzu bedarf allerdings genauere Untersuchung der vorgestellten Vorstudie.



# ANHANG

## A. Pressungsplan

Nach dem Pressungsplan wurden die Positionen für die Sylomer<sup>®</sup> Lagerstreifen durch die ertragbaren statischen Dauerlasten vom Anwendungstechniker der Firma Getzner Werkstoffe GmbH ermittelt.

Es sind folgende Pressungspläne abgebildet:

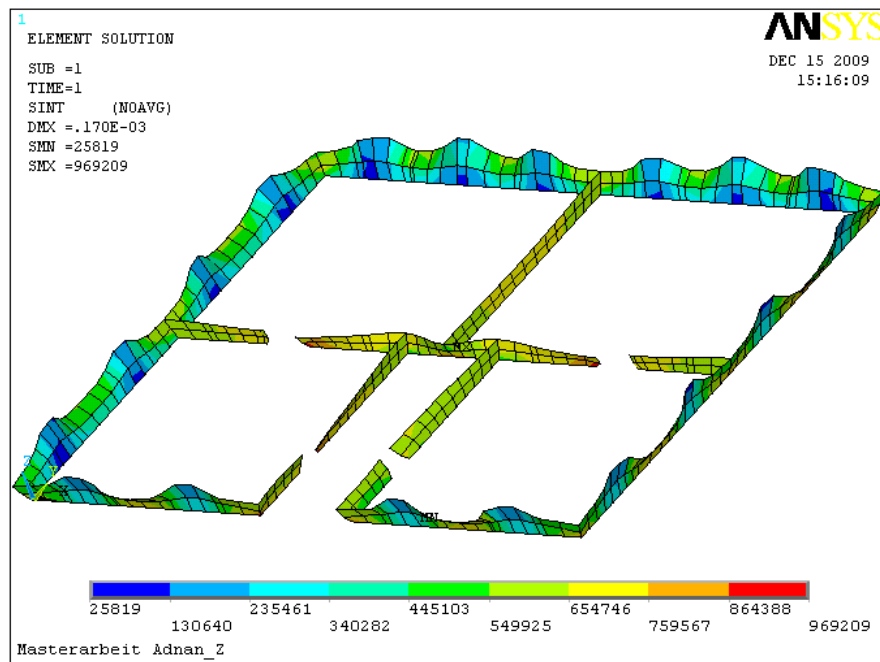


Abbildung A.1: Pressungsplan zwischen den Fundament und der Wand (N/m<sup>2</sup>)

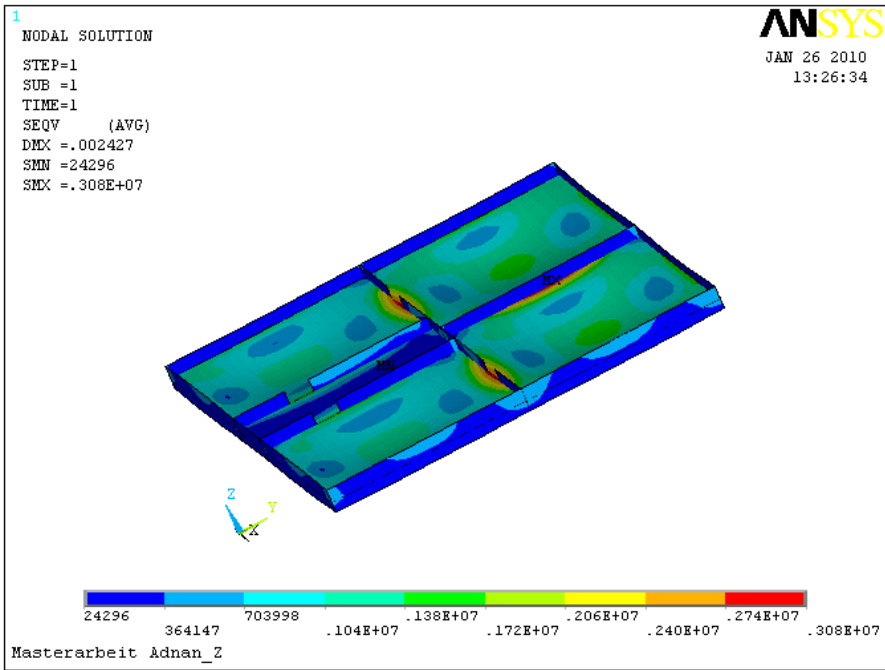


Abbildung A.2: Pressungsplan an der Decke über 1 OG

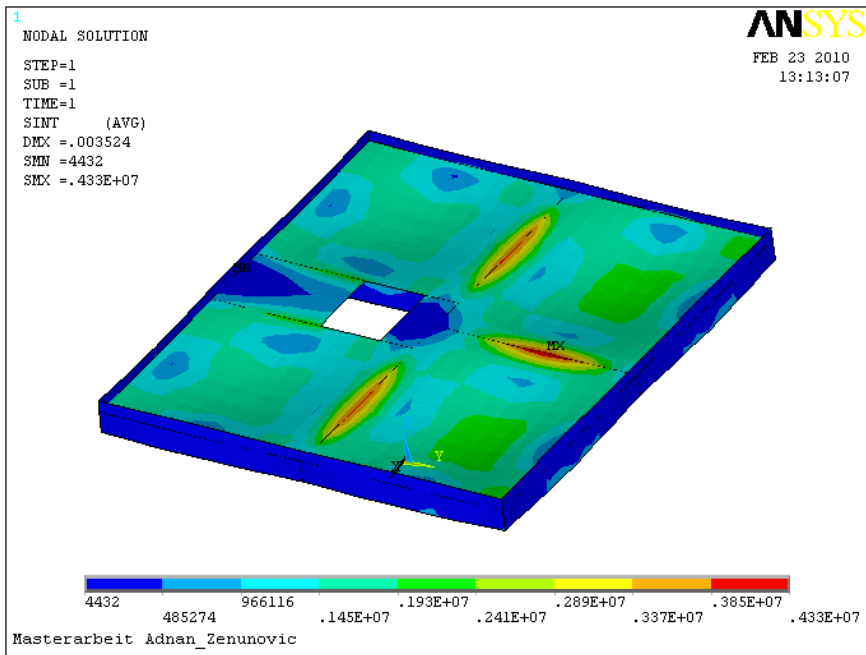


Abbildung A.3: Pressungsplan an der Decke über 3 OG

## B. Sylomer® Lagerstreifen

Die ermittelten Sylomer®-Lagerstreifen an den verschiedenen Decken für die angewendeten FE-Modelle werden wie folgt dargestellt:

- Sylomer® Lagerstreifen für die Untergeschoßdecke

Masterarbeit Adnan Zenunovic

Decke UG - Sylomerlager 25mm



Position	gK N/mm <sup>2</sup>	Abmessungen			Pressung N/mm <sup>2</sup>	Sylomer Typ	Lagerdicke mm	dynam. E-Modul bei fo (aus FC) N/mm <sup>2</sup>	dynam. Steifigkeit (bei fo) KN/mm	dynam. Schubmodul (bei 10Hz) N/mm <sup>2</sup>	dynam. Schubsteifigkeit (bei 10Hz) KN/mm	Verlustfaktor	Abstimmfrequenz Hz
		Länge m	Breite m	Fläche m <sup>2</sup>									
<b>Streifenlagerung</b>													
1.1	0,45	12,890	0,290	3,738	0,453	SR 450	25	5,30	792	1,00	149,5	0,11	10,8
1.2	0,78	2,000	0,290	0,580	0,780	SR 850	25	11,90	276	1,40	32,5	0,12	12,3
1.3	0,41	6,945	0,290	2,014	0,407	SR 450	25	5,44	438	1,00	80,6	0,11	11,5
1.4	0,67	2,000	0,290	0,580	0,672	SR 850	25	12,00	278	1,40	32,5	0,12	13,3
1.5	0,41	6,945	0,290	2,014	0,407	SR 450	25	5,44	438	1,00	80,6	0,11	11,5
1.6	0,78	2,000	0,290	0,580	0,780	SR 850	25	11,90	276	1,40	32,5	0,12	12,3
1.7	0,45	12,890	0,290	3,738	0,453	SR 450	25	5,30	792	1,00	149,5	0,11	10,8
1.8	0,78	2,000	0,290	0,580	0,780	SR 850	25	11,90	276	1,40	32,5	0,12	12,3
1.9	0,47	5,200	0,290	1,508	0,469	SR 450	25	5,25	317	1,00	60,3	0,11	10,6
1.10	0,47	5,200	0,290	1,508	0,469	SR 450	25	5,25	317	1,00	60,3	0,11	10,6
1.11	0,78	2,000	0,290	0,580	0,780	SR 850	25	11,90	276	1,40	32,5	0,12	12,3
2.1	0,58	2,800	0,290	0,812	0,579	SR 850	25	12,10	393	1,40	45,5	0,12	14,4
2.2	0,73	9,290	0,290	2,694	0,734	SR 850	25	12,10	1.304	1,40	150,9	0,12	12,8
2.3	0,58	2,800	0,290	0,812	0,579	SR 850	25	12,10	393	1,40	45,5	0,12	14,4
3.1	0,59	8,000	0,290	2,320	0,594	SR 850	25	12,20	1.132	1,40	129,9	0,12	14,3
3.2	0,62	4,700	0,290	1,363	0,619	SR 850	25	12,10	660	1,40	76,3	0,12	14,0
3.3	0,79	3,000	0,290	0,870	0,787	SR 850	25	12,00	418	1,40	48,7	0,12	12,3
3.4	0,62	4,700	0,290	1,363	0,619	SR 850	25	12,10	660	1,40	76,3	0,12	14,0
3.5	0,79	3,000	0,290	0,870	0,787	SR 850	25	12,00	418	1,40	48,7	0,12	12,3
<b>Summe:</b>				28,5					9,854		1,365		

Gesamtsteifigkeit	9.854	[KN/mm]
Abgefederte Masse	1.630.557	[kg]
Abstimmfrequenz	12,4	[Hz]

Tabelle B.1: Die Positionen der Sylomerlager für die Decke UG - h=25 m

**Masterarbeit Adnan Zenunovic**  
 Decke UG - Sylomerlager 37,5mm



Position	gK N/mm <sup>2</sup>	Abmessungen			Pressung N/mm <sup>2</sup>	Sylomer Typ	Lagerdicke mm	dynam. E-Modul bei fo (aus FC) N/mm <sup>2</sup>	dynam. Steifigkeit (bei fo) KN/mm	dynam. Schubmodul (bei 10Hz) N/mm <sup>2</sup>	dynam. Schubsteifigkeit t (bei 10Hz) KN/mm	Verlustfaktor	Abstimmfrequenz Hz
		Länge m	Breite m	Fläche m <sup>2</sup>									
<b>Streifenlagerung</b>													
1.1	0,45	12,890	0,290	3,738	0,453	SR 450	37,5	5,07	505	1,00	99,7	0,11	8,6
1.2	0,78	2,000	0,290	0,580	0,780	SR 850	37,5	11,20	173	1,40	21,7	0,12	9,8
1.3	0,41	6,945	0,290	2,014	0,407	SR 450	37,5	5,21	280	1,00	53,7	0,11	9,2
1.4	0,67	2,000	0,290	0,580	0,672	SR 850	37,5	11,10	172	1,40	21,7	0,12	10,5
1.5	0,41	6,945	0,290	2,014	0,407	SR 450	37,5	5,21	280	1,00	53,7	0,11	9,2
1.6	0,78	2,000	0,290	0,580	0,780	SR 850	37,5	11,20	173	1,40	21,7	0,12	9,8
1.7	0,45	12,890	0,290	3,738	0,453	SR 450	37,5	5,07	505	1,00	99,7	0,11	8,6
1.8	0,78	2,000	0,290	0,580	0,780	SR 850	37,5	11,20	173	1,40	21,7	0,12	9,8
1.9	0,47	5,200	0,290	1,508	0,469	SR 450	37,5	5,03	202	1,00	40,2	0,11	8,4
1.10	0,47	5,200	0,290	1,508	0,469	SR 450	37,5	5,03	202	1,00	40,2	0,11	8,4
1.11	0,78	2,000	0,290	0,580	0,780	SR 850	37,5	11,20	173	1,40	21,7	0,12	9,8
2.1	0,58	2,800	0,290	0,812	0,579	SR 850	37,5	11,30	245	1,40	30,3	0,12	11,4
2.2	0,73	9,290	0,290	2,694	0,734	SR 850	37,5	11,30	812	1,40	100,6	0,12	10,1
2.3	0,58	2,800	0,290	0,812	0,579	SR 850	37,5	11,30	245	1,40	30,3	0,12	11,4
3.1	0,59	8,000	0,290	2,320	0,594	SR 850	37,5	11,30	699	1,40	86,6	0,12	11,2
3.2	0,62	4,700	0,290	1,363	0,619	SR 850	37,5	11,20	407	1,40	50,9	0,12	11,0
3.3	0,79	3,000	0,290	0,870	0,787	SR 850	37,5	11,20	260	1,40	32,5	0,12	9,7
3.4	0,62	4,700	0,290	1,363	0,619	SR 850	37,5	11,20	407	1,40	50,9	0,12	11,0
3.5	0,79	3,000	0,290	0,870	0,787	SR 850	37,5	11,20	260	1,40	32,5	0,12	9,7
<b>Summe:</b>				28,5					6.174		910		

Gesamtsteifigkeit	6.174	[KN/mm]
Abgefederte Masse	1.630.557	[kg]
Abstimmfrequenz	9,8	[Hz]

Tabelle B.2: Die Positionen der Sylomer®-Lagerstreifen für die Decke UG - h=37,5 mm

**Masterarbeit Adnan Zenunovic**  
 Decke UG - Sylomerlager 50mm



Position	gK N/mm <sup>2</sup>	Abmessungen			Pressung N/mm <sup>2</sup>	Sylomer Typ	Lagerdicke mm	dynam. E-Modul bei fo (aus FC) N/mm <sup>2</sup>	dynam. Steifigkeit (bei fo) KN/mm	dynam. Schubmodul (bei 10Hz) N/mm <sup>2</sup>	dynam. Schubsteifigkeit t (bei 10Hz) KN/mm	Verlustfaktor	Abstimmfrequenz Hz
		Länge m	Breite m	Fläche m <sup>2</sup>									
<b>Streifenlagerung</b>													
1.1	0,45	12,890	0,290	3,738	0,453	SR 450	50	4,85	363	1,00	74,8	0,11	7,3
1.2	0,78	2,000	0,290	0,580	0,780	SR 850	50	10,40	121	1,40	16,2	0,12	8,1
1.3	0,41	6,945	0,290	2,014	0,407	SR 450	50	4,91	198	1,00	40,3	0,11	7,7
1.4	0,67	2,000	0,290	0,580	0,672	SR 850	50	10,20	118	1,40	16,2	0,12	8,7
1.5	0,41	6,945	0,290	2,014	0,407	SR 450	50	4,91	198	1,00	40,3	0,11	7,7
1.6	0,78	2,000	0,290	0,580	0,780	SR 850	50	10,40	121	1,40	16,2	0,12	8,1
1.7	0,45	12,890	0,290	3,738	0,453	SR 450	50	4,85	363	1,00	74,8	0,11	7,3
1.8	0,78	2,000	0,290	0,580	0,780	SR 850	50	10,40	121	1,40	16,2	0,12	8,1
1.9	0,47	5,200	0,290	1,508	0,469	SR 450	50	4,79	144	1,00	30,2	0,11	7,1
1.10	0,47	5,200	0,290	1,508	0,469	SR 450	50	4,79	144	1,00	30,2	0,11	7,1
1.11	0,78	2,000	0,290	0,580	0,780	SR 850	50	10,40	121	1,40	16,2	0,12	8,1
2.1	0,58	2,800	0,290	0,812	0,579	SR 850	50	10,40	169	1,40	22,7	0,12	9,5
2.2	0,73	9,290	0,290	2,694	0,734	SR 850	50	10,70	577	1,40	75,4	0,12	8,5
2.3	0,58	2,800	0,290	0,812	0,579	SR 850	50	10,40	169	1,40	22,7	0,12	9,5
3.1	0,59	8,000	0,290	2,320	0,594	SR 850	50	10,70	496	1,40	65,0	0,12	9,5
3.2	0,62	4,700	0,290	1,363	0,619	SR 850	50	10,60	289	1,40	38,2	0,12	9,2
3.3	0,79	3,000	0,290	0,870	0,787	SR 850	50	10,50	183	1,40	24,4	0,12	8,1
3.4	0,62	4,700	0,290	1,363	0,619	SR 850	50	10,60	289	1,40	38,2	0,12	9,2
3.5	0,79	3,000	0,290	0,870	0,787	SR 850	50	10,50	183	1,40	24,4	0,12	8,1
<b>Summe:</b>				28,5					4.365		683		

Gesamtsteifigkeit	4.365	[KN/mm]
Abgefederte Masse	1.630.557	[kg]
Abstimmfrequenz	8,2	[Hz]

Tabelle B.3: Die Positionen der Sylomer®-Lagerstreifen für die Decke UG - h=50 mm

Pressungsplan für den Auswurf des Elastomerlaggers (Grundriss)

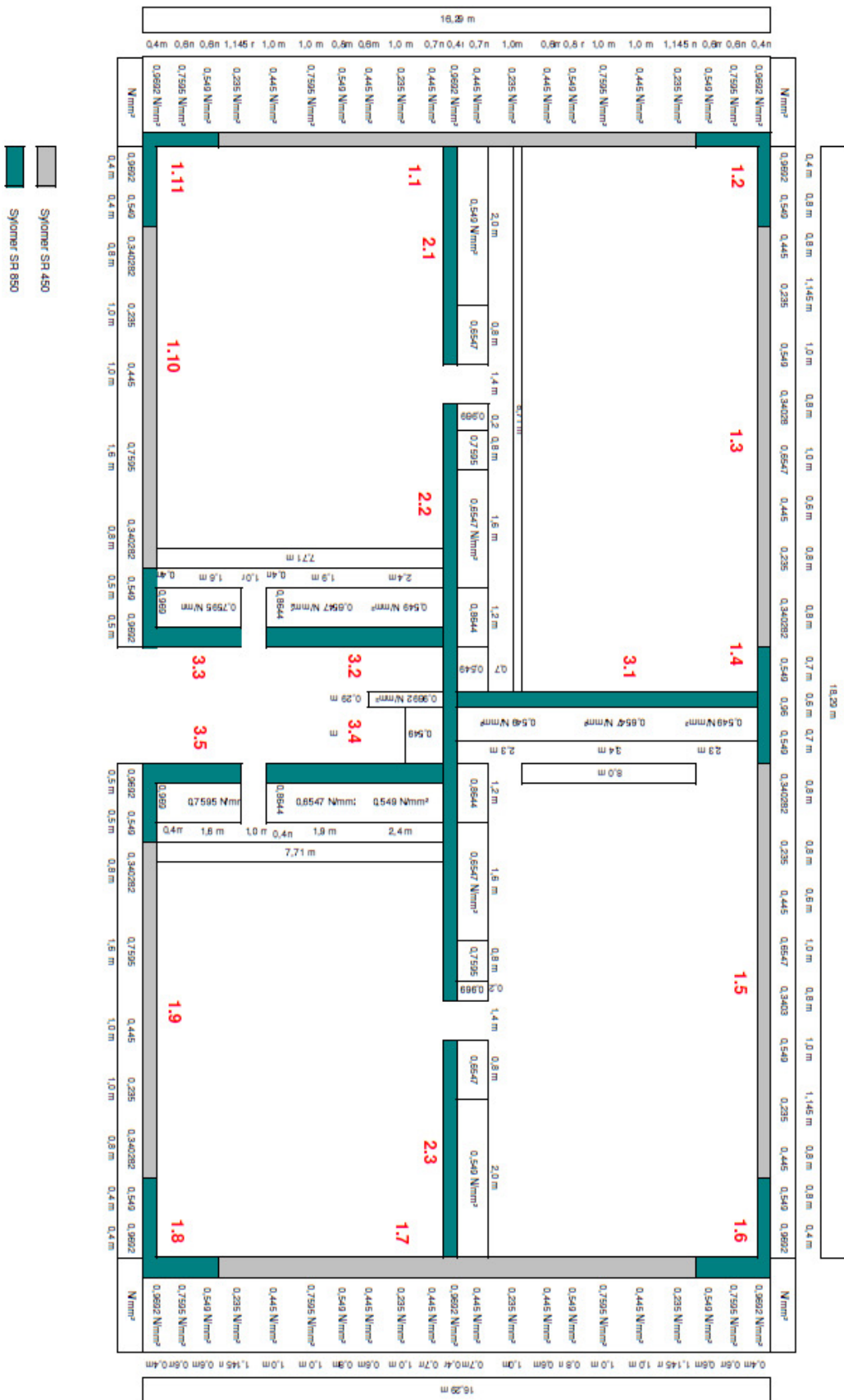


Abbildung B.1: Positionsplan der Sylomer®-Lagerstreifen zwischen der Bodenplatte des Erdgeschosses und der tragenden Wand (Decke UG)



• Sylomer® Lagerstreifen für die Decke über ersten Obergeschoß

Masterarbeit Adnan Zenunovic



Entkoppelung Decke über 1.OG - Sylomerlager 25mm

Position	gK	Abmessungen			Pressung	Sylomer Typ	Lagerdicke	dynam. E-Modul bei fo (aus FC)	dynam. Steifigkeit (bei fo)	dynam. Schubmodul (bei 10Hz)	dynam. Schubsteifigkeit (bei 10Hz)	Verlustfaktor	Abstimm- frequenz	
		Länge	Breite	Fläche										
		N/mm <sup>2</sup>	m	m										m <sup>2</sup>
<b>Streifenlagerung</b>														
4.1	0,30	16,090	0,290	4,666	0,297	SR 450	25	5,72	1.068	1,00	186,6	0,11	13,8	
4.2	0,29	12,845	0,290	3,725	0,289	SR 450	25	5,72	852	1,40	208,6	0,11	14,0	
4.3	0,28	5,645	0,290	1,637	0,281	SR 450	25	5,72	375	1,00	65,5	0,11	14,2	
4.4	0,30	16,090	0,290	4,666	0,297	SR 450	25	5,72	1.068	1,00	186,6	0,11	13,8	
4.5	0,28	18,290	0,290	5,304	0,281	SR 450	25	5,76	1.222	1,00	212,2	0,11	14,3	
5.1	0,24	2,800	0,290	0,812	0,243	SR 450	25	5,75	187	1,00	32,5	0,11	15,3	
5.2	0,28	9,210	0,290	2,671	0,280	SR 450	25	5,75	614	1,00	106,8	0,11	14,3	
5.3	0,24	2,800	0,290	0,812	0,243	SR 450	25	5,75	187	1,00	32,5	0,11	15,3	
6.1	0,25	8,000	0,290	2,320	0,251	SR 450	25	5,78	536	1,00	92,8	0,11	15,2	
6.2	0,26	4,710	0,290	1,366	0,256	SR 450	25	5,74	314	1,00	54,6	0,11	14,9	
6.3	0,24	2,000	0,290	0,580	0,243	SR 450	25	5,73	133	1,00	23,2	0,11	15,3	
6.4	0,26	4,710	0,290	1,366	0,256	SR 450	25	5,74	314	1,00	54,6	0,11	14,9	
6.5	0,24	2,000	0,290	0,580	0,243	SR 450	25	5,73	133	1,00	23,2	0,11	15,3	
<b>Summe:</b>					30,5				7.001			1.280		

Gesamtsteifigkeit	7.001	[KN/mm]
Abgefederte Masse	867.051	[kg]
Abstimmfrequenz	14,3	[Hz]

Tabelle B.4: Die Positionen der Sylomer®-Lagerstreifen für die Decke über 1.OG - h=25 mm

Masterarbeit Adnan Zenunovic



Entkoppelung Decke über 1.OG - Sylomerlager 37,5mm

Position	gK	Abmessungen			Pressung	Sylomer Typ	Lagerdicke	dynam. E-Modul bei fo (aus FC)	dynam. Steifigkeit (bei fo)	dynam. Schubmodul (bei 10Hz)	dynam. Schubsteifigkeit (bei 10Hz)	Verlustfaktor	Abstimm- frequenz	
		Länge	Breite	Fläche										
		N/mm <sup>2</sup>	m	m										m <sup>2</sup>
<b>Streifenlagerung</b>														
4.1	0,30	16,090	0,290	4,666	0,297	SR 450	37,5	5,49	683	1,00	124,4	0,11	11,1	
4.2	0,29	12,845	0,290	3,725	0,289	SR 450	37,5	5,49	545	1,40	139,1	0,11	11,2	
4.3	0,28	5,645	0,290	1,637	0,281	SR 450	37,5	5,49	240	1,00	43,7	0,11	11,4	
4.4	0,30	16,090	0,290	4,666	0,297	SR 450	37,5	5,49	683	1,00	124,4	0,11	11,1	
4.5	0,28	18,290	0,290	5,304	0,281	SR 450	37,5	5,50	778	1,00	141,4	0,11	11,4	
5.1	0,24	2,800	0,290	0,812	0,243	SR 450	37,5	5,52	120	1,00	21,7	0,11	12,3	
5.2	0,28	9,210	0,290	2,671	0,280	SR 450	37,5	5,50	392	1,00	71,2	0,11	11,4	
5.3	0,24	2,800	0,290	0,812	0,243	SR 450	37,5	5,52	120	1,00	21,7	0,11	12,3	
6.1	0,25	8,000	0,290	2,320	0,251	SR 450	37,5	5,54	343	1,00	61,9	0,11	12,1	
6.2	0,26	4,710	0,290	1,366	0,256	SR 450	37,5	5,50	200	1,00	36,4	0,11	11,9	
6.3	0,24	2,000	0,290	0,580	0,243	SR 450	37,5	5,50	85	1,00	15,5	0,11	12,3	
6.4	0,26	4,710	0,290	1,366	0,256	SR 450	37,5	5,50	200	1,00	36,4	0,11	11,9	
6.5	0,24	2,000	0,290	0,580	0,243	SR 450	37,5	5,50	85	1,00	15,5	0,11	12,3	
<b>Summe:</b>					30,5				4.474			853		

Gesamtsteifigkeit	4.474	[KN/mm]
Abgefederte Masse	867.051	[kg]
Abstimmfrequenz	11,4	[Hz]

Tabelle B.5: Die Positionen der Sylomer®-Lagerstreifen für die Decke über 1.OG - h=37,5 mm

Entkoppelung Decke über 1.OG - Sylomerlager 50 mm

Position	gK	Abmessungen			Pressung	Sylomer Typ	Lagerdicke	dynam. E-Modul bei fo (aus FC)	dynam. Steifigkeit (bei fo)	dynam. Schubmodul (bei 10Hz)	dynam. Schubsteifigkeit (bei 10Hz)	Verlustfaktor	Abstimmfrequenz
		Länge	Breite	Fläche									
	N/mm <sup>2</sup>	m	m	m <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>		mm	N/mm <sup>2</sup>	KN/mm	N/mm <sup>2</sup>	KN/mm	Hz	
<b>Streifenlagerung</b>													
4.1	0,30	16,090	0,290	4,666	0,297	SR 450	50	5,28	493	1,00	93,3	0,11	9,4
4.2	0,29	12,845	0,290	3,725	0,289	SR 450	50	5,28	393	1,40	104,3	0,11	9,5
4.3	0,28	5,645	0,290	1,637	0,281	SR 450	50	5,28	173	1,00	32,7	0,11	9,7
4.4	0,30	16,090	0,290	4,666	0,297	SR 450	50	5,28	493	1,00	93,3	0,11	9,4
4.5	0,28	18,290	0,290	5,304	0,281	SR 450	50	5,30	562	1,00	106,1	0,11	9,7
5.1	0,24	2,800	0,290	0,812	0,243	SR 450	50	5,18	84	1,00	16,2	0,11	10,3
5.2	0,28	9,210	0,290	2,671	0,280	SR 450	50	5,27	282	1,00	53,4	0,11	9,7
5.3	0,24	2,800	0,290	0,812	0,243	SR 450	50	5,18	84	1,00	16,2	0,11	10,3
6.1	0,25	8,000	0,290	2,320	0,251	SR 450	50	5,29	245	1,00	46,4	0,11	10,2
6.2	0,26	4,710	0,290	1,366	0,256	SR 450	50	5,24	143	1,00	27,3	0,11	10,1
6.3	0,24	2,000	0,290	0,580	0,243	SR 450	50	5,12	59	1,00	11,6	0,11	10,2
6.4	0,26	4,710	0,290	1,366	0,256	SR 450	50	5,24	143	1,00	27,3	0,11	10,1
6.5	0,24	2,000	0,290	0,580	0,243	SR 450	50	5,12	59	1,00	11,6	0,11	10,2
<b>Summe:</b>				30,5					3.214		640		

Gesamtsteifigkeit	3.214	[KN/mm]
Abgefederte Masse	867.051	[kg]
Abstimmfrequenz	9,7	[Hz]

Tabelle B.6: Die Positionen der Sylomer®-Lagerstreifen für die Decke über 1.OG - h=50 mm

SI 450

### Positionsplan - Decke über 1.OG

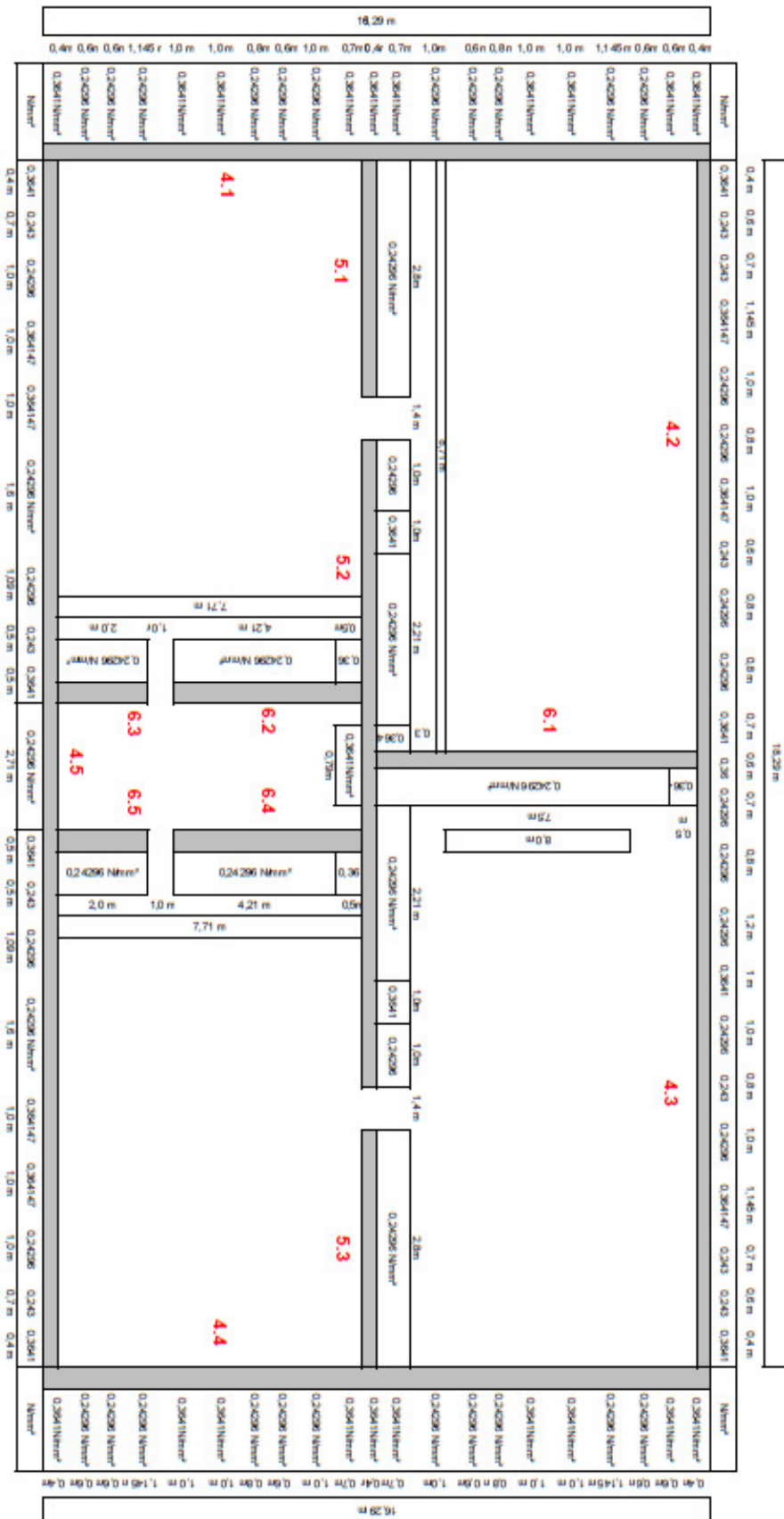


Abbildung B.2 : Positionsplan der Sylomer®-Lagerstreifen zwischen der Decke über dem ersten Obergeschoss und der tragenden Wand (Decke über 1OG)

• **Sylomer<sup>®</sup> Lagerstreifen für die Decke über dritten Obergeschoß - Dachgeschoßausbau**

**Masterarbeit Adnan Zenunovic**

Entkoppelung Decke über 3 OG - Sylomerlager 50mm

Position	gK N/mm <sup>2</sup>	Abmessungen			Pressung N/mm <sup>2</sup>	Sylomer Typ	Lager- dicke mm	dynam. E-Modul bei fo (aus FC) N/mm <sup>2</sup>	dynam. Steifigkeit (bei fo) KN/mm	dynam. Schubmodul (bei 10Hz) N/mm <sup>2</sup>	dynam. Schubsteifigkeit (bei 10Hz) KN/mm	Verlustfaktor	Abstimm- frequenz Hz
		Länge m	Breite m	Fläche m <sup>2</sup>									
<b>Streifenlagerung</b>													
1.1	0,35	13,000	0,290	3,770	0,350	SR 450	50	5,00	377	1,00	75,4	0,11	8,4
1.2	0,65	2,290	0,290	0,664	0,650	SR 850	50	10,80	143	1,40	18,6	0,12	9,1
1.3	0,35	15,000	0,290	4,350	0,350	SR 450	50	5,00	435	1,00	87,0	0,11	8,4
1.4	0,60	2,290	0,290	0,664	0,600	SR 850	50	10,80	143	1,40	18,6	0,12	9,5
1.5	0,35	15,000	0,290	4,350	0,350	SR 450	50	5,00	435	1,00	87,0	0,11	8,4
1.6	0,65	2,290	0,290	0,664	0,650	SR 850	50	10,80	143	1,40	18,6	0,12	9,1
1.7	0,35	13,000	0,290	3,770	0,350	SR 450	50	5,00	377	1,00	75,4	0,11	8,4
1.8	0,60	2,290	0,290	0,664	0,600	SR 850	50	10,80	143	1,40	18,6	0,12	9,5
1.9	0,35	1,710	0,290	0,496	0,350	SR 450	50	5,00	50	1,00	9,9	0,11	8,4
1.10	0,60	2,290	0,290	0,664	0,600	SR 850	50	10,80	143	1,40	18,6	0,12	9,5
2.1	0,55	2,000	0,290	0,580	0,550	SR 850	50	10,40	121	1,40	16,2	0,12	9,7
2.2	0,35	5,910	0,290	1,714	0,350	SR 450	50	5,00	171	1,00	34,3	0,11	8,4
2.3	0,55	1,890	0,290	0,548	0,550	SR 850	50	10,40	114	1,40	15,3	0,12	9,7
2.4	0,35	5,910	0,290	1,714	0,350	SR 450	50	5,00	171	1,00	34,3	0,11	8,4
2.5	0,55	2,000	0,290	0,580	0,550	SR 850	50	10,40	121	1,40	16,2	0,12	9,7
3.1	0,55	6,910	0,290	2,004	0,550	SR 850	50	10,40	417	1,40	56,1	0,12	9,7
3.2	0,30	1,150	0,290	0,334	0,300	SR 450	50	4,95	33	1,00	6,7	0,11	9,1
3.3	0,55	4,560	0,290	1,322	0,550	SR 850	50	10,40	275	1,40	37,0	0,12	9,7
3.4	0,55	2,000	0,290	0,580	0,550	SR 850	50	10,50	122	1,40	16,2	0,12	9,7
3.5	0,30	1,150	0,290	0,334	0,300	SR 450	50	4,95	33	1,00	6,7	0,11	9,1
3.6	0,55	4,560	0,290	1,322	0,550	SR 850	50	10,40	275	1,40	37,0	0,12	9,7
3.7	0,55	2,000	0,290	0,580	0,550	SR 850	50	10,50	122	1,40	16,2	0,12	9,7
Summe:				31,7					4,365		720		

Gesamtsteifigkeit	4.365	[KN/mm]
Abgefederte	1.371.085	[kg]
Abstimmfrequenz	9,0	[Hz]

Tabelle B.7: Die Positionen der Sylomer<sup>®</sup>-Lagerstreifen an der Decke über 3.OG - h=50 mm

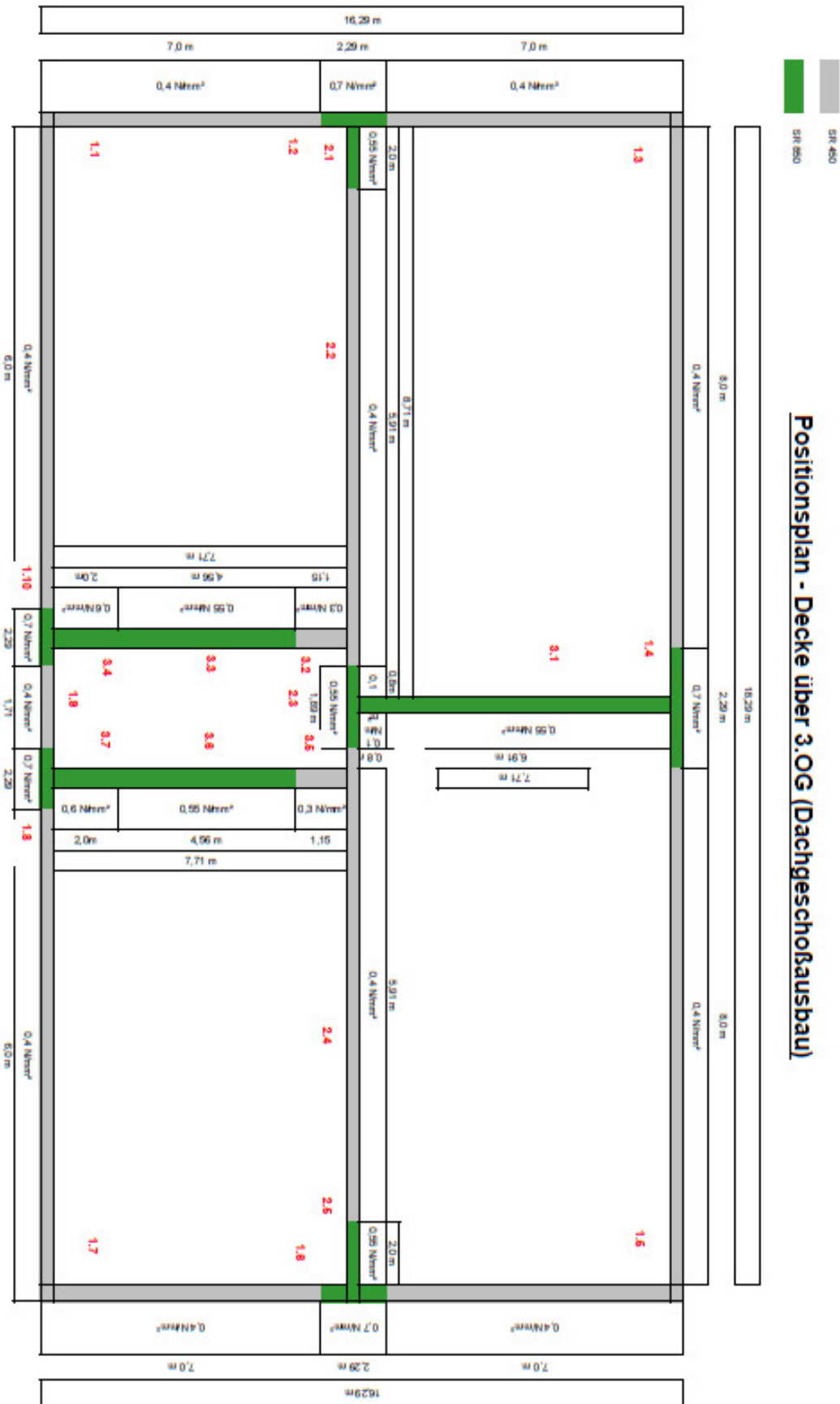


Abbildung B.3: Positionsplan der Sylomer®-Lagerstreifen zwischen der Decke über dem dritten Obergeschoss und der tragenden Wand (Decke über 3OG)

## C. Erdbebenzeitverläufe

Folgende Erdbebenzeitverläufe gemäß [33] wurden entnommen und an den FE-Modellen ermittelt:

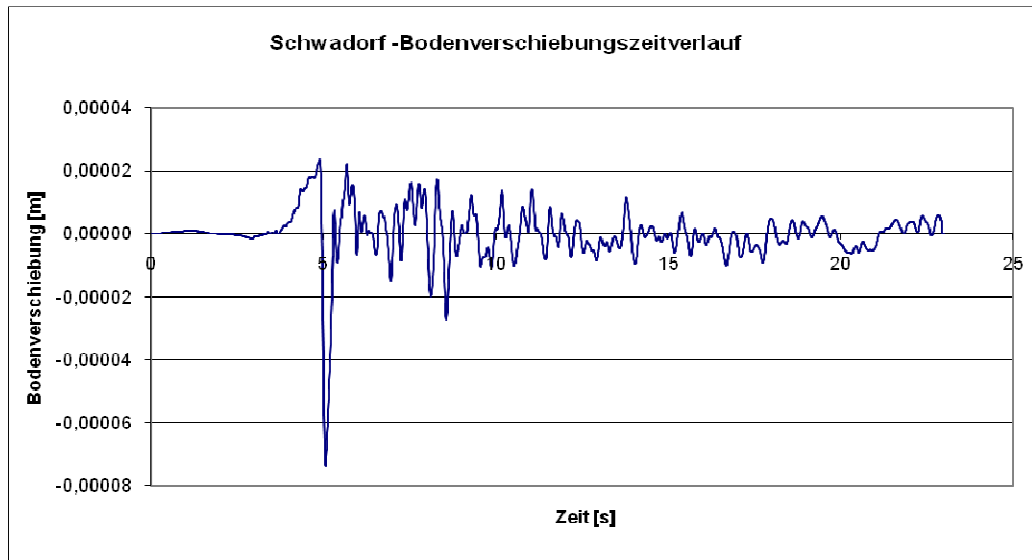


Abbildung C.1: 1) Bodenverschiebungszeitverlauf – Schwadorf [34]

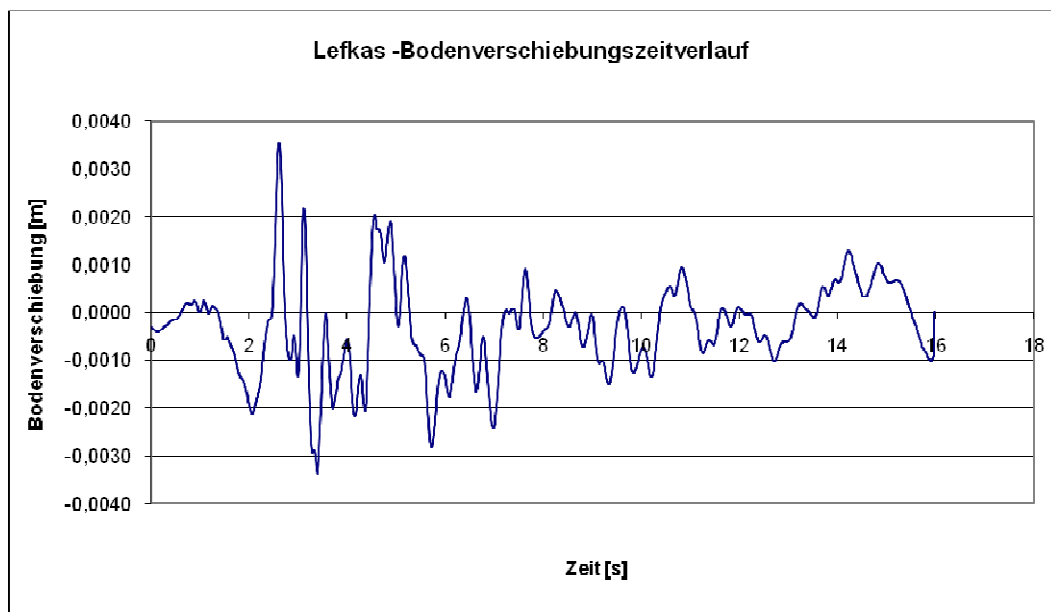


Abbildung C.2: 2) Bodenverschiebungszeitverlauf – Lefkas [34]

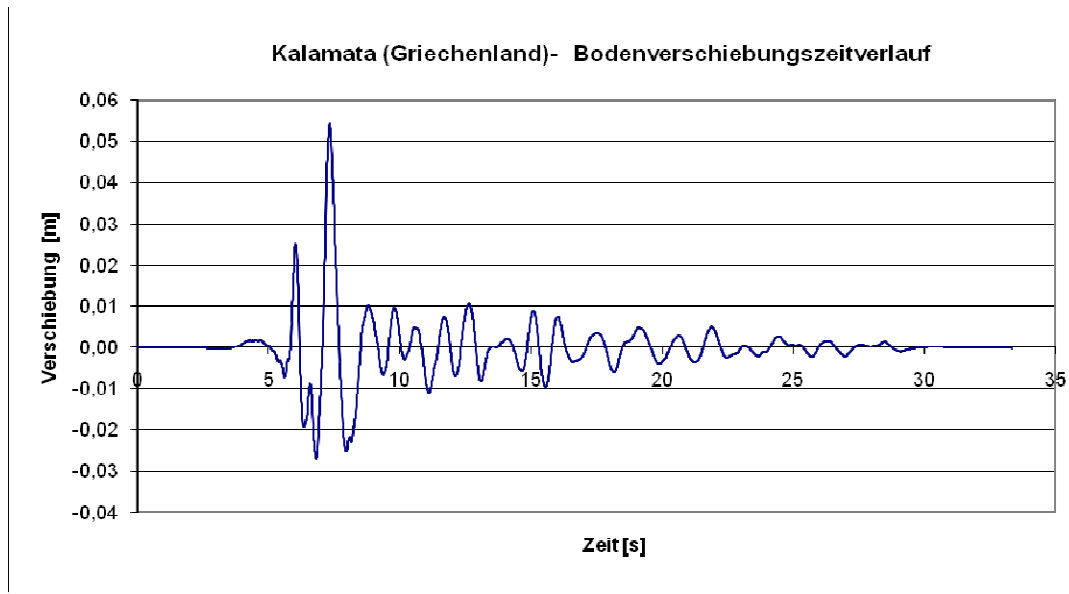
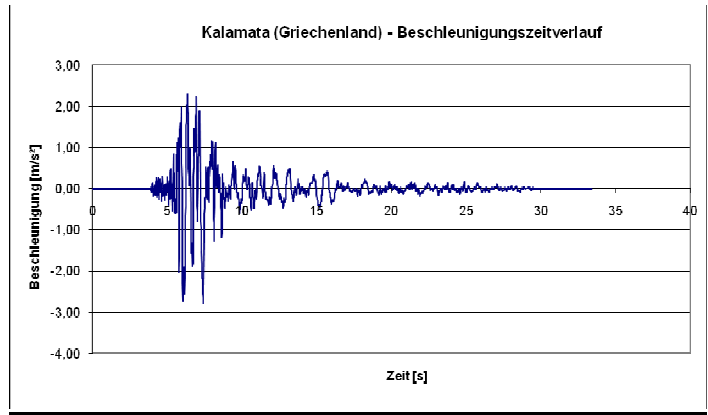
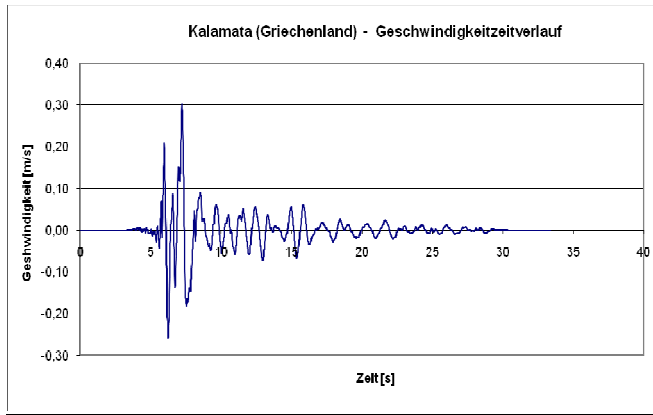


Abbildung C.3: 3) Beschleunigungszeitverlauf, Geschwindigkeitszeitverlauf und Bodenverschiebungszeitverlauf – Kalamata [34]

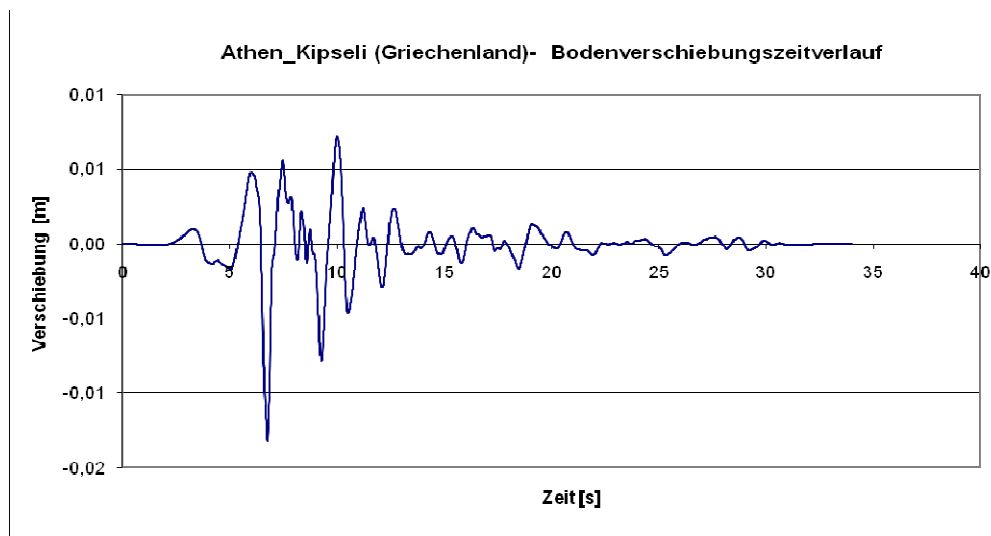


Abbildung C.4: 4) Horizontale Bodenverschiebungszeitverlauf – Athen Kipseli [34]

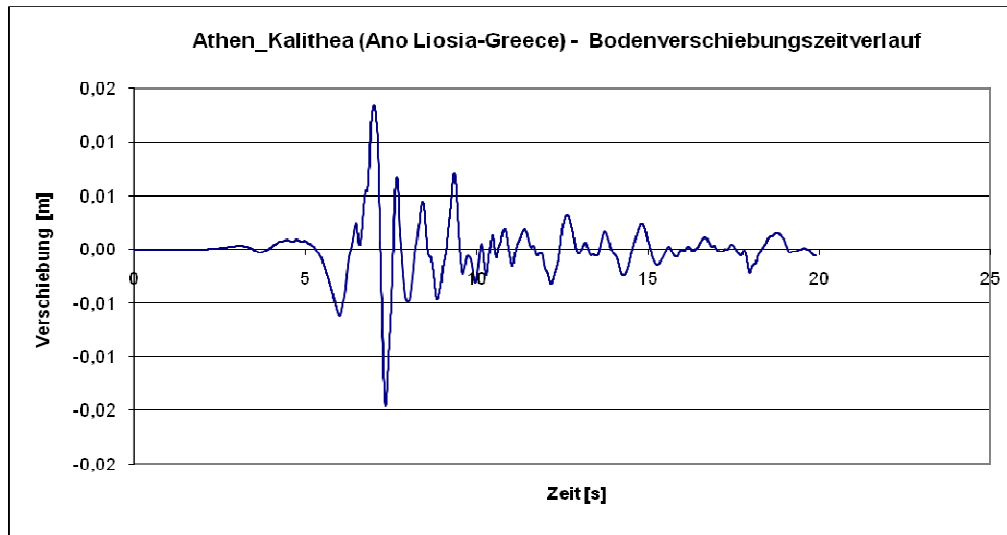


Abbildung C.5: 5) Horizontale Bodenverschiebungszeitverlauf – Athen\_Kalitheia [34]

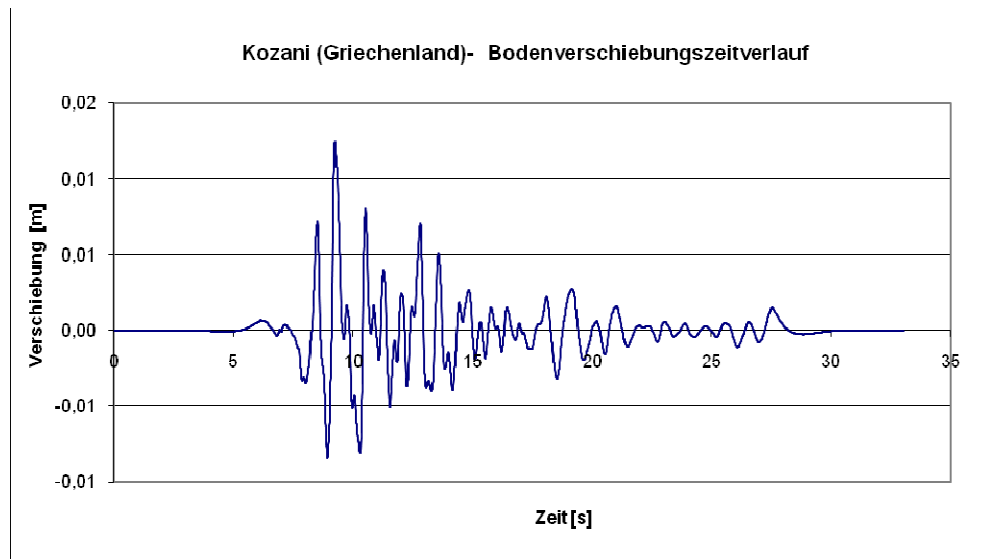


Abbildung C.6: 6) Horizontale Bodenverschiebungszeitverlauf – Kozani [34]



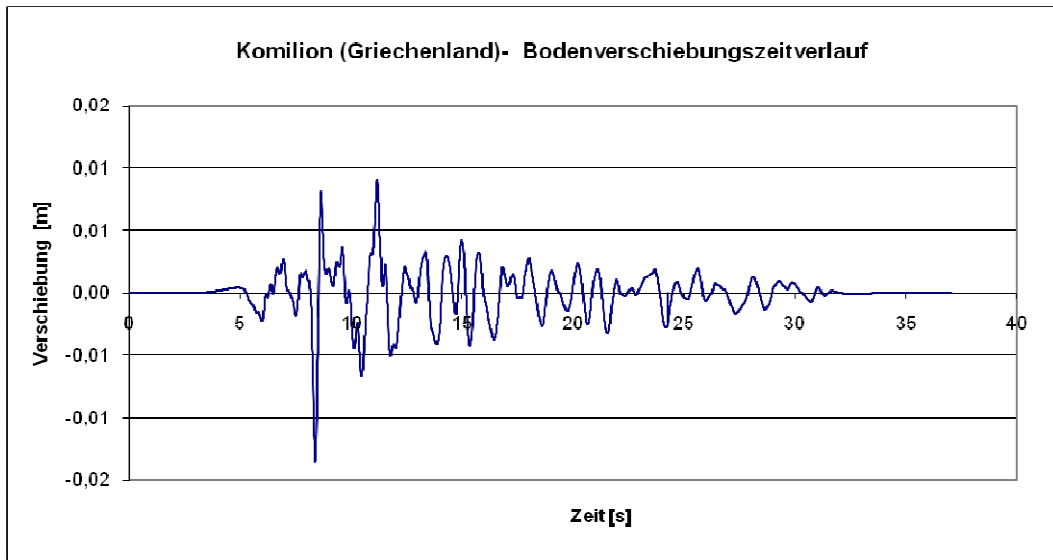


Abbildung C.7: 7) Horizontale Bodenverschiebungszeitverlauf – Komilion [34]

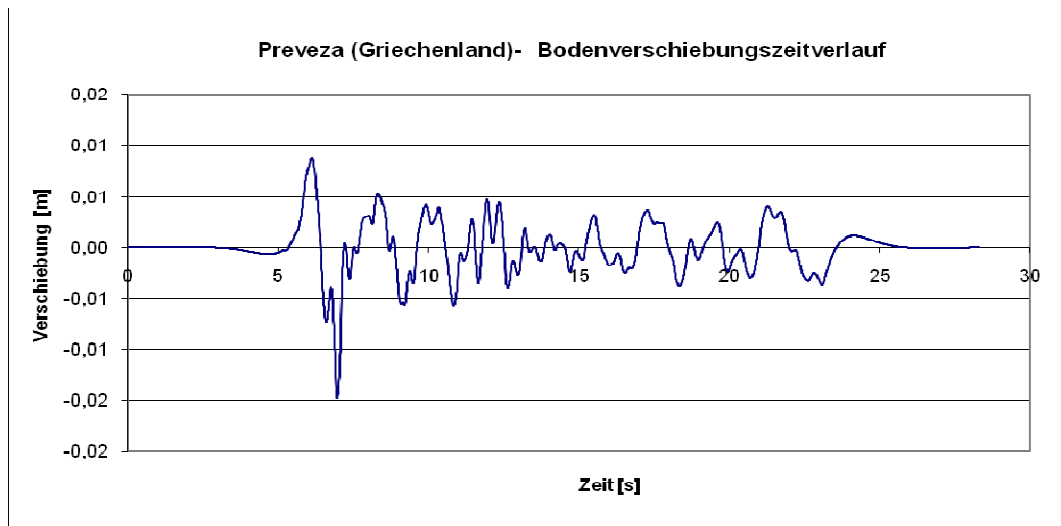


Abbildung C.8: 8) Horizontale Bodenverschiebungszeitverlauf – Preveza [34]

# Tabellenverzeichnis

Tabelle 3.1:	<i>Einteilung der Werkstoffe [6]</i> .....	15
Tabelle 3.2:	<i>Einteilung der chemischen Werkstoffe [6]</i> .....	16
Tabelle 3.3:	<i>Werkstoffbeispiele und Beispiele technischer Anwendung chemischer Werkstoffe [6]</i> .....	18
Tabelle 3.4:	<i>Eigenschaften der Sylomertypen nach der Firma Getzner GmbH [12]</i> .....	21
Tabelle 3.5:	<i>Eigenschaften der Sylodyntypen nach Firma Getzner GmbH [12]</i> .....	22
Tabelle 4.1:	<i>Vor und Nachteile von Tragwerken mit großer Steifigkeit [24]</i> .....	29
Tabelle 4.2:	<i>Vereinfachte Fassung der Intensitätseinteilung der EMS und grobe Zuordnung von maximalen Beschleunigungen [4]</i> .....	31
Tabelle 4.3:	<i>Beschreibung der fünf Schadengrade der EMS mit typischen Schadenbildern bei Ziegel- und Stahlbetonbauten [4]</i> .....	32
Tabelle 5.1:	<i>Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren vom Typ 1 [25]</i> .....	44
Tabelle 5.2:	<i>Vergleich der Berechnungsverfahren [22]</i> .....	55
Tabelle 6.1:	<i>Die Massenermittlung für die Wandscheibe (Ansicht 1)</i> .....	68
Tabelle 6.2:	<i>Die Massenermittlung für das Hochbaumodell</i> .....	69
Tabelle 6.3:	<i>Die Eigenfrequenzen im Zustand I mit und ohne Elastomerlager - Wandscheibenmodell</i> .....	72
Tabelle 6.4:	<i>Die Eigenfrequenzen im Zustand I mit und ohne Elastomerlager - Wandscheibenmodell</i> .....	73
Tabelle 6.5:	<i>Obere Knotenelementnummer zum <math>t=7,17</math> s für den Wandpfeiler 1 - Spannungen in Z-Richtung</i> .....	78
Tabelle 6.6:	<i>Untere Knotenelementnummer zum <math>t=7,17</math>s für den Wandpfeiler 1 - Spannungen in Z-Richtung</i> .....	78
Tabelle 6.7:	<i>Obere Knotenelementnummer zum <math>t=7,2</math> s für den Wandpfeiler 1 - Spannungen in Z-Richtung</i> .....	78
Tabelle 6.8:	<i>Untere Knotenelementnummer zum <math>t=7,17</math> s für den Wandpfeiler 1 - Spannungen in Z-Richtung</i> .....	78
Tabelle 6.9:	<i>Obere Knotenelementnummer zum <math>t=7,2</math> s für den Wandpfeiler 2 - Spannungen in Z-Richtung</i> .....	79
Tabelle 6.10:	<i>Untere Knotenelementnummer zum <math>t=7,17</math>s für den Wandpfeiler 2 - Spannungen in Z-Richtung</i> .....	79
Tabelle 6.11:	<i>Obere Knotenelementnummer zum <math>t=7,2</math> s für den Wandpfeiler 2 - Spannungen in Z-Richtung</i> .....	79
Tabelle 6.12:	<i>Untere Knotenelementnummer zum <math>t=7,17</math> s für den Wandpfeiler 2 - Spannungen in Z-Richtung</i> .....	79
Tabelle 6.13:	<i>Spannungsvergleich für den Wandpfeiler 1 → obere Knotenreihe</i> .....	80
Tabelle 6.14:	<i>Spannungsvergleich für den Wandpfeiler 2 → untere Knotenreihe</i> .....	81
Tabelle 6.15:	<i>Errechneten Verformungsgrößen im Zustand I ohne Elastomerlager - Wandscheibenmodell</i> .....	82
Tabelle 6.16:	<i>Errechneten Verformungsgrößen im Zustand I mit Sylomer®-Lagerstreifen <math>h=25</math>mm an der Decke UG- Wandscheibenmodell</i> .....	84
Tabelle 6.17:	<i>Errechneten Verformungsgrößen im Zustand I mit Sylomer®-Lagerstreifen <math>h=37,5</math>mm an der Decke UG-Wandscheibenmodell</i> .....	86
Tabelle 6.18:	<i>Errechneten Verformungsgrößen im Zustand I mit Sylomer®-Lagerstreifen <math>h=50</math>mm an der Decke UG- Wandscheibenmodell</i> .....	87
Tabelle 6.19:	<i>Errechneten Verformungsgrößen im Zustand I mit Sylomer®-Lagerstreifen <math>h=50</math>mm an der Decke UG+Dü1OG - Wandscheibenmodell</i> .....	88
Tabelle 6.20:	<i>Errechneten Verformungsgrößen im Zustand I ohne Elastomerlager - Wandscheibenmodell</i> .....	92

Tabelle 6.21: Errechneten Verformungsgrößen im Zustand I mit Sylomer®-Lagerstreifen h=50mm an der Decke UG+Dü1OG-Wandscheibenmodell.....	92
Tabelle 6.22: Die Spektralwerte für das elastische Antwortspektrum „Kalamata“ .....	96
Tabelle 6.23: Aufteilung der horizontalen Kräfte .....	97
Tabelle 6.24: Spannungen in Z-Richtung für Wandpfeiler 1 nach Antwortspektrumverfahren	97
Tabelle 6.25: Schubspannungen in XZ-Richtung für Wandpfeiler 1 nach Antwortspektrumverfahren.....	97
Tabelle 6.26: Spannungen in Z-Richtung für Wandpfeiler 2 nach Antwortspektrumverfahren	97
Tabelle 6.27: Schubspannungen in XZ-Richtung für Wandpfeiler 2 nach Antwortspektrumverfahren.....	98
Tabelle 6.28: Der Vergleich des Antwortspektrumverfahrens zu Zeitverlaufsberechnung für Wandpfeiler 1 .....	99
Tabelle 6.29: Der Vergleich des Antwortspektrumverfahrens zu Zeitverlaufsberechnung für Wandpfeiler 2 .....	99
Tabelle 6.30: Die Eigenfrequenzen ohne Elastomerlager im Zustand I - Hochbaumodell ....	110
Tabelle 6.31: Die Eigenfrequenzen im Zustand I mit Elastomerlager (h=25mm) an der Decke UG - Hochbaumodell.....	111
Tabelle 6.32: Die Eigenfrequenzen im Zustand I mit Elastomerlager (h=37,5mm) an der Decke UG - Hochbaumodell.....	111
Tabelle 6.33: Die Eigenfrequenzen im Zustand I mit Elastomerlager (h=50mm) an der Decke UG - Hochbaumodell.....	111
Tabelle 6.34: Die Eigenfrequenzen im Zustand I mit Elastomerlager (h=25mm) an der Decke UG+ Dü 1OG - Hochbaumodell .....	112
Tabelle 6.35: Die Eigenfrequenzen im Zustand I mit Elastomerlager (h=37,5mm) an der Decke UG+ Dü 1OG - Hochbaumodell .....	112
Tabelle 6.36: Die Eigenfrequenzen im Zustand I mit Elastomerlager (h=50mm) an der Decke UG+ Dü 1OG – Hochbaumodell.....	112
Tabelle 6.37: Die Eigenfrequenzen im Zustand II ohne Elastomerlager - Hochbaumodell ...	113
Tabelle 6.38: Die Eigenfrequenzen im Zustand II mit Elastomerlager (h=25mm) an der Decke UG - Hochbaumodell.....	114
Tabelle 6.39: Die Eigenfrequenzen im Zustand II mit Elastomerlager (h=37,5mm) an der Decke UG - Hochbaumodell.....	114
Tabelle 6.40: Die Eigenfrequenzen im Zustand II mit Elastomerlager (h=50mm) an der Decke UG – Hochbaumodell.....	114
Tabelle 6.41: Die Eigenfrequenzen im Zustand II mit Elastomerlager (h=25mm) an der Decke UG+ Dü1OG - Hochbaumodell .....	115
Tabelle 6.42: Die Eigenfrequenzen im Zustand II mit Elastomerlager (h=37,5mm) an der Decke UG+ Dü1OG - Hochbaumodell .....	115
Tabelle 6.43: Die Eigenfrequenzen im Zustand II mit Elastomerlager (h=50mm) an der Decke UG+ Dü1OG - Hochbaumodell .....	115
Tabelle 6.44: Die Massenermittlung für das Dachgeschoßausbau durch eine zusätzliche Last .....	125
Tabelle 6.45: Die Eigenfrequenzen im Zustand I ohne Elastomerlager -Dachgeschoßausbau.....	126
Tabelle 6.46: Die Eigenfrequenzen im Zustand I mit Elastomerlager unterhalb der Decke über 3OG und der Wand - Dachgeschoßausbau .....	126
Tabelle 6.47: Die Eigenfrequenzen im Zustand II ohne Elastomerlager -Dachgeschoßausbau.....	127
Tabelle 6.48: Die Eigenfrequenzen im Zustand II mit Elastomerlager unterhalb der Decke über 3OG und der Wand – Dachgeschoßausbau .....	127
Tabelle 7.1: Vergleich der Verformungsgrößen mit und ohne Elastomerlager im Zustand I .....	136
Tabelle 7.2: Vergleich der Verformungsgrößen mit und ohne Elastomerlager im Zustand II .....	136

<i>Tabelle 7.3:</i>	<i>Vergleich der Spannungsgrößen mit und ohne Elastomerlager im Zustand I für den Wandpfeiler 1 – Wandscheibenmodell .....</i>	<i>137</i>
<i>Tabelle 7.4:</i>	<i>Vergleich der Spannungsgrößen mit und ohne Elastomerlager im Zustand I für den Wandpfeiler 2 - Wandscheibenmodell .....</i>	<i>137</i>
<i>Tabelle 7.5:</i>	<i>Vergleich der Eigenfrequenzen mit und ohne Elastomerlager im Zustand I - Hochbaumodell .....</i>	<i>138</i>
<i>Tabelle 7.6:</i>	<i>Vergleich der Eigenfrequenzen mit und ohne Elastomerlager im Zustand II - Hochbaumodell .....</i>	<i>138</i>
<i>Tabelle 7.7:</i>	<i>Die Plausibilitätskontrolle durch die Abstimmfrequenzen der Sylomer® - Lagerstreifen und die ermittelten Eigenfrequenzen (Z-Richtung) .....</i>	<i>139</i>
<i>Tabelle 7.8:</i>	<i>Vergleich der Verformungsgrößen mit und ohne Elastomerlager im Zustand I, zufolge Erdbeben in x- Richtung .....</i>	<i>140</i>
<i>Tabelle 7.9:</i>	<i>Vergleich der Verformungsgrößen mit und ohne Elastomerlager im Zustand I, zufolge Erdbeben in y- Richtung .....</i>	<i>140</i>
<i>Tabelle 7.10:</i>	<i>Vergleich der Spannungsgrößen mit und ohne Elastomerlager im Zustand I für den Wandpfeiler 1 - Hochbaumodell.....</i>	<i>141</i>
<i>Tabelle 7.11:</i>	<i>Vergleich der Spannungsgrößen mit und ohne Elastomerlager im Zustand I für den Wandpfeiler 2 - Hochbaumodell.....</i>	<i>141</i>
<i>Tabelle 7.12:</i>	<i>Vergleich der Eigenfrequenzen mit und ohne Elastomerlager im Zustand I - Dachgeschoßausbau .....</i>	<i>142</i>
<i>Tabelle 7.13:</i>	<i>Vergleich der Eigenfrequenzen mit und ohne Elastomerlager im Zustand II - Dachgeschoßausbau .....</i>	<i>142</i>
<i>Tabelle 7.14:</i>	<i>Vergleich der Verformungsgrößen mit und ohne Elastomerlager im Zustand I, zufolge Erdbeben in x- Richtung .....</i>	<i>143</i>
<i>Tabelle 7.15:</i>	<i>Vergleich der Verformungsgrößen mit und ohne Elastomerlager im Zustand I, zufolge Erdbeben in y- Richtung .....</i>	<i>143</i>
<i>Tabelle 7.16:</i>	<i>Vergleich der Spannungsgrößen mit und ohne Elastomerlager im Zustand I für den Wandpfeiler 1 - Dachgeschoßausbau.....</i>	<i>144</i>
<i>Tabelle 7.17:</i>	<i>Vergleich der Spannungsgrößen mit und ohne Elastomerlager im Zustand I für den Wandpfeiler 2 - Dachgeschoßausbau.....</i>	<i>144</i>
<i>Tabelle B.1:</i>	<i>Die Positionen der Sylomerlager für die Decke UG - h=25 m.....</i>	<i>153</i>
<i>Tabelle B.2:</i>	<i>Die Positionen der Sylomer®-Lagerstreifen für die Decke UG - h=37,5 mm...</i>	<i>154</i>
<i>Tabelle B.3:</i>	<i>Die Positionen der Sylomer®-Lagerstreifen für die Decke UG - h=50 mm.....</i>	<i>154</i>
<i>Tabelle B.4:</i>	<i>Die Positionen der Sylomer®-Lagerstreifen für die Decke über 1.OG - h=25 mm .....</i>	<i>156</i>
<i>Tabelle B.5:</i>	<i>Die Positionen der Sylomer®-Lagerstreifen für die Decke über 1.OG - h=37,5 mm .....</i>	<i>156</i>
<i>Tabelle B.6:</i>	<i>Die Positionen der Sylomer®-Lagerstreifen für die Decke über 1.OG - h=50 mm .....</i>	<i>157</i>
<i>Tabelle B.7:</i>	<i>Die Positionen der Sylomer® -Lagerstreifen an der Decke über 3.OG - h=50 mm .....</i>	<i>159</i>



# Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2.1: Trennung des Bauwerks vom Baugrund durch Basisisolatoren A= erforderliche Fugenbreite zwischen Kellerwände und der umliegenden Erdschicht [38] .....	5
Abbildung 2.2: Die vertikale Übertragung der Einwirkungen [9].....	6
Abbildung 2.3: Die horizontale Flexibilität und zentrierte Lage der Konstruktion [9].....	6
Abbildung 2.4: Der seismische Energieverbrauch [9] .....	6
Abbildung 2.5: Grundriss von Tragwerkstyp I [7] .....	8
Abbildung 2.6: Grundriss von Tragwerkstyp II [7] .....	8
Abbildung 2.7: Masse-Feder-System eines dreigeschossigen Bauwerks [7] .....	9
Abbildung 2.8: Tragwerkstyp II, 5 Geschosse: Horizontalverschiebungen $\psi_i$ der ersten Eigenform, Horizontalkräfte H und Momente M aus Erdbeben nach der Antwortspektrenmethode mit und ohne Lager (33%) in allen Fugen [7].....	9
Abbildung 2.9: Grundriss Kellergeschoss und Querschnitt mit Erdbebenlagern und Gleitlagern [11] .....	11
Abbildung 2.10: Einbau eines Erdbebenlagers mit Flachpresse (unten) und Spreizbewehrung [11].....	12
Abbildung 2.11: Erdbebenlager im Kellergeschoss mit horizontal durchgeschnittenen Außenwänden [11] .....	12
Abbildung 2.12: Gleitlager im Kellergeschoss auf den horizontal durchgeschnittenen Innenwänden [11].....	12
Abbildung 2.13: Standortspezifisches Bemessungs-Antwortspektrum der Beschleunigung a) und der Relativverschiebung b) für das Feuerwehrgebäude Basel (5 % Dämpfung) [11].....	13
Abbildung 3.1: Vollflächige Lagerung [12].....	23
Abbildung 3.2: Streifenförmige Lagerung [12].....	24
Abbildung 3.3: Punktförmige Lagerung [12] .....	24
Abbildung 3.4: Streifenförmige Sylomer® - Lagerung der Bodenplatte des 3-Stöckigen Gebäudes als Schutz gegenüber einem direkt in den Nähe einer S-Bahnstrecke in Starnberg bei München [39] .....	25
Abbildung 3.5: Bilineare Näherung des hysteretischen Kraft-Verformungsverhaltens [9] .....	26
Abbildung 4.1: Größe und Bewegungsrichtung der Platten und erdbebengefährdeten Gebiete der Erde [16].....	27
Abbildung 4.2: Erfasste Epizentren von Erdbeben in Europa, ungefährender Verlauf der Plattengrenze zwischen der Eurasischen und der Afrikanischen Platte sowie Richtung und Driftgeschwindigkeit der Afrikanischen Platte relativ zur Eurasischen (Driftzone) [16].....	28
Abbildung 4.3: Isolinien der Referenzbodenbeschleunigung $a_{gR}$ in $m/s^2$ in Österreich [3]...	30
Abbildung 4.4: Fugenversagen (Schubversagen) [4] .....	33
Abbildung 4.5: Steinversagen (Schubversagen) [4].....	33
Abbildung 4.6: Druckversagen [4] .....	34
Abbildung 4.7: Zugversagen [4].....	34
Abbildung 4.8: Schadensformen der Wände durch Bodenbewegung parallel oder senkrecht zur jeweiligen Wandebene [20].....	35
Abbildung 4.9: Schwacher Verbund der Mauerwerkswände durch schlechten oder fehlenden Mörtel [23].....	35
Abbildung 4.10: Hausteil links völlig eingestürzt, Erdgeschoss des rechten Hausteil stark beschädigt [23] .....	35

Abbildung 4.11: Einmassenschwinger mit Bodenanregung [14] .....	36
Abbildung 4.12: Ermittlung eines Antwortspektrums für Erdbebenlasten [1].....	38
Abbildung 4.13: Allgemeine Definition der Duktilität [21].....	40
Abbildung 4.14: Arten der Duktilität [21] .....	40
Abbildung 5.1: Form des elastischen Antwortspektrum [25].....	43
Abbildung 5.2: Vergleich der Bemessungsspektren $q=1,5$ und $q=5,0$ mit dem elastischen Antwortspektrum [15].....	45
Abbildung 5.3: Kriterien für die Regelmäßigkeit von Gebäuden mit Rücksprüngen [25] .....	48
Abbildung 5.4: Nichtlineare statische Berechnung: Tragwerk mit horizontalen Ersatzkräften $F_i$ (links) und horizontale Kraft-Verschiebungskurve (Pushover-Kurve) (rechts) [22] .....	52
Abbildung 5.5: Kapazitätsspektrumverfahren: Beschleunigungs-Verschiebungs-Diagramm des Tragwerks (Kapazitätskurve) und des Bemessungsspektrums (Bedarfskurve) [22] .....	53
Abbildung 6.1: Grundriss mit dazugehörigem Koordinatensystem.....	63
Abbildung 6.2: Ansicht 1 .....	64
Abbildung 6.3: Ansicht 2 .....	64
Abbildung 6.4: Ansicht 3 .....	65
Abbildung 6.5: Ansicht 4 .....	65
Abbildung 6.6: Einflussfläche (Grundriss).....	68
Abbildung 6.7: PLANE 42 (Scheibenelement) [36].....	70
Abbildung 6.8: Errechnete Verformung im Zustand I in vertikaler Richtung $u_z=2,46$ mm - Wandscheibemodell [37] .....	71
Abbildung 6.9: Wandpfeiler 1 [37].....	77
Abbildung 6.10: Wandpfeiler 2 [37].....	77
Abbildung 6.11: Knotenelementen für Pfeiler 1 [37] .....	77
Abbildung 6.12: Knotenelementen für Pfeiler 2 [37] .....	77
Abbildung 6.13: Bodenverschiebungszeitverlauf „Kalamata“ nach FE – Programm ANSYS [37].....	81
Abbildung 6.14: Die ungünstigste Verformung ohne Elastomerlager im Zustand I zum Zeit $t=7,39$ s -Wandscheibenmodell [37] .....	82
Abbildung 6.15: Knoten 3295 [37].....	83
Abbildung 6.16: Die ungünstigste Verformung Sylomer®-Lagerstreifen ( $h=25$ mm) an der Decke UG im Zustand I zum Zeit. $t=7,39$ s - Wandscheibenmodell [37].....	85
Abbildung 6.17: Knoten 3361 [37].....	85
Abbildung 6.18: Die ungünstigste Verformung mit Sylomer®-Lagerstreifen ( $h=37,5$ mm) an der Decke UG im Zustand I zum Zeit. $t=7,39$ s -Wandscheibenmodell [37].....	86
Abbildung 6.19: Die ungünstigste Verformung mit Sylomer®-Lagerstreifen ( $h=50$ mm) an der Decke UG im Zustand I zum Zeit $t=7,39$ s – Wandscheibenmodell [37].....	87
Abbildung 6.20: Die ungünstigste Verformung mit Sylomer®-Lagerstreifen ( $h=50$ mm) an der Decke UG+Dü1OG im Zustand I zum Zeit $t=7,39$ s - Wandscheibemodell [37] .....	88
Abbildung 6.21: Die ungünstigste Verformung ohne Elastomerlager im Zustand II zum Zeit $t=7,39$ s -Wandscheibenmodell [37] .....	92
Abbildung 6.22: Die ungünstigste Verformung mit Sylomer®-Lagerstreifen ( $h=50$ mm) an der Decke UG+Dü1OG im Zustand II zum Zeit. $t=7,39$ s -Wandscheibenmodell [37] .....	92
Abbildung 6.23: Knoten 3290 [37].....	93
Abbildung 6.24: Elastische Antwortspektrum „Kalamata“.....	96
Abbildung 6.25: Spannungen in Z-Richtung nach dem Antwortspektrumverfahren [37].....	98
Abbildung 6.26: Schubspannungen in XZ-Richtung nach dem Antwortspektrumverfahren [37].....	98

Abbildung 6.27: Erdbebenkräfte ohne Elastomerlager , zufolge des Bodenverschiebungszeitverlaufs „Kalamata“ im Zustand I [37].....	98
Abbildung 6.28: SHELL 63 (Schalenelement) [37].....	108
Abbildung 6.29: Finite Elemente Modell vom Hochbau mit 8.035 Elementen[37] .....	108
Abbildung 6.30: Errechnete Verformung im Zustand I in vertikaler Richtung $u_z=2,58$ mm - Hochbaumodell [37].....	109
Abbildung 6.31: Verschiebung der maßgeblichen Modalbeiträge innerhalb des Spektrums durch den Einsatz der Elastomerlager an der Decke UG im Zustand II .....	116
Abbildung 6.32: Verschiebung der maßgeblichen Modalbeiträge innerhalb des Spektrums durch den Einsatz der Elastomerlager an der Decke UG+Dü 1OG im Zustand II.....	117
Abbildung 6.33: Wandpfeiler 1 und Wandpfeiler 2 der ungünstigsten Knotenreihe.....	118
Abbildung 6.34: (Obere) Knotenreihe für Pfeiler 1 .....	119
Abbildung 6.35: (Untere) Knotenreihe für Pfeiler 2 .....	119
Abbildung 6.36: Die ungünstigste Verformung in X-Richtung ( $u_{sum}=56,56$ mm) ohne Elastomerlager im Zustand I zum Zeit $t=7,39$ s - Hochbaumodell .....	120
Abbildung 6.37: Die ungünstigste Verformung in Y-Richtung ( $u_{sum}=56,3$ mm) ohne Elastomerlager im Zustand I zum Zeit $t=7,39$ s - Hochbaumodell .....	120
Abbildung 6.38: Die ungünstigste Verformung in X-Richtung ( $u_{sum}=59,72$ mm) mit Elastomerlager an der Decke UG+1OG ( $h=50$ mm) im Zustand I zum Zeit $t=7,39$ s – Hochbaumodell.....	120
Abbildung 6.39: Die ungünstigste Verformung in Y-Richtung ( $u_{sum}=59,5$ mm) mit Elastomerlager an der Decke UG+1OG ( $h=50$ mm) im Zustand I zum Zeit $t=7,39$ s – Hochbaumodell.....	120
Abbildung 6.40: Die ungünstigste Verformung in X-Richtung ( $u_{sum}=55,4$ mm) ohne Elastomerlager im Zustand I zum Zeit $t=7,39$ s – Dachgeschoßausbau ....	128
Abbildung 6.41: Die ungünstigste Verformung in Y-Richtung ( $u_{sum}=55,19$ mm) ohne Elastomerlager im Zustand I zum Zeit $t=7,39$ s – Dachgeschoßausbau ...	128
Abbildung 6.42: Die ungünstigste Verformung in X-Richtung ( $u_{sum}=57,2$ mm) mit Elastomerlager an der Decke UG+1OG ( $h=50$ mm) im Zustand I zum Zeit $t=7,39$ s –Dachgeschoßausbau.....	129
Abbildung 6.43: Die ungünstigste Verformung in Y-Richtung ( $u_{sum}=56,9$ mm) mit Elastomerlager an der Decke UG+1OG ( $h=50$ mm) im Zustand I zum Zeit $t=7,39$ s – Dachgeschoßausbau.....	129
Abbildung A.1: Pressungsplan zwischen den Fundament und der Wand ( $N/m^2$ ).....	151
Abbildung A.2: Pressungsplan an der Decke über 1 OG .....	152
Abbildung A.3: Pressungsplan an der Decke über 3 OG .....	152
Abbildung B.1: Positionsplan der Sylomer®-Lagerstreifen zwischen der Bodenplatte des Erdgeschosses und der tragenden Wand (Decke UG) .....	155
Abbildung B.2 : Positionsplan der Sylomer®-Lagerstreifen zwischen der Decke über dem ersten Obergeschoss und der tragenden Wand (Decke über 1OG).....	158
Abbildung B.3: Positionsplan der Sylomer®-Lagerstreifen zwischen der Decke über dem dritten Obergeschoss und der tragenden Wand (Decke über 3OG).....	160
Abbildung C.1: 1) Bodenverschiebungszeitverlauf – Schwadorf [34].....	161
Abbildung C.2: 2) Bodenverschiebungszeitverlauf – Lefkas [34].....	161
Abbildung C.3: 3) Beschleunigungszeitverlauf, Geschwindigkeitszeitverlauf und Bodenverschiebungszeitverlauf – Kalamata [34].....	162
Abbildung C.4: 4) Horizontale Bodenverschiebungszeitverlauf – Athen Kipseli [34].....	162
Abbildung C.5: 5) Horizontale Bodenverschiebungszeitverlauf – Athen_Kalitheia [34] .....	163
Abbildung C.6: 6) Horizontale Bodenverschiebungszeitverlauf – Kozani [34].....	163
Abbildung C.7: 7) Horizontale Bodenverschiebungszeitverlauf – Komilion [34].....	164
Abbildung C.8: 8) Horizontale Bodenverschiebungszeitverlauf – Preveza [34] .....	164





# Literaturverzeichnis

- [1] Flesch R. : „Baudynamik Praxisgerecht – Band 1, Berechnungsgrundlagen.“ Bauverlag, Wiesbaden, 1993.
- [2] Flesch R., „Skriptum zur Vorlesung Baudynamik – Ergänzungen 2009.“ Technische Universität Graz, 2009.
- [3] Verband Österreichischer Ziegelwerke: “Erdbebenzoneneinteilung ,Erdbebengefährdung und die Isolinien in Österreich.“  
Url: <http://www.ziegel.at/main.asp?content=technik/erdbeben/oester.htm>  
Letzter Zugriff am 06.10.2009.
- [4] Meskouris K., Hinzen K.: „Bauwerke und Erdbeben, Grundlagen Anwendungen – Beispiele.“ Friedr. Vieweg & Sohn Verlag, Wiesbaden, 2007 (2 Auflage) März.
- [5] Bundesministerium für Inneres/ZAMG : „Erdbebengefährdung in Österreich.“  
Url: <http://www.zamg.ac.at/lexikon/Erdbebengefaehrdung.php>. Letzter Zugriff am 22.09.2009.
- [6] Batterman W. , Köhler R. : „Elastomere Federung, Elastische Lagerungen.“ Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn Berlin-München, 1982.
- [7] Gerharer U., Strauss A., Bergmeister K. : „Effektivität eines Erdbebenisolationssystems für Hochbauten mittels faserbewehrter Elastomerlager.“ Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, Bautechnik 86, Heft 1, 2009.
- [8] Eggert, H. ; Grote, J. ; Kauschke, W. : „Lager im Bauwesen, Entwurf, Berechnung, Vorschriften.“ Band I, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1974.
- [9] Šimunić Ž. , Dolanjski A. : „ Dinamički proračun konstrukcija na viskoelastičnim ležajevima.“ GRAĐEVINAR 59 (2007) 10, s.859-870.
- [10] CEN: European Code prEN 1337-3; Structural Bearings – Part 3: “Elastomeric Bearings.” 2003, CEN. s. 1–97.
- [11] Bachmann H.: „Erdbebenertüchtigung des Feuerwehrgebäudes in Basel durch schwimmende Lagerung.“ Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, Bautechnik 86 (2009) ,Heft 8.
- [12] Getzner Werkstoffe GmbH; Broschüren: „Elastische Lagerung von Gebäuden.“  
Url: <http://www.getzner.com/downloads/broschueren/> Letzter Zugriff am 05.10.2009 .
- [13] Šimunić Ž., Grandić D.: “Protupotresna izolacija zgrada s pomoću elastomernih ležajeva”. GRAĐEVINAR 55 (2003) 2, s.71-81.

- [14] Lestuzzi P. : „Dynamisches plastisches Verhalten von Stahlbetontragwänden unter Erdbebeneinwirkung.“ Zürich, Diss. ETH Zürich No: 13726, 2000.
- [15] Wenk T., Lestuzzi P.: „Erdbeben.“ Zürich/Lausanne. Url: <http://www.crealp.ch/pdf/PubWenkLestuzziSIA261.pdf>. Letzter Zugriff am 01.10.2009.
- [16] P.Smit : „Einsatzkonzept für den Fall eines Erdbebens in der Schweiz.“ Nationale Alarmzentrale im Bundesamt für Bevölkerungsschutz; 2004. Url: [https://www.naz.ch/de/downloads/einsatzkonzept\\_erdbeben.pdf](https://www.naz.ch/de/downloads/einsatzkonzept_erdbeben.pdf) Letzter Zugriff am 07.11.2009.
- [17] NORM SIA 261: „Einwirkungen aus Tragwerke.Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein.“ Zürich 2003.
- [18] K. Zilch,D. Schermer: “Mauerwerk unter seismischen Einwirkungen“ ; 2003. Url:<http://www.bbsr.bund.de>. Letzter Zugriff am 17.11.2009.
- [19] Gelbdruck der Erdbeben-Norm DIN 4149-1: „Arbeitsgemeinschaft Mauerziegel im Bundesverband der Deutschen Ziegelindustrie e.V.“ AMz- Bericht 12/2002. Url: <http://www.ziegel.de/cgi-bin/tamzserver.exe/phpamz?id=20334>. Letzter Zugriff am 28.11.2009.
- [20] H. Bachmann: „Grundsätze für Ingenieure und Architekten für den erdbebengerechten Entwurf von Hochbauten.“ Eidgenössische Technische Hochschule (ETH) Zürich, 2001.
- [21] Bachmann H.: „Erdbebensicherung von Bauwerken – 2., überarbeitete Auflage.“ Birkhäuser Verlag, Basel, 2002.
- [22] Wenk T.: „Nichtlineare dynamische Berechnung von Stahlbetonrahmen unter Erdbebeneinwirkung.“ Zürich, Diss. ETH Zürich No: 13740, 2000.
- [23] Schweizer Erdbebendienst: „Photos von Erdbebenschäden.“ Url: [http://www.seismo.ethz.ch/info/damage/homepage\\_1.htm](http://www.seismo.ethz.ch/info/damage/homepage_1.htm). Letzter Zugriff am 17.10.2009
- [24] Österreichisches Normungsinstitut : „Erläuterungen zu ÖNORM B 4015, Belastungsannahmen im Bauwesen – Außergewöhnliche Einwirkungen – Erdbebeneinwirkungen.“ Wien, Ausgabe Juni 2002.
- [25] Österreichisches Normungsinstitut : „ÖNORM EN1998-1, Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben. Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten.“ Wien, Ausgabe:2005-06-01.
- [26] Österreichisches Normungsinstitut : „ÖNORM EN 1998-2, Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben. Teil 2: Brücken.“ Wien, Ausgabe: 2005-06-01.
- [27] EUROCODES. Url: <http://www.eurocode.at> . Letzer Zugriff am 14.02.2010.

- [28] Österreichisches Normungsinstitut : „ÖNORM EN 1996-1, Eurocode 8: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk.“ Wien, Ausgabe: 2009-11-15.
- [29] Österreichisches Normungsinstitut : „ÖNORM EN 1992-1-1, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.“ Wien, Ausgabe: 2009-07-01.
- [30] Österreichisches Normungsinstitut: „ÖNORM EN 1991-1-1, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau.“ Wien, Ausgabe: 2003-03-01.
- [31] Österreichisches Normungsinstitut: „ÖNORM EN 1991-1-3, Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten.“ Wien, Ausgabe: 2005-08-01.
- [32] Österreichisches Normungsinstitut : „Beispiele zum Eurocode 8 : Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben. Band 3: Hochbau aus Mauerwerk.“ Wien, Ausgabe:2006-11-01.
- [33] Ambraseys N.,P.Smit,D.Rinaldis;F.Cotton,C.Berge-Thierry: „Dissemination of European Strong-Motion Data“. CD-ROM collection. European Council, Environment and Climate Research Programm, 2000.
- [34] Bargmann H. : „Historische Bautabellen. Normen und Konstruktionshinweise 1870 – 1960.“ Werner Verlag, Auflage: 3., überarb. Ausgabe: 01-01- 2001.
- [35] Kölz, B. Duvernay. : „Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Gebäude.“ Bundesamt für Wasser und Geologie , Biel ,  
 Url : [http://www.bwg.admin.ch/themen/natur/d/pdf/ebvgs\\_1d.pdf](http://www.bwg.admin.ch/themen/natur/d/pdf/ebvgs_1d.pdf) Letzter Zugriff am 07.12.2009.
- [36] Müller G., Clemens G.: „FEM für Praktiker 1 - Band 1:Grundlagen.“ 8., neu bearbeitete Auflage, expert verlag ,2001.
- [37] Swanson John: „ ANSYS 10.0.“ Wien - AIT Austrian Institute of Technology - Mobility Department, 2005.
- [38] J.Ambrose, D. Vergun: „Design for Earthquakes.“ John Wiley & Sons Verlag , Ausgabe: 1999-02-01.
- [39] Porubsky D. A.: „ Gefährdung von elastisch entkoppelten Gebäuden oder Gebäudeteilen durch externe Einflüsse.“ Kärnten, Diplomarbeit, 2005 .
- [40] Weingartner J. : “ Dachgeschossausbau nach den Richtlinien der Magistratsabteilung 37/S.“ Wien, Diplomarbeit, 2006.
- [41] Ferrito, J.M.: “Studies on Seismic Isolation of Buildings.“ Journal of Structural Engineering 117 (1991) 11, s. 3293-3314.