



DIPLOMARBEIT Master Thesis

Untersuchung von Stahltragwerken mit Mauerwerksausfachung unter Erdbebeneinwirkung

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplom-Ingenieurs

unter der Leitung von

Univ. Prof. Dipl. Ing. Dr. techn. Andreas Kolbitsch

und

Univ. Ass. Dipl. Ing. Michael Höflinger

Dipl. Ing. Dr. techn. Pegah Farshidnia

Ausgeführt am
E206 Institut für Hochbau und Technologie

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Ali Haji Agha Pour Asr, BSc

0526367

1210 Wien, Hubertusgasse 5A/2

Wien, am 23.02.2011

Kurzfassung:

Das Diplomarbeitsthema beschäftigt sich mit Untersuchungen von Stahltragwerken mit Mauerwerkerausfachungen (infill-frame) unter Erdbebeneinwirkung.

Das Ziel der Diplomarbeit ist, zu untersuchen welche Rolle das Mauerwerk als Ausfachung in einem Stahltragwerk spielt. Dazu wurde ein Modell gewählt, bei welchem mit linear-dynamischer Analyse (Antwortspektrum-Methode) zwischen leerem und ausgefachtem Gebäude, der Einfluss des Mauerwerks auf das Tragverhalten des Gesamtsystems im Erdbebenfall untersucht wurde.

Es gibt in der Praxis verschiedene Arten, wie ein Gebäude ausgefacht werden kann. Die Art und das Material der Ausfachung sind vom Gebäudetyp (Tragwerk) abhängig. Dementsprechend wird auch das Systemverhalten des Gebäudes unterschiedlich beeinflusst.

Die Benutzung der Mauerwerkswände als Ausfachung der Tragwerke ist schon lange bekannt. Mauerwerkswände in einer Konstruktion als Ausfachung beeinflussen die Steifigkeit und die dynamischen Eigenschaften des Systems im Erdbebenfall.

Das gewählte Modell und System wurde dynamisch mit der Antwortspektrum-Methode für drei verschiedene Netzgenerierungen (Größe 2D-Elemente = 30 cm, 50 cm und 70 cm) analysiert, um den Einfluss der Netzgenerierung (Größe der 2D-Elemente) auf Ergebnisse (Gesamterdbebenkraft und Verschiebungen) zu bestimmen. Für Modellierung des Gebäudes und Analyse wurde das Programm SCIA 2008 benutzt.

Es wurde in dieser Diplomarbeit mit der dynamischen Analyse (Antwortspektrum-Methode) die Rolle von Mauerwerkswänden als Ausfachung im Stahltragwerkssystem und ihr Einfluss und die Auswirkungen auf die aufnehmbare Gesamterdbebenkraft und die Systemverformungen untersucht.

Abstract:

The goal of this thesis is to examine what role the masonry as infill in a steel frame plays. In order to determine the influence of the brickwork on the entire system in case of an earthquake, a model was chosen by using a linear dynamic analysis (response spectrum method) between empty and in filled building.

The use of masonry infill walls as a bracing in the structures is already known. Masonry walls influence as infill, the stiffness and the dynamic properties of the system in case of an earthquake.

Depending on the buildings type and bracing material, there are several ways for bracing a building; accordingly, each type affects the buildings behavior during an earthquake.

The selected model and system were analyzed through a dynamic response spectrum method with three different network generations (size 2-D elements = 30 cm, 50 cm and 70 cm) with a goal to determine the total seismic force and displacement. (or to determine influence of the mesh generation (size of the 2-D elements) on results). For modelling of the building and analysis, a specific program (software) named SCIA 2008 was used.

It has been studied in this thesis with dynamic analysis (response spectrum method) the role of masonry walls as infill in the steel structural system and its influence and impact on the permissible total seismic force and deformation of the system.

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung	1
1.1 Problemstellung	1
1.2 Ziel und Aufbau der Arbeit	2
2 Grundlagen zur Definition und Bemessung der Erdbebeneinwirkung und des Mauerwerks	4
2.1 Allgemeines	4
2.2 Materialeigenschaften von Mauersteinen	5
2.3 Materialverhalten des Mörtels	5
2.4 Eigenschaften von Mauerwerk	7
2.5 Druckfestigkeit	9
2.6 Zug- und Biegezugfestigkeit	14
2.6.1 Charakteristische Biegezugfestigkeit von Mauerwerk nach EN 1996-1	15
2.7 Schubfestigkeit	17
2.7.1 Bruchbedingungen nach Mann/Müller	18
2.8 Grenzzustand der Tragfähigkeit nach EN 1996-1-1	23
2.8.1 Unbewehrtes Mauerwerk unter vertikaler Belastung	23
2.8.2 Unbewehrtes Mauerwerk unter Schubbelastung	27
2.9 Bewehrtes Mauerwerk	29
2.9.1 Ausführung - Bewehrtes Mauerwerk	30
2.10 Erdbebeneinwirkung	33
2.10.1 Erdbebenwellen	33
2.11 Intensität	35
2.12 Erdbeben in Österreich	36
2.13 Die Berechnungsverfahren	37
2.14 Ausgefachte Stahltargwerke mit Mauerwerk	38
2.14.1 Ausfachungstypen	38
2.14.2 Ersatzmodelle	40
2.15 Wandscheiben mit Öffnungen	43
3 Modellierung des Gebäudes und Analyseverfahren	44
3.1 Baubeschreibung	44
3.2 Systembeschreibung	45
3.3 Definition von Ziegelwänden im Programm Scia-Engineer	46

3.4 Modellierung der Ziegelwände	47
3.4.1 Bemessung von diagonalen Verbänden laut FEMA 356	48
3.5 Definition der Stahlprofile und Analyse-Methoden in Scia-Engineer	49
3.5.1 Allgemeines	49
3.5.2 Lineare dynamische Analyse Antwortspektrum-Methode	50
3.5.3 Lastfälle	56
3.6 Bemessungsspektren nach Eurocode	57
3.7 Lastkombinationen	59
3.8 Nachweisführungen	60
4 Ermittlung/Berechnung der Erdbebenergebnisse.....	64
4.1 Ermittlung der Gesamterdbebenkraft und Verschiebungen in jeder	64
horizontalen Richtung (X und Y)	64
4.2 Ermittlung der gegenseitigen Stockwerkverschiebungen zufolge Erdbebenkraft in jeder	68
horizontalen Richtung.....	68
4.3 Beschränkung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung	73
4.4 Untersuchung des eventuellen Entfalls der Mauerwerkswände	74
Im Erdgeschoß.....	74
5 Interpretation der Ergebnisse	75
6 Zusammenfassung	77
Literaturverzeichnis	81
Abbildungsverzeichnis.....	83
Tabellenverzeichnis	85

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Heutzutage ist das Thema Ausfachung von Gebäuden gegenüber Erdbebeneinwirkungen und Reduzierung von gefährlichen Beschädigungen an Menschen und Gebäuden ein wichtiges Thema geworden. Mit dem Fortschritt der Dynamikwissenschaft der Struktur haben Wissenschaftler und Ingenieure versucht den Einfluss von diversen Arten von Ausfachungen in verschiedenen Tragwerken zu untersuchen um mit neuen Bautechnologien die Schäden der Erdbeben zu verringern.

Die Ausfachung von Skelettbauten insbesondere Rahmentragwerken aus Stahl und Stahlbeton durch Mauerwerkswände ist eine verbreitete Bauweise in vielen erdbebengefährdeten Regionen.

Es gibt zwei Herangehensweisen bei der Ausbildung der Ausfachungen. Entweder erfolgt eine völlige Entkopplung beider Bauteile voneinander, wodurch die Ausfachung als nichttragendes Element die Verformungen des Rahmens nicht verhindern kann [12]. Oder die Ausfachung wird ohne konstruktive Trennung vom Rahmen als Teil des Tragwerks angesetzt, was dementsprechend bei den Bemessungen berücksichtigt werden muss [12]. Im zweiten Fall wirkt die Mauerwerkswand als Teil des Aussteifungssystems des Gebäudes mit.

Der Zusatz von den Mauerwerkfüllelementen in einem Stahlrahmensystem hat eine positive Auswirkung auf das System und erhöht die laterale Steifigkeit der Struktur. Der Grad der Erhöhung des seitlichen Lastwiderstands ist von der Steifigkeit der Mauerwerkswände abhängig. Aufgrund der Änderung der Masse und Steifigkeit der Struktur ändert sich auch die dynamische Eigenschaft des Systems und das Verhalten des Gebäudes gegenüber Erdbebeneinwirkungen.

Im Erdbebenfall werden Infill-Wände (Mauerwerksausfachung) wegen der Erhöhung des lateralen Erdbebenlastwiderstands deutlich und oft vorzeitig beschädigt. Schrägzug- und kompressionsausfälle (Schubversagen)¹ oder out-of-plane-Ausfälle² zählen zu den häufigsten Ursachen der Mauerwerksschäden.

Dieser vorzeitige Ausfall von Mauerwerkswänden verursacht einen plötzlichen Verlust eines Großteils der Steifigkeit gegen die seitliche Drift, die vom Rahmen kompensiert werden muss. Dieses Verhalten führt zu einer hohen Driftnachfrage und einer Umlagerung von Kräften auf den Rahmen, dadurch kann ein erhöhter Schaden an der Struktur oder sogar der Zusammenbruch des Gebäudes verursacht werden.

¹ Versagen des Mauerwerks auf Zug und Druck

² Versagen des Mauerwerks Senkrecht zur Wandscheibe

1.2 Ziel und Aufbau der Arbeit

Ziel der Arbeit ist es einen Gesamtüberblick über die Anwendung von mit Mauerwerk ausgefachten Stahlrahmen in erdbebengefährdeten Gebieten zu geben.

Es wurde ein mit Mauerwerk ausgefachtetes Stahlgebäude als Modell mit dem Programm Scia-Engineer modelliert und das Tragverhalten des Gebäudes und die Rolle der Mauerwerkswände im System untersucht. Diese Untersuchung wurde durch lineare dynamische Analyse mit der Antwortspektrum-Methode laut Eurocode 1998 durchgeführt.

Bei der dynamischen Berechnung mit der Antwortspektrum-Methode wurden folgende Ergebnisse ermittelt:

- Ermittlung der Stahlnachweise (Querschnittsnachweis, Schubnachweis, Stabilitätsnachweis)
- Ermittlung der Stabspannungen und Verformungen
- Ein Rechenprotokoll, in dem für jeden dynamischen Lastfall die Summe der modalen Kräfte für jede Eigenform und das Umkippmoment ausgedrückt wird
- Eine detaillierte Ausgabe der Verschiebungen und Beschleunigungen für jede Eigenform

Die Diplomarbeit teilt sich in 3 Abschnitte:

- **Abschnitt 1 : Grundlagen zur Definition und Bemessung des Mauerwerks und Erdbebens (Kapitel 2).**

In diesem Abschnitt wird eine allgemeine Grundlage zur Definition und Bemessung des Mauerwerks und Erdbebens sowie zu den verschiedenen Methoden zur Modellierung des Mauerwerks als Druckstrebe angeführt.

- **Abschnitt 2: Definition der Modellierung und Analyse des Gebäudes (Kapitel 3).**

In diesem Abschnitt wurde ein 4-geschoßiges Wohn-Bürogebäude mit Stahltragwerk mit dem Programm Scia-Engineer modelliert, und nach der Definition von Analyseparametern wurde das Gebäude dynamisch mit der Antwortspektrum-Methode laut Eurocode 1998 analysiert.

- **Abschnitt 3 : Ermittlung und Zusammenfassung der Erdbebenergebnisse (Kapitel 4 und 5)**

Im diesem Abschnitt wurden Erdbebenanalyseergebnisse ermittelt und interpretiert, siehe folgende Berechnungen:

1. Ziel und Aufbau der Arbeit

- Ermittlung der Gesamterdbebenkraft und größte Verschiebungen in jeder horizontalen Richtung (Richtung X und Y).
- Ermittlung der gegenseitigen Stockwerkverschiebungen zufolge der Erdbebenkraft in jeder horizontalen Richtung (Richtung X und Y).

Aufgrund der großen Seitenanzahl der Ergebnisse des Rechenprogramms (Scia), wurden nur die wichtigsten und interessantesten Ergebnisse (dynamische Ergebnisse) des gesamten Rechenprotokolls in Excel-Tabellen im 3.Abschnitt der Diplomarbeit zusammengefasst.

2 Grundlagen zur Definition und Bemessung der Erdbebeneinwirkung und des Mauerwerks

2.1 Allgemeines

Mauerwerk ist ein aus natürlichen oder künstlichen Steinen zusammengefügtes Bauteil oder Bauwerk [13]. Mauermörtel verbindet die Mauersteine kraftschlüssig mit einander und gleicht deren Maßtoleranzen aus [11]. Mauerwerk wird im Verband hergestellt, d.h. die Stoßfugen der Steine sind von Schicht zu Schicht gegeneinander um ein Mindestmaß (Überbindemaß) versetzt. Durch den Verband können die auftretenden Druck und Zugspannungen infolge Haftung zwischen Mauerstein und Mauermörtel abgeführt werden (Abb. 2.1 und 2.2).

Der Mauerwerksverband ist deshalb eine wesentliche Voraussetzung für die Flächentragwirkung von Mauerwerksbauteilen als Platte bzw. Scheibe, d.h. für die Zug- bzw. Biegezug- und Schubbeanspruchbarkeit [6]. Die Kraftübertragung erfolgt über den Mauermörtel von Mauerstein zu Mauerstein und Mauermörtel sorgt für eine gleichmäßigere Spannungsverteilung.

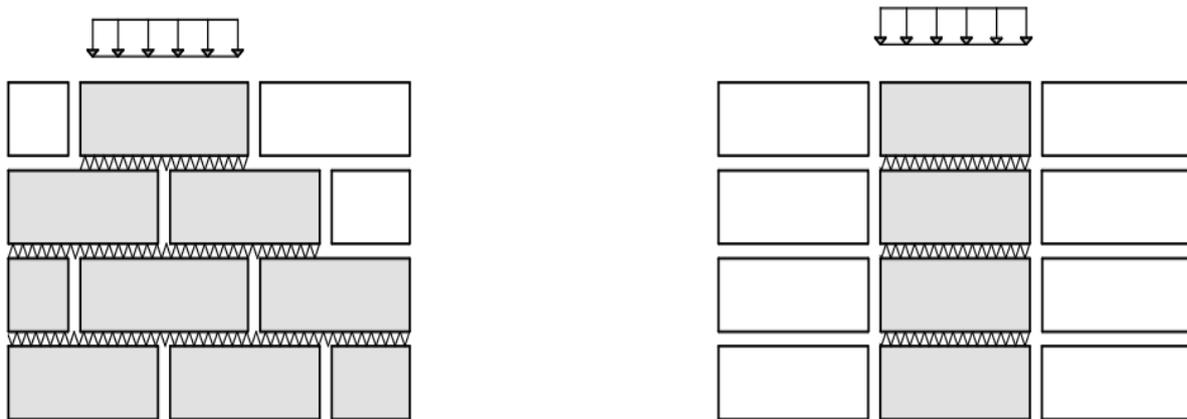


Abbildung 2.1: Vergleich der vertikalen Kraftübertragung von Mauerstein zu Mauerstein bei Mauerwerk mit und ohne Überbindemaß.

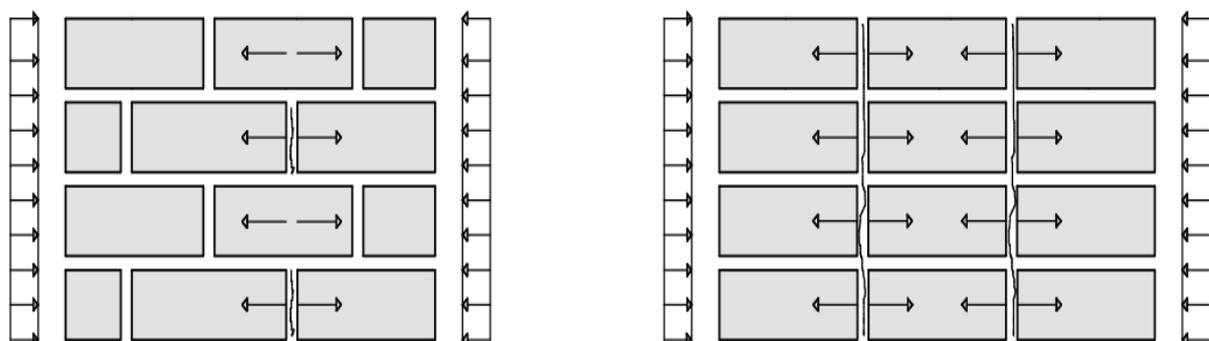


Abbildung 2.2: Vergleich der horizontalen Kraftübertragung von Mauerstein zu Mauerstein bei Mauerwerk mit und ohne Überbindemaß.

2.2 Materialeigenschaften von Mauersteinen

Es gibt eine Vielfalt von Steinen. Diese lassen sich in künstlich hergestellte Steine (Ziegel, Kalksandsteine, Porensteine, Backsteine) und Natursteine unterscheiden. Künstlich hergestellte Steine haben wegen der Steinlochung große Anisotropien.

Steindruckfestigkeit, die Steinzugfestigkeit, der E-Modul und die Querdehnzahl haben einen wesentlichen Einfluss auf Mauerwerkeigenschaften. Die Steindruckfestigkeit ist abhängig von Steinmaterial, Rohdichte und Steingeometrie. Der wichtige Parameter für die Druckfestigkeit des Mauerwerks ist das Verformungsverhalten des Mörtel und Querdehnungsmodul der Steine [14]. Die Steineigenschaften wurde durch verschiedene Versuche und Prüfkörpers ermittelt und wird diese auf ein Referenzformat in der Normung bezogen.

2.3 Materialverhalten des Mörtels

Mauermörtel ist ein Gemisch von Sand, Bindemittel, Wasser und auch Zusatzstoffen. Mauermörtel kann in drei Mörtelarten eingeteilt werden:

- Normalmörtel (NM)
- Dünnbettnormal (DM)
- Leichtmörtel (LM)

In der DIN 1053-1 werden folgende 5 Mörtelgruppen definiert (I, I, IIa, III, IIIa). Mörtel unterscheiden sich durch das verwendete Bindemittel, wie z.B. in Luftkalk, hydraulischer Kalk oder Zement. Normalmörtel haben eine Trockenrohichte $> 1500 \text{ kg/m}^3$ und Leichtmörtel $< 1000 \text{ kg/m}^3$. Dünnbettmörtel sind Trockenmörtel, die ein Größtkorn von maximal 1 Millimeter aufweisen.

Die Qualität des Mörtels spielt eine wichtige Rolle für die Tragfähigkeit des Mauerwerks, wobei diese Qualität abhängig ist von der Rohdichte, der Verarbeitbarkeit und der Druckfestigkeit des Mörtels.

Mauermörtel hat gegenüber dem Mauerstein eine größere Querverformbarkeit (ausgenommen Dünnbettmörtel), und bei druckbeanspruchtem Mauerwerk will im Vergleich zum Mauerstein stärker verformen. Da Mauerstein und Mauermörtel im Verbund sind, behindert der Stein diese größere Verformung des Mörtels, daher entstehen im Mörtel Druck- und im Stein Zugspannungen.

Die Einteilung des Mörtels in Mörtelgruppen nach DIN 1053-1(1996) und DIN 1053-100(2007) bzw. Mörtelkassen nach DIN EN 998-2(2003) erfolgt entsprechend Tabelle 2.1 in Abhängigkeit der Mörteldruckfestigkeit.

2. Anforderung an Mauermörtel nach DIN V 18580 bzw. DIN EN 998-2

Prüfgröße Prüfnorm	Kurz- zeichen Einheit	Normalmauermörtel (NM)				Leichtmauermörtel (LM)		Dünnbett- mörtel (DM)		
		Mörtelgruppe nach DIN 1053-1								
		II	IIa	III	IIIa	LM21	LM36		III	
		Mörtelklasse nach DIN EN 998-2								
		M2,5	M5	M10	M20	M5	M5	M10		
1	2	3	4	5	6	7	8	9		
Druckfestigkeit DIN EN 1015-11	β_D N/mm ²	2,5	5	10	20	5	5	10		
Fugendruckfestigkeit DIN 18555-9	$\beta_{D,F}$ N/mm ²									
Verfahren I	$\beta_{D,FI}$	1,25	2,5	5,0	10,0	2,5		-		
Verfahren II	$\beta_{D,FII}$	2,5	5,0	10,0	20,0	5,0		-		
Verfahren III	$\beta_{D,FIII}$	1,75	3,5	7,0	14,0	3,5		-		
Druckfestigkeit Feuchtlagerung nach (DIN 18555-3) DIN EN 101 -11	$\beta_{D,F}$ N/mm ²	-	-	-	-	-	-	≥ 70 % vom Ist- Wert β_D		
Verbundfestigkeit Charakteristische An- fangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit) ² DIN EN 1052-3	f_{vk0} N/mm ²	0,4	0,08	0,10	,12	0,8		0,20		
Haftscherfestigkeit (Mittelwert) DIN 18555-5	β_{HS} N/mm ²	0,10	,20	0,25	0,30	0,20		0,50		
Trockenrohdichte ³ DIN EN 1015-10	ρ_d kg/m ³	≥ 1500				≤ 700	≤ 1000	-		
		-				max. Abweichung				
						10 % vom Istwert				
Querdehnungsmodul DIN 8555-4	E_q N/mm ²	-				≥ 7500	≥ 15000	-		
Längsdehnungsmodul DIN 18555-4	E_1 N/mm ²	-				≥ 2000	≥ 3000	-		
Verarbeitbarkeitszeit DIN EN 1015-9	t_v h	-				-	-	≥ 4		
Korrigierbarkeitszeit DIN EN 1015-9	t_K min	-				-	-	≥ 7		

1) Für diese gelten die Anforderungen als erfüllt.

2) Prüfung darf ohne Vorbelastung an 5 Prüfkörpern erfolgen; $f_{vk0} = 0,8 \cdot f_{v0}$

3) Der ρ_d - Wert bei Erstprüfung ist mit ± 10 % Grenzabweichung einzuhalten.

Tabelle 2.1: Anforderung an Mauermörtel nach DIN V 18580 bzw. DIN EN 998-2

2.4 Eigenschaften von Mauerwerk

2.4.1 Mauerwerksverband

Mauerwerk entsteht aus Baustoffen Mauerstein und Mauermörtel und muss im Verband ausgeführt werden. Mauerwerk erhält seine Festigkeit und Steifigkeit durch das Mauern im Verband.

Nach DIN 1053-1 muss Mauerwerk im Verband gemauert werden:

- Die Stoß- und Längsfugen übereinander liegender Schichten müssen versetzt sein.
- Das Überbindemaß \ddot{u} muss $\geq 0,4 h \geq 4,5$ cm sein, wobei h die Steinhöhe (Sollmaß) ist.
- An Wandenden und unter Stürzen ist eine zusätzlich Lagerfuge in jeder zweiten Schicht zum Längen- und Höhenausgleich zulässig, sofern die Aufstandsfläche der Steine mindestens 115 mm lang ist und Steine und Mörtel mindestens gleiche Festigkeit wie im übrigen Mauerwerk haben.
- Die Steine einer Schicht sollen gleiche Höhe haben.
- In Schichten mit Längsfugen darf die Steinhöhe nicht größer als die Steinbreite sein.

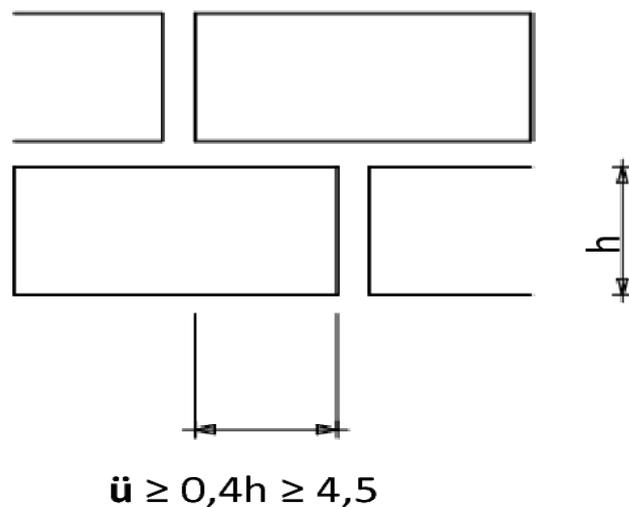


Abbildung 2.3: Überbindemaß \ddot{u} -Anforderung nach den Technischen Regelwerken.

2.4.2 Verbandarten

Bei einem Verband wird unterschieden in [16]:

- Läuferschichten
- Binderschichten
- Blockverband
- Kreuzverband

Läuferverband: die Steine, die mit der Längsseite in der Mauerflucht liegen.

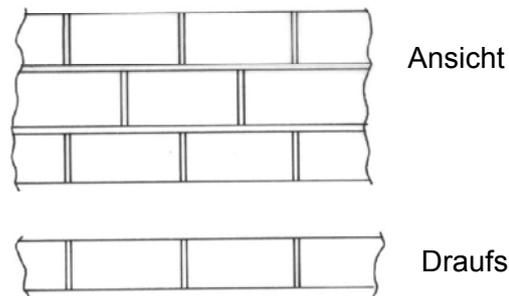


Abbildung 2.4: Mauerwerksverband-Läuferverband

Binderverband: die Steine, die mit ihrer Schmalseite in der Mauerflucht liegen.

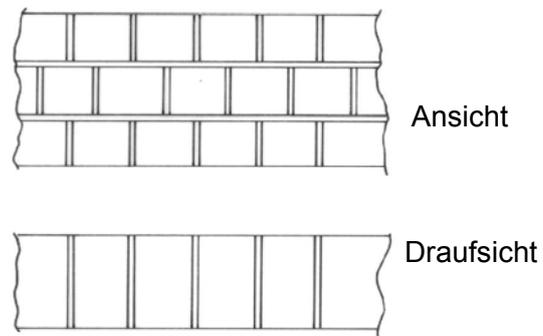


Abbildung 2.5: Mauerwerksverband-Binderverband

Blockverband:

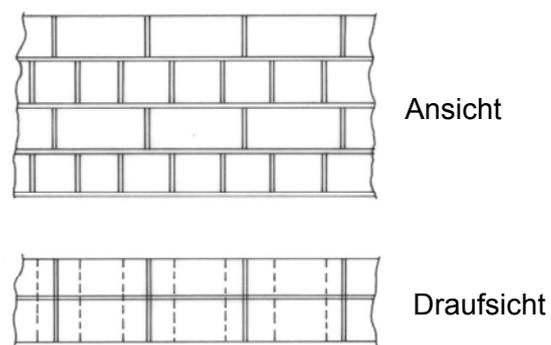


Abbildung 2.6: Mauerwerksverband-Blockverband.

- Läufer-schichten (Längsseiten) und Binders-schichten wechseln sich ab, erste Schicht ist eine Binders-schicht.

Kreuzverband:

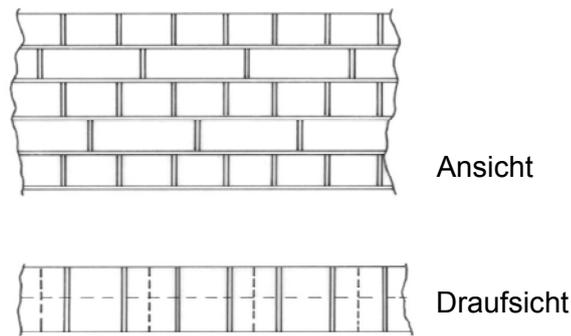


Abbildung 2.7: Mauerwerksverband-Kreuzverband

- Binderschichten und Läuerschichten wechseln sich regelmäßig ab, vier Schichten sind notwendig, die erste Schicht ist eine Binderschicht.

2.5 Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeit des Mauerwerks hängt von den Festigkeiten der Steine und des Mörtels ab. Die Druckfestigkeit von Mauerwerk ist wesentlich größer als die Biegezug- und Schubfestigkeit. Bei Druckbeanspruchung senkrecht zu den Lagerfugen entstehen Querkzugspannungen im Mauerstein, so dass im Mauerwerk (in Stein und Mörtel) unterschiedliche Querverformungen auftreten. Das Druckversagen tritt durch Überschreiten der Steinzugfestigkeit ein [6].

Mauermörtel hat gegenüber dem Mauerstein eine größere Querverformbarkeit (ausgenommen Dünnbettmörtel), und bei druckbeanspruchtem Mauerwerk wird im Vergleich zu Mauerstein eine stärkere Verformung, da Mauerstein und Mauermörtel im Verbund sind, behindert der Stein diese größere Verformung des Mörtels. Deswegen entstehen im Mörtel Druck- und im Stein Zugspannungen (Abb. 2.8).

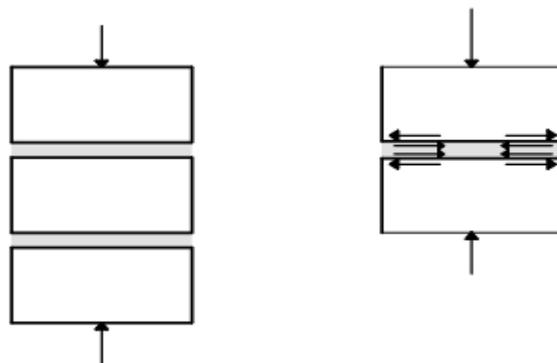


Abbildung 2.8: Resultierende Beanspruchung bei druckbeanspruchtem Mauerwerk.

Folgende Einflüsse haben einen wichtigen Einfluss auf die Mauerwerkdruckfestigkeit:

- Steinart, bzw. die Druckfestigkeit, die Querkzugfestigkeit der Mauersteine.
- Der Feuchtegehalt der Mauersteine beim Vermauern.
- Mörtelart und Mörtelquerverformung.
- die Neigung der Lagerfuge und den spannungsübertragenden Flächen.

- die Lagerfugendicke (dünnere Lagerfugen ergeben eine höhere Mauerwerkdruckfestigkeit).

Die Mauerwerkdruckfestigkeit kann durch eine Vielzahl von Mauerwerkdruckversuchen lt. EN 1996 definiert werden.

2.5.1 Charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk lt. EN 1996-1-1

2.5.1.1 Allgemeines

Die charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk f_k ist aus Ergebnissen von Mauerwerkversuchen zu bestimmen.

ANMERKUNG: Versuchsergebnisse dürfen entweder aus Versuchen für das jeweilige Projekt oder aus einer vorhandenen Datenbasis entnommen werden.

2.5.1.2 Charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk ohne Randstreifenvermörtelung der Lagerfugen

(1) Die charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk sollte bestimmt werden, entweder:

(i) aus Ergebnissen von Versuchen nach EN 1052-1, die entweder für das jeweilige Projekt durchgeführt werden oder die aus früher durchgeführten Versuchen, z.B. in Form einer Datenbasis, verfügbar sind, wobei die Auswertung der Versuchsergebnisse unter Verwendung der Gleichung (2.1) in Form einer Tabelle dargestellt werden sollte.

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \quad (2.1)$$

Dabei ist:

f_k die charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk in N/mm²;

K eine Konstante, die – sofern notwendig – nach Tabelle 2.2 (siehe Seite 13) zu modifizieren ist;

α, β Konstanten [1];

f_b die normierte Mauersteindruckfestigkeit in Lastrichtung in N/mm²;

f_m die Druckfestigkeit des Mauermörtels in N/mm².

Die Anwendungsgrenzen der Gleichung (2.1) sollten in Bezug auf f_b , f_m , den Variationskoeffizienten der Versuchsergebnisse und die Mauersteingruppen angegeben werden oder

(ii) nach (2) und (3) im Folgenden.

ANMERKUNG: Die Entscheidung, welche der Vorgehensweisen nach (i) oder (ii) in dem jeweiligen Land anzuwenden ist, kann seinem Nationalen Anhang entnommen werden. Sofern (i) angewendet wird, sollten tabellierte Werte oder die Konstanten für die Gleichung (2.1) und deren Anwendungsgrenzen, vorzugsweise entsprechend der Einteilung in Tabelle 2.2 (Seite 13), im Nationalen Anhang angegeben werden.

(2) Der Zusammenhang zwischen der charakteristischen Druckfestigkeit von Mauerwerk f_k der normierten Druckfestigkeit der Mauersteine f_b und der Mörteldruckfestigkeit f_m kann ermittelt werden nach:

- Gleichung (2.2), für Mauerwerk mit Normalmörtel und Leichtmörtel;
- Gleichung (2.3), für Mauerwerk mit Dünnbettmörtel mit einer Lagerfugendicke von 0,5 mm bis 3 mm und Mauerziegeln der Gruppen 1 und 4, Kalksandsteinen, Betonsteinen oder Porenbetonsteinen;
- Gleichung (2.4), für Mauerwerk mit Dünnbettmörtel mit einer Lagerfugendicke von 0,5 mm bis 3 mm und Mauerziegeln der Gruppen 2 und 3.

ANMERKUNG: In EN 998-2 ist keine Begrenzung der Dicke von Fugen mit Dünnbettmörtel definiert. Die Begrenzung der Lagerfugendicke auf 0,5 mm bis 3 mm soll sicherstellen, dass der Dünnbettmörtel die Anforderungsbedingungen zur Anwendung der Gleichungen (2.3) und (2.4) erfüllt. Die Mörtelfestigkeit f_m wird bei Anwendung der Gl. (2.3) und (2.4) nicht benötigt.

$$f_k = K \cdot f_b^{0.7} \cdot f_m^{0.3} \quad (2.2)$$

$$f_k = K \cdot f_b^{0.85} \quad (2.3)$$

$$f_k = K \cdot f_b^{0.7} \quad (2.4)$$

Dabei ist:

K eine Konstante nach Tabelle 2.2 (siehe Seite 13), die zu modifizieren ist, sofern zutreffend.

unter der Voraussetzung, dass die folgenden Anforderungen erfüllt werden:
das Mauerwerk wurde in Übereinstimmung mit EN 1996-1-1, Abschnitt 8 ausgeführt;

- alle Fugen erfüllen die Anforderungen nach EN 1996-8.1.5 (1) und (3), so dass die Fugen als vollständig vermörtelt angesehen werden können;
- f_b darf bei der Verwendung von Normalmörtel einen Wert von 75 N/mm² nicht überschreiten;
- f_b darf bei der Verwendung von Dünnbettmörtel einen Wert von 50 N/mm² nicht überschreiten;
- f_m darf bei der Verwendung von Normalmörtel nicht größer als 20 N/mm² oder $2 \cdot f_b$ sein;
- f_m darf bei der Verwendung von Leichtmörtel nicht größer als 10 N/mm² sein;
- die Dicke des Mauerwerks entspricht der Breite oder Länge des Mauersteins, so dass keine Mörtelfuge parallel zur Wandebene existiert;
- der Variationskoeffizient der Mauersteinfestigkeit ist nicht größer als 25 %.

2. Charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk lt. EN 1996-1-1

(3) Wenn die Einwirkung parallel zur Lagerfugenrichtung erfolgt, darf die charakteristische Druckfestigkeit ebenfalls nach den Gleichungen (2.2), (2.3) oder (2.4) bestimmt werden, wobei die normierte Druckfestigkeit der Mauersteine f_b zu verwenden ist, die aus Versuchen mit einer Lasteintragsrichtung wie im nachzuweisenden Mauerwerk durchgeführt wurden und die mit dem Formfaktor δ nach EN 772-1 zu multiplizieren sind. Er darf nicht größer als 1,0 sein. Für Mauersteine der Gruppen 2 und 3 sollte K mit 0,5 multipliziert werden.

(4) Werden die vertikalen Löcher bei Mauerwerk aus Normalmörtel und Betonsteinen der Gruppen 2 und 3 vollständig mit Beton gefüllt, sollte der K -Wert für f_b für die Steingruppe 1 verwendet werden, wobei eine Druckfestigkeit anzusetzen ist, die dem kleineren Wert aus der Druckfestigkeit des Mauersteins und der des Füllbetons entspricht.

(5) Bei Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen dürfen die Gleichungen (2.2), (2.3) und (2.4) angewendet werden, wenn möglichen horizontalen Einwirkungen, die auftreten können oder durch das Mauerwerk zu übertragen sind, ausreichend Rechnung getragen wird.

(6) Bei Mauerwerk aus Normalmörtel und mit Mörtelfugen parallel zur Wandebene (Verbandsmauerwerk), die über die gesamte Länge der Wand oder Teile davon verlaufen, sind die K -Werte aus der Tabelle 2.2 mit dem Faktor 0,8 zu multiplizieren.

Mauersteinart		Normalmörtel	Dünnbettmörtel (Lagerfugendicke 0,5 mm bis 3 mm)	Leichtmörtel mit einer Trockenrohddichte von	
				$600 \leq \rho_d \leq 800 \text{ kg/m}^3$	$800 < \rho_d \leq 1500 \text{ kg/m}^3$
Ziegel	Gruppe 1	0,55	0,75	0,30	0,40
	Gruppe 2	0,45	0,70	0,25	0,30
	Gruppe 3	0,35	0,50	0,20	0,25
	Gruppe 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Kalksandstein	Gruppe 1	0,55	0,80	‡	‡
	Gruppe 2	0,45	0,65	‡	‡
Beton	Gruppe 1	0,55	0,80	0,40	0,45
	Gruppe 2	0,45	0,65	0,40	0,45
	Gruppe 3	0,40	0,50	‡	‡
	Gruppe 4	0,35	‡	‡	‡
Porenbeton	Gruppe 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Betonwerkstein	Gruppe 1	0,45	0,75	‡	‡
Maßgerechte Natursteine	Gruppe 1	0,45	‡	‡	‡

‡ Keine Werte vorhanden, da diese Stein-Mörtel-Kombinationen nicht angewendet werden.

Tabelle 2.2: K -Werte für Mauerwerk mit Normalmörtel, Dünnbettmörtel und Leichtmörtel.

2.5.1.3 Charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk mit Randstreifenvermörtelung der Lagerfugen

(1) Die charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk mit Randstreifenvermörtelung der Lagerfugen darf bei Verwendung von Mauersteinen der Gruppen 1 und 4 und Normalmörtel sowie Vermörtelung der Lagerfugen in zwei oder mehreren gleich breiten Streifen, wobei mindestens zwei an den Rändern der Mauersteine liegen müssen, auch nach 2.5.1.2 ermittelt werden. Dabei sind die folgenden Voraussetzungen zu erfüllen:

Jeder Mörtelstreifen hat eine Mindestbreite von 30 mm;

- die Dicke des Mauerwerks ist gleich der Breite oder der Länge der Mauersteine, so dass keine über die gesamte Länge der Wand oder Teile davon verlaufende Mörtel-längsfuge vorhanden ist;
- das Verhältnis g/t darf nicht kleiner als 0,4 sein;
- K wird nach 2.5.1.2 ermittelt für $g/t = 1,0$; für $g/t = 0,4$ gilt $0,5 \cdot K$, Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

Dabei ist:

g die Gesamtbreite der Mörtelstreifen in m;
 t die Dicke der Mauerwerkswand in m.

(2) Die charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk bei Randstreifenvermörtelung der Lagerfugen darf bei Verwendung von Mauersteinen der Gruppen 2 und 3 und bei Randstreifenvermörtelung wie in (1) bei den Mauersteinen der Gruppe 1 nach 2.5.1.2 berechnet werden, wenn die normierte Druckfestigkeit f_b der Mauersteine durch Versuche nach EN 772-1 für Mauersteine mit Randstreifenvermörtelung bestimmt wird.

2.6 Zug- und Biegezugfestigkeit

Die Zugfestigkeit von Mauerwerk senkrecht und parallel zu den Lagerfugen ist vor allem bei Bauteilen ohne wesentliche Auflast von Bedeutung [6]. Es wird zwischen der Festigkeit parallel und senkrecht den Lagerfugen unterschieden, (Abb. 2. 9).

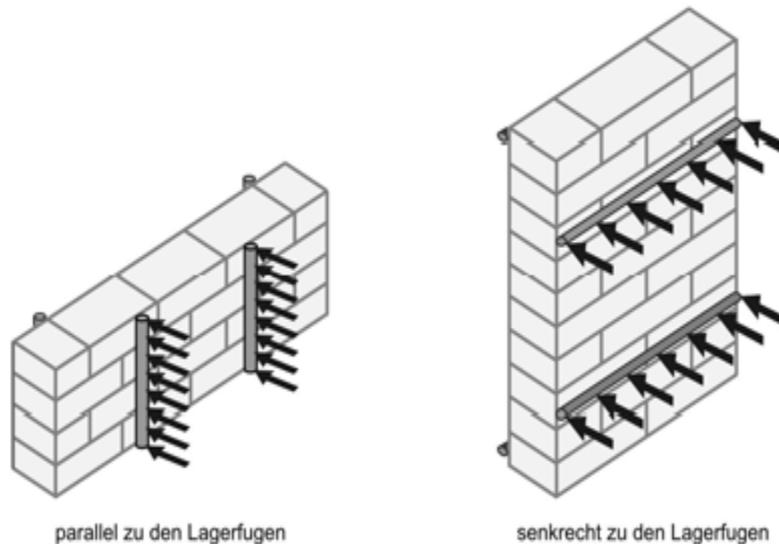


Abbildung 2.9: Beanspruchung auf Biegezug (parallel zu den Lagerfugen und senkrecht zu den Lagerfugen).

Die Festigkeit senkrecht zu den Lagerfugen kann durch die Verbundfestigkeit des Lagerfugenmörtels zum Mauerstein ermittelt werden. Folgende Einflüsse haben einen wichtigen Einfluss auf die Zug- und Biegezugfestigkeit senkrecht zu den Lagerfugen:

- Stein und Mörtelart,
- Zugfestigkeit der Stein, Mörtel und dessen Verbundeigenschaften,
- die Haftzugfestigkeit zwischen Mauerstein und Lagerfugenmörtel,
- Zugfestigkeit der Mauersteine in Richtung Steinhöhe, (für das Versagen ist bei hoher Haftzugfestigkeit und geringer Zugfestigkeit der Mauersteine, die Steinzugfestigkeit maßgebend),
- Ausführungsqualität auf der Baustelle.

Die wesentlichen Einflüsse auf die Biegezugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen sind:

- Verformungseigenschaften und Festigkeiten von Mörtel und Stein,
- Verbundeigenschaften zwischen Mörtel und Stein,
- die Scherfestigkeit zwischen Lagerfugenmörtel und Stein (Die Scherfestigkeit wird durch Adhäsion zwischen Stein und Mörtel bestimmt),
- die Steinbiegezugfestigkeit in Wandlängsrichtung,
- die Steinlängsdruckfestigkeit in Wandlängsrichtung.

2. Zug- und Biegezugfestigkeit

Für die Beschränkung der Rissbreiten des Mauerwerks, die aufgrund Schwindens oder Abkühlung entstehen, sollte die Mauerwerkzugfestigkeit (parallel zu den Lagerfugen) besonders beachtet werden.

Zug- und Biegezugfestigkeit von Mauerwerk kann rechnerisch bestimmt werden, wobei für die Ermittlung der Rechenansätze (Stein- und Haftscherfestigkeit) für die Biegezugfestigkeit auf Versuchsergebnisse Bezug genommen werden muss, deshalb werden ausreichend Versuche gemacht und die charakteristischen Festigkeitswerte für Biegezugfestigkeit ermittelt.

Als ein Grund der Zugspannungen parallel zur Lagerfuge kann die Zwangsbeanspruchung wegen Verformungsbehinderung im Mauerwerk erwähnt werden.

Nach EN 1996-1-1 darf Zug- und Biegezugfestigkeit senkrecht zur Lagerfuge bei der Bemessung des Mauerwerks nicht angesetzt werden.

Es wird zwischen zwei Versagensarten unterschieden:

- Steinzugfestigkeit wird überschritten.
- Verbundfestigkeit zwischen Mauermörtel und Mauerstein wird überschritten.

Es werden die Zugspannungen zur Lagerfuge überschritten, dann versagt entweder der Mauermörtel in der Lagerfuge oder der Mauerstein (Abb.2.10).

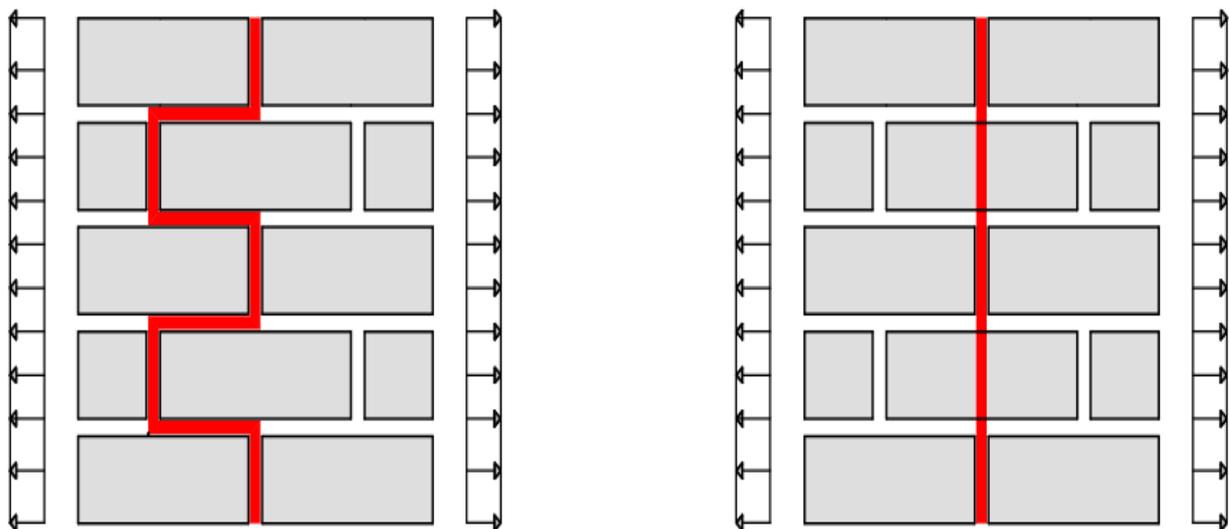
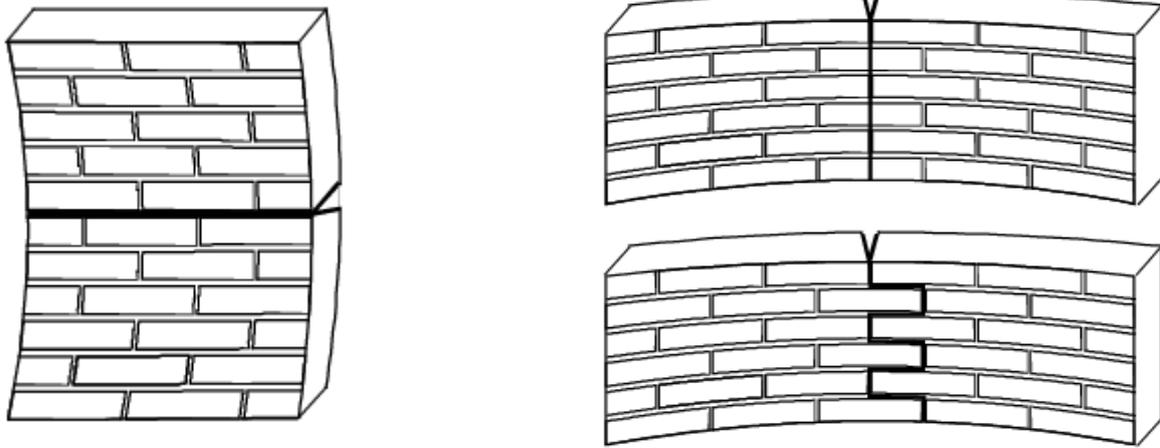


Abbildung 2.10: Rissverläufe infolge Zugbeanspruchungen parallel zur Lagerfuge.

2.6.1 Charakteristische Biegefestigkeit von Mauerwerk nach EN 1996-1

(1) Bei der Plattenbiegung ist f_{xk1} als Biegefestigkeit mit einer Bruchebene parallel zu den Lagerfugen und f_{xk2} als Biegefestigkeit mit einer Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen definiert (Abb. 2.11).



a) Bruchebene parallel zu den Lagerfugen, f_{xk1}

b) Bruchebene senkrecht zu den Lagerfugen, f_{xk2}

Abbildung 2.11: Bruchebenen bei Biegebeanspruchung von Mauerwerk.

(2) Die charakteristischen Biegefestigkeiten f_{xk1} und f_{xk2} von Mauerwerk sind aus Ergebnissen von Mauerwerksversuchen zu bestimmen.

ANMERKUNG: Versuchsergebnisse dürfen entweder aus Versuchen für das jeweilige Projekt oder aus einer vorhandenen Datenbank entnommen werden.

(3) Die charakteristische Biegefestigkeit von Mauerwerk darf aus Versuchen nach EN 1052-2 oder durch Auswertung von Versuchsergebnissen zur Biegefestigkeit und entsprechenden Stein-Mörtel-Kombinationen bestimmt werden.

ANMERKUNG 1: Werte für f_{xk1} und f_{xk2} sind im nationalen Anhang eines jeden Landes zu finden.

ANMERKUNG 2: Liegen keine Versuchsergebnisse für die Biegefestigkeiten von Mauerwerk mit Normalmörtel, Dünnbettmörtel oder Leichtmörtel vor, dürfen die Werte aus den Tabellen dieser Anmerkung entnommen werden, wenn der Dünnbettmörtel und der Leichtmörtel mindestens der Klasse M5 entsprechen.

ANMERKUNG 3: Bei Porenbetonmauerwerk mit Dünnbettmörtel ergeben sich die Werte für f_{xk1} und f_{xk2} aus der Tabelle dieser Anmerkung oder lassen sich aus den folgenden Gleichungen errechnen:

$$f_{xk1} = 0,035 f_b \quad \text{mit und ohne Stoßfugenvermörtelung;}$$

$$f_{xk2} = 0,035 f_b \quad \text{mit Stoßfugenvermörtelung oder } 0,025 f_b \quad \text{ohne Stoßfugenvermörtelung}$$

2. Charakteristische Biegefestigkeit von Mauerwerk nach EN 1996-1-1

Mauerstein	f_{xk1} (N/mm^2)			
	Normalmörtel		Dünnbettmörtel	Leichtmörtel
	$f_m < 5 N/mm^2$	$f_m \geq 5 N/mm^2$		
Ziegel	0,10	0,10	0,15	0,10
Kalksandstein	0,05	0,10	0,20	Nicht verwendet
Betonstein	0,05	0,10	0,20	Nicht verwendet
Porenbetonstein	0,05	0,10	0,15	0,10
Betonwerkstein	0,05	0,10	Nicht verwendet	Nicht verwendet
Maßgerechter Naturstein	0,05	0,10	0,15	Nicht verwendet

Tabelle 2.3: Werte für f_{xk1} , Bruchebene parallel zu den Lagerfugen.

Mauerstein	f_{xk2} (N/mm^2)			
	Normalmörtel		Dünnbettmörtel	Leichtmörtel
	$f_m < 5 N/mm^2$	$f_m \geq 5 N/mm^2$		
Ziegel	0,20	0,40	0,15	0,10
Kalksandstein	0,20	0,40	0,30	Nicht verwendet
Betonstein	0,20	0,40	0,30	Nicht verwendet
Porenbetonstein	$\rho_d < 400 kg/m^3$	0,20	0,20	0,15
	$\rho_d > 400 kg/m^3$	0,20	0,40	0,15
Betonwerkstein	0,20	0,40	Nicht verwendet	Nicht verwendet
Maßgerechter Naturstein	0,20	0,40	0,15	Nicht verwendet

Tabelle 2.4: Werte für f_{xk2} , Bruchebene parallel zu den Lagerfugen.

ANMERKUNG 4: f_{xk2} darf nicht größer als die Biegefestigkeit des Mauersteins sein.

2.7 Schubfestigkeit

Als Schubfestigkeit könnte Schubfestigkeit bei Plattenschub senkrecht zur Wandebene und Scheibenschub in Wandebene erwähnt werden (Abb.2.12).

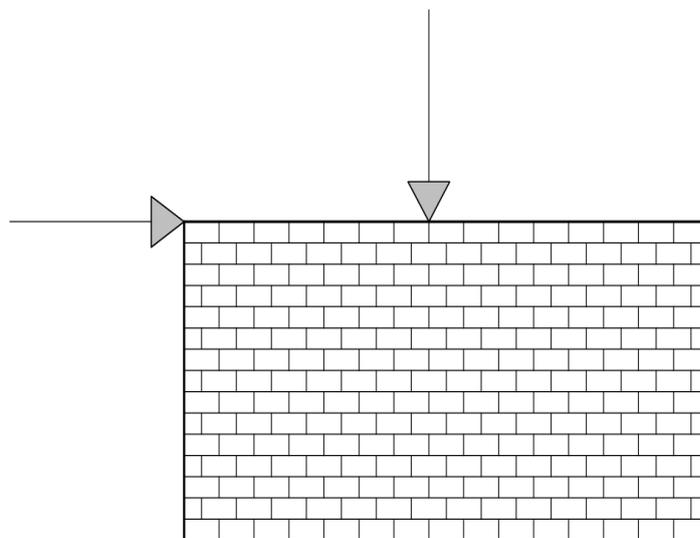


Abbildung 2.12: Beanspruchung bei Scheibenschub.

2. Schubfestigkeit

Die wesentlichen Einflüsse auf Platten-Schubfestigkeit sind:

- Maßgebend ist die Reibungsversagen in der Lagerfuge,
- Verbundfestigkeit zwischen den Mauersteinen und Mörtel,
- Wanddicke und die Schubfestigkeit der Mauersteine,
- Höhe der Auflast,
- Wandhöhe und Wandlänge.

Die wesentlichen Einflüsse auf Scheiben-Schubfestigkeit sind:

- Haftscherfestigkeit der Lagerfugen (die Verbundfestigkeit zwischen den Mauersteinen und Mörtel),
- Steinzugfestigkeit,
- das Überbindemaß (Das Überbindemaß \bar{u} muss $\geq 0,4h \geq 4,5$ cm sein, wobei h die Steinhöhe ist),
- die Steingeometrie,
- Höhe der Auflast,
- Dicke des Wandquerschnitts,
- Wandhöhe und Wandlänge.

Die Schubfestigkeit bei Scheibenbeanspruchung hat eine große Bedeutung im Verhalten des Mauerwerks gegenüber Schubbeanspruchungen. Die Schubfestigkeit kann rechnerisch bestimmt werden. Folgende drei Versagensfälle können bei den Schubbeanspruchungen für ein Mauerwerk auftreten:

- Versagen der Lagerfuge auf Schub.
- Versagen der Mauersteine auf Schub.
- Versagen des Mauerwerks auf Druck.

2.7.1 Bruchbedingungen nach Mann/Müller

Das Schubtragverhalten von umgewertetem Mauerwerk wird nach dem Modell von Mann/Müller ermittelt.

Mann/Müller formulieren drei Bruchbedingungen für Mauerwerk, das durch Normal- und Schubspannungen beansprucht wird [12]. Die Theorie wurde durch viele Versuche überprüft und bildet die Wirklichkeit unter folgenden Bedingungen im Allgemeinen gut ab [12]:

1. Senkrecht zu den Lagerfugen können keine Zugkräfte übertragen werden.
2. In den Stoßfugen können keine Normal- und Schubspannungen übertragen werden.
3. Das Mauerwerk wird nicht durch Randelemente gestört.

Es sind im Wesentlichen folgende 3 Versagensfällen zu unterscheiden [6]:

I. Versagen der Lagerfuge auf Abscheren (bei geringen Druckspannungen)

Die Scherfestigkeit zwischen Mörtel und Stein im Bereich der Steinhälfte mit der kleineren Druckspannung σ_2 wird überschritten.

II. Versagen der Mauersteine auf Schub- bzw. Zugbeanspruchung (bei mittleren Druckspannungen)

Da in den vertikalen Fugen können keine bzw. geringe Schubspannungen übertragen werden, müssen die Mauersteine jeder 2.Schicht die doppelten Schubkräfte übertragen. Aus Druck- und Schubspannungen ergeben sich schiefe Hauptspannungen, die beim Überschreiten der Steinzugfestigkeit zum Bruch führen.

III. Versagen des Mauerwerks auf Druck (bei hohen Druckspannungen)

Überschreiten der Beanspruchbarkeit der Mauersteine auf Druck im Bereich der höheren Druckspannungen σ_1 . Die Schubfestigkeit ist im Wesentlichen von der Stein- bzw. Mauerdruckfestigkeit abhängig.

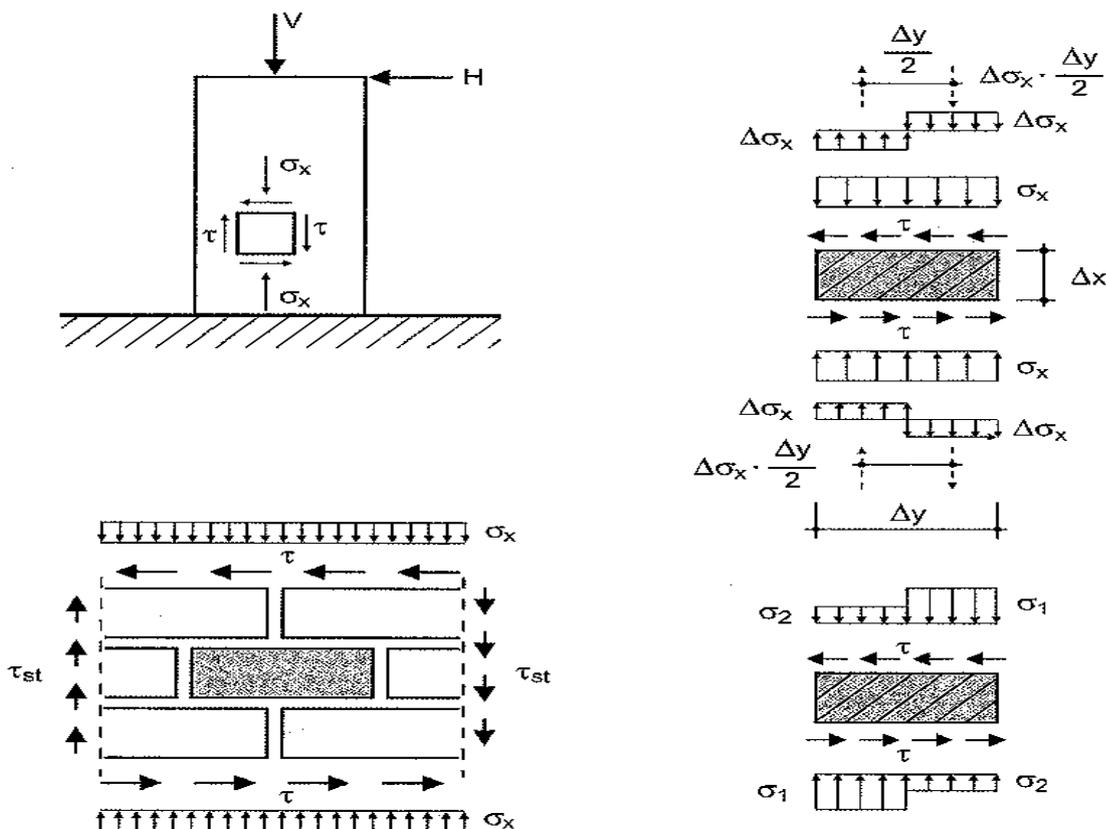


Abbildung 2.13: Mauerwerk unter Schubbeanspruchung , Spannungszustände, Bruchtheorie (Mann/Müller).

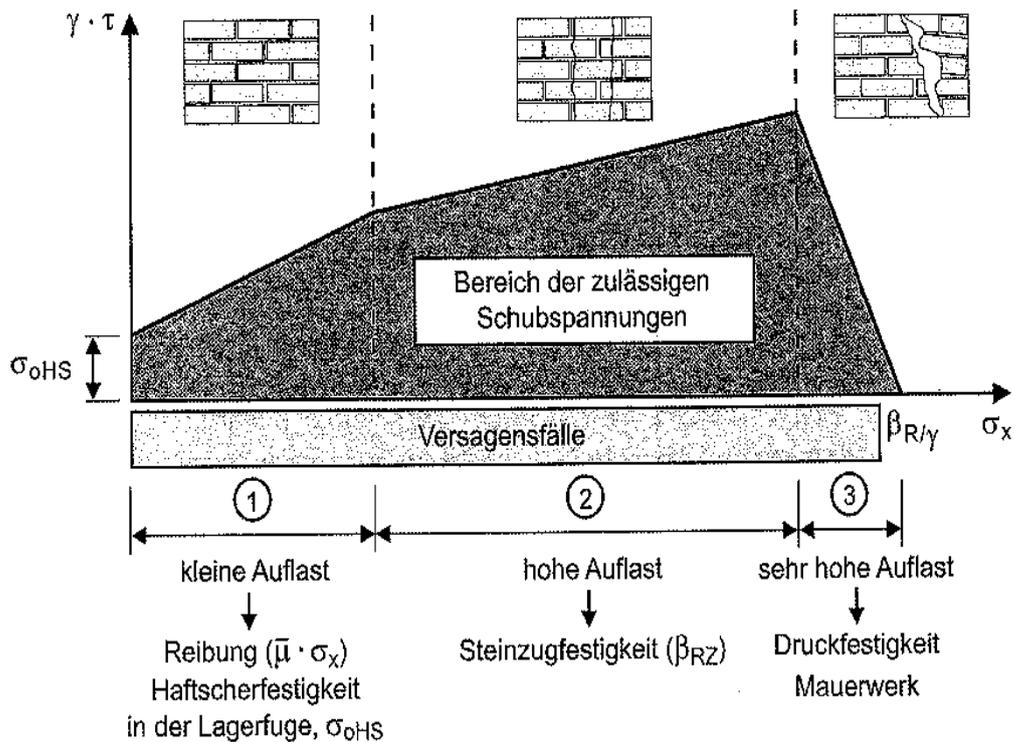


Abbildung 2.14: Mauerwerk unter Schubbeanspruchung; Hüllkurvendiagramm (Mann/Müller) und Versagensfälle.

2.7.2 Charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk lt. EN1996-1-1

Die charakteristische Schubfestigkeit f_{vk} von Mauerwerk ist aus Ergebnissen von Versuchen an Mauerwerk zu bestimmen.

ANMERKUNG: Versuchsergebnisse dürfen entweder aus Versuchen für das jeweilige Projekt oder aus einer vorhandenen Datenbasis entnommen werden.

(2) Die charakteristische Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit) f_{vk0} von Mauerwerk sollte aus Versuchen nach EN 1052-3 oder EN 1052-4 ermittelt werden.

(3) Die charakteristische Schubfestigkeit f_{vk} von Mauerwerk mit Normalmörtel oder Dünnbettmörtel mit einer Fugendicke von 0,5 mm bis 3,0 mm nach ,oder Leichtmörtel nach darf aus Gleichung (2.5) ermittelt werden, wenn alle Fugen die Anforderungen nach EN1996-8.1.5 erfüllen und als vollständig vermörtelt angesehen werden können.

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_d \quad (2.5)$$

jedoch nicht größer als $0,065 f_b$ bzw. f_{vlt} .

Dabei ist:

f_{vk0} die charakteristische Haftscherfestigkeit ohne Auflast in N/mm^2 ;
 f_{vlt} der Grenzwert von f_{vk} in N/mm^2 ;

σ_d [N/mm^2] die Bemessungsdruckspannung rechtwinklig zur Schubkraft in der betrachteten Querschnittsebene des Bauteils unter der entsprechenden Lastkombination als Mittelwert der Vertikalspannungen im überdrückten Bereich, der den Schubwiderstand sicherstellt.

f_b die normierte Druckfestigkeit der Mauersteine nach EN 1996-3.1.2.1 in Lastrichtung, d.h. bei Belastung der Prüfkörper senkrecht zur Lagerfuge.

ANMERKUNG: Die Festlegung, ob $0,065 c$ oder f_{vlt} in einem Land anzuwenden ist, und die Größe oder der Funktionsverlauf von f_{vlt} sind im Nationalen Anhang eines jeden Landes zu regeln.

(4) Die charakteristische Schubfestigkeit f_{vk} von Mauerwerk mit Normalmörtel nach EN 1996-3.2.2(2), oder Dünnbettmörtel nach 3.2.2(3) mit einer Lagerfugendicke von 0,5 mm bis 3,0 mm, oder Leichtmörtel nach 3.2.2(4) und unvermörtelten Stoßfugen, jedoch mit knirsch gestoßenen Stirnflächen der Mauersteine, darf aus Gleichung (2.6) ermittelt werden.

$$f_{vk} = 0,5f_{vk0} + 0,4\sigma_d \quad (2.6)$$

jedoch nicht größer als $0,045 f_b$ oder f_{vlt}

Dabei ist:

f_{vk0} , f_{vlt} , σ_d und f_b wie in (3) definiert.

ANMERKUNG: Die Festlegung, ob $0,045 f_b$ oder f_{vlt} in einem Land anzuwenden ist, und die Größe oder der Funktionsverlauf von f_{vlt} sind im Nationalen Anhang eines jeden Landes zu regeln.

(5) Die charakteristische Schubfestigkeit f_{vk} von Mauerwerk mit Randstreifenvermörtelung der Lagerfugen in zwei oder mehr gleich breiten Streifen aus Normalmörtel von mindestens 30 mm Breite, wobei mindestens zwei Streifen an den Rändern der Mauersteine sein müssen, darf aus Gleichung (2.7) ermittelt werden.

$$f_{vk} = \frac{g}{t} f_{vk0} + 0,4\sigma_d \quad (2.7)$$

aber nicht größer als der aus (4) ermittelte Wert.

Dabei ist:

f_{vk} , σ_d und f_b wie unter (3) definiert;

g die Gesamtbreite der Mörtelstreifen in m;

t die Dicke der Mauerwerkswand in m.

(6) Die Haftscherfestigkeit f_{vk0} darf dabei wie folgt ermittelt werden, entweder:

- durch Auswertung einer Datenbank aus Versuchsergebnissen von Haftscheruntersuchungen von Mauerwerk,

oder

- aus der Tabelle 2.5, unter der Voraussetzung, dass der verwendete Normalmörtel nach EN 1996-2 keine Zusatzmittel oder Zusatzstoffe beinhaltet.

ANMERKUNG: Die Festlegung, welche der beiden o.g. Methoden in dem jeweiligen Land anzuwenden ist, kann seinem Nationalen Anhang entnommen werden. Wenn sich ein Land entscheidet, seine f_{vk0} -Werte über die Auswertung einer Datenbank zu bestimmen, sind die Werte im Nationalen Anhang anzugeben.

(7) Der vertikale Schubwiderstand des Anschlusses von zwei Wänden kann durch entsprechende Versuche für ein spezielles Projekt oder die Auswertung einer Datenbank ermittelt werden. Liegen keine Versuchsergebnisse vor, darf der charakteristische Schubwiderstand dem Wert von f_{vk0} gleichgesetzt werden. Dabei ist f_{vk0} die Schubfestigkeit ohne Auflast nach 2.7.2 (2) und (6), wenn die Verbindung der Wände nach EN 1996-8.5.2.1 ausgeführt wird.

Mauerstein	f_{vk0} (N/mm^2)		
	Normalmörtel mit einer Festigkeitsklasse	Dünnbettmörtel (Lagerfugendicke 0,5 mm bis 2 mm)	Leichtmörtel
Ziegel	M10-M20	0,30	0,30
	M2,5-M9	0,20	
	M1-M2	0,10	
Kalksandstein	M10-M20	0,20	0,40
	M2,5-M9	0,15	
	M1-M2	0,10	
Beton	M10-M20	0,20	0,30
Porenbeton	M2,5-M9	0,15	
Betonwerkstein und maßgerechter Naturstein	M1-M9	0,10	

Tabelle 2.5: Werte für die Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit) f_{vk0} von Mauerwerk

2.8 Grenzzustand der Tragfähigkeit nach EN 1996-1-1

2.8.1 Unbewehrtes Mauerwerk unter vertikaler Belastung

2.8.1.1 Allgemeines

(1) Für die Bemessung von unbewehrten Mauerwerkswänden unter vertikaler Belastung sind die Geometrie der Wand, die Ausmitte der Last und die Baustoffeigenschaften des Mauerwerks zu berücksichtigen.

(2) Zur Bestimmung des Tragwiderstandes einer Mauerwerkswand unter vertikaler Belastung dürfen folgende Annahmen getroffen werden:

- Ebenbleiben der Querschnitte;
- die Zugfestigkeit von Mauerwerk senkrecht zu den Lagerfugen ist Null.

2.8.1.2 Nachweis unbewehrter Mauerwerkswände unter vorwiegend vertikaler Belastung

2.8.1.2.1 Allgemeines

(1) Im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss der Bemessungswert der angreifenden Last N_{ED} einer vertikal belasteten Wand kleiner oder gleich dem Bemessungswert des Tragwiderstandes N_{RD} sein, d.h:

$$N_{ED} \leq N_{RD} \quad [\text{KN}] \quad (2.8)$$

(2) Der Bemessungswert des Tragwiderstandes N_{RD} einer vertikal belasteten einschaligen Wand beträgt je Längeneinheit:

$$N_{RD} = \Phi t f_d \quad [\text{KN}] \quad (2.9)$$

Dabei ist

Φ . . . der Abminderungsfaktor Φ_i am Kopf oder Fuß der Wand, bzw. Φ_m in Wandmitte zur Berücksichtigung der Schlankheit und Lastausmitte ,[1];

t . . . die Wanddicke in m;

f_d . . . die Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerkes in N/mm^2 .

(3) Wenn der Wandquerschnitt kleiner als $0,1 \text{ m}^2$ ist, sollte die Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerks f_d mit nachstehendem Faktor multipliziert werden

$$(0,7 + 3 A) \quad (2.10)$$

Dabei ist

A die belastete Bruttoquerschnittsfläche in m².

(4) Bei zweischaligen Wänden mit Luftschicht sollte jede Wandschale getrennt für sich nachgewiesen werden.

Dazu sind die Querschnittsflächen der belasteten Wandschale und die zugehörige wirksame Schlankheit nach Gleichung EN 1996-(5.11) zu verwenden.

(5) Einschaliges Verblendmauerwerk sollte wie eine einschalige Wand, bestehend aus den Mauersteinen mit der geringeren Festigkeit bemessen werden. Dabei ist als *K*-Wert der für Verbandsmauerwerk geltende Wert anzusetzen (siehe Tabelle 2.2).

(6) Eine zweischalige Wand ohne Luftschicht darf, sofern die beiden Wandschalen nach EN 1996-6.5 miteinander verbunden und beide Schalen nahezu gleich belastet sind, als einschalige Wand oder alternativ als zweischalige Wand mit Luftschicht bemessen werden.

(7) Wenn die Größe, Anzahl oder Lage der Schlitze und Aussparungen außerhalb der in EN 1996-8.6 angegebenen Grenzen liegen, sollte deren Einfluss auf die Tragfähigkeit der Wand wie folgt berücksichtigt werden:

- vertikal verlaufende Schlitze oder Aussparungen sollten entweder als Wandbegrenzung behandelt werden oder – alternativ – sollte die Restwanddicke der Wand beim Schlitz oder der Aussparung für die Berechnung der gesamten Wand zugrunde gelegt werden;
- bei horizontal oder geneigt verlaufenden Schlitzten sollte die Tragfähigkeit der Wand an der Stelle des Schlitzes unter Berücksichtigung der Lastausmitte relativ zur verbleibenden Wanddicken überprüft werden.

ANMERKUNG: Allgemein kann davon ausgegangen werden, dass die vertikale Tragfähigkeit proportional zur Verringerung der Querschnittsfläche infolge eines vertikalen Schlitzes oder einer vertikalen Aussparung abnimmt, sofern die Verringerung der Querschnittsfläche nicht mehr als 25 % beträgt.

2.8.1.2.2 Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Schlankheit und Lastausmitte

(1) Die Größe des Abminderungsfaktors Φ zur Berücksichtigung der Schlankheit und Ausmitte darf wie folgt auf der Grundlage eines rechteckigen Spannungsblockes ermittelt werden:

(i) Am Wandkopf und -fuß (Φ_i)

$$\Phi i = 1 - (2e_i / t) \quad (2.11)$$

Dabei ist

e_i . . . die Lastexzentrizität am Kopf bzw. Fuß der Wand nach Gleichung (2.12), in m:

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{ehe} + e_{init} \geq 0,05t \quad (2.12)$$

M_{id} . . . Bemessungswert des Biegemomentes, resultierend aus der Exzentrizität der Deckenauflegerkraft nach EN 1996-5.5.1 am Kopf bzw. Fuß der Wand in KN/m, (Abb. 2.15);

N_{id} . . . Bemessungswert der am Kopf bzw. Fuß der Wand wirkenden Vertikalkraft, in KN;

e_{ehe} . . . die Ausmitte am Kopf oder Fuß der Wand infolge horizontaler Lasten (z.B. Wind), in m;

e_{init} . . . die ungewollte Ausmitte, in KN (Abb. 2.15);

t . . . die Dicke der Wand, in m.

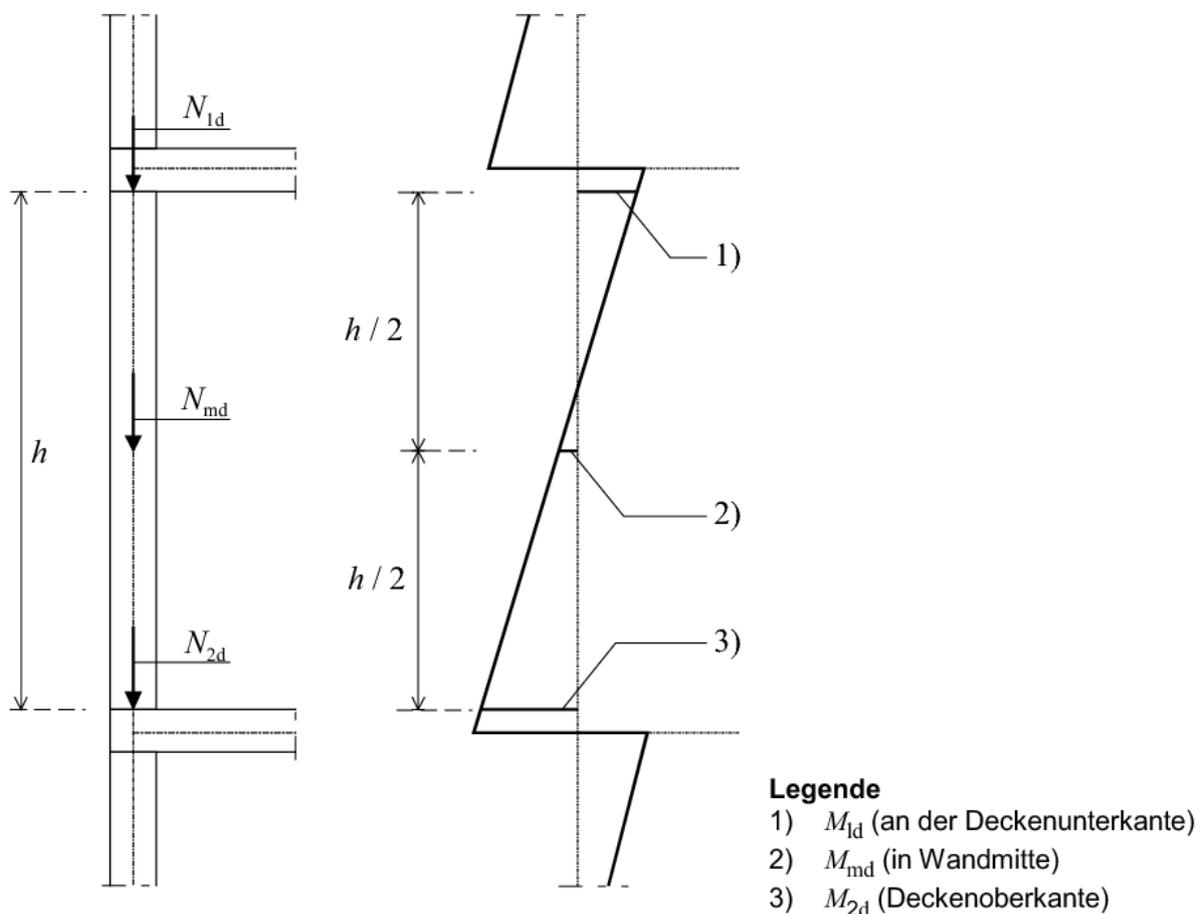


Abbildung 2.15: Momente infolge Ausmittens.

Durch Vereinfachung der in 2.8.1.1 angegebenen Grundlagen darf der Abminderungsfaktor in der Mitte der Wandhöhe Φ_m nach Anhang G unter Verwendung von e_{mk} bestimmt werden.

Dabei ist

e_{mk} . . . die Ausmitte der Last in halber Wandhöhe in m, berechnet nach den Gleichungen (2.13) und (2.14):

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 t \quad (2.13)$$

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} \pm e_i \quad (2.14)$$

e_m die Ausmitte infolge der Lasten in m;

M_{md} der Bemessungswert des größten Momentes in halber Wandhöhe, resultierend aus den Momenten am Kopf und Fuß der Wand (Abb. 2.15), einschließlich der Biegemomente aus allen anderen ausmittig angreifenden Lasten (z.B. Wandschränke), in KN/m;

N_{md} der Bemessungswert der Vertikallast in halber Wandhöhe einschließlich aller anderen ausmittigen Lasten (z. B. Wandschränke), in KN;

e_{hm} die Ausmitte in halber Wandhöhe infolge horizontaler Lasten (z.B. Wind), in m;

ANMERKUNG: Die Einbeziehung von e_{hm} hängt von der zur Bemessung zu verwendenden Lastkombination ab. Die Vorzeichenabhängigkeit und deren Einfluss auf das Verhältnis M_{md}/N_{md} sind zu beachten.

e_{init} . . . die ungewollte Ausmitte (siehe EN 1996-5.5.1.1), in m;

h_{ef} . . . Knicklänge nach EN 1996-5.5.1.2 für die entsprechende Halterung oder Aussteifungsart, in m;

t_{ef} . . . die wirksame Wanddicke nach EN 1996-5.5.1.3, in m;

e_k . . . die Ausmitte infolge Kriechens nach (2.15), in m:

$$e_k = 0,002 \Phi^\infty \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t e_m} \quad (2.15)$$

Φ^∞ der Endkriechwert (siehe Anmerkung nach EN1996-3.7.4 (2))

(2) Für Wände mit Schlankheiten von λ_c oder geringer darf die Ausmitte infolge Kriechens, e_k , gleich Null gesetzt werden.

ANMERKUNG: Die Größe des Wertes λ_c , der in dem jeweiligen Land zur Anwendung kommt, ist seinem Nationalen Anhang zu entnehmen. Empfohlen wird der Wert $\lambda_c = 15$. Jedes Land

kann in Abhängigkeit der Größe des gewählten Endkriechwertes eine Unterscheidung für verschiedene Mauerwerksarten vornehmen.

2.8.2 Unbewehrtes Mauerwerk unter Schubbelastung

(1) Im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss der Bemessungswert der aufgetragenen Schubkraft V_{ED} kleiner oder gleich dem Bemessungswert der Schubtragfähigkeit V_{RD} sein:

$$V_{ED} \leq V_{RD} \quad [\text{KN}] \quad (2.16)$$

(2) Der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit wird errechnet aus:

$$V_{RD} = f_{vd} t l_c \quad [\text{KN}] \quad (2.17)$$

Dabei ist:

f_{vd} . . . der Bemessungswert der Schubfestigkeit von Mauerwerk nach EN 1996-2.4.1 und 3.6.2, unter Zugrundelegung des Mittelwertes der vertikalen Druckspannung im überdrückten Teil der schubbeanspruchten Wand unter Vernachlässigung der Zugfestigkeit des Mauerwerks in KN/m^2 ;

t . . . die Wanddicke der schubbeanspruchten Wand, in m;

l_c . . . die Länge des überdrückten Teiles der Wand unter Vernachlässigung auf Zug beanspruchter Teile der Wand, in m.

(3) Die Länge des überdrückten Teiles der Wand l_c sollte unter Annahme einer linearen Spannungsverteilung berechnet werden. Öffnungen, Schlitze und Aussparungen sind dabei zu berücksichtigen. Durch vertikale Zugspannungen beanspruchte Wandbereiche sind nicht anzusetzen.

(4) Die Verbindung zwischen Schubwänden und den Flanschen der kreuzenden Wände müssen auf vertikale Schubbeanspruchung nachgewiesen werden.

(5) Die Länge des überdrückten Wandbereiches sollte für die dort wirkende vertikale Belastung und deren Auswirkung auf die Schublasten bemessen werden.

2.8.3 Unbewehrte, durch Horizontallasten auf Plattenbiegung beanspruchte Mauerwerkswände

2.8.3.1 Allgemeines

(1) Im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss der Bemessungswert des auf die Wand wirkenden Biegemomentes, M_{ED} , kleiner oder gleich dem Bemessungswert des Tragwiderstandes, M_{RD} sein:

$$M_{ED} \leq M_{RD} \quad [\text{KNm}] \quad (2.18)$$

(2) Der Orthotropiekoeffizient μ von Mauerwerk sollte bei der Bemessung berücksichtigt werden.

(3) Der Bemessungswert des aufnehmbaren Momentes M_{RD} einer Wand je Höhen- oder Längeneinheit ist:

$$M_{RD} = f_{xd} Z \quad [\text{KNm}] \quad (2.19)$$

Dabei ist

f_{xd} . . . der Bemessungswert der Biegefestigkeit der entsprechenden Biegerichtung nach EN1996- 6.6.2 (9), in KN/m^2 ;

Z . . . das elastische Widerstandsmoment je Höhen- oder Längeneinheit der Wand, in m^3 .

(4) Ist eine vertikale Last vorhanden, darf ihr günstiger Einfluss wie folgt in Rechnung gestellt werden:

(i) Durch Verwendung einer erhöhten Biegefestigkeit $f_{xd1,app}$ nach Gleichung (2.20) und des in (2) zu verwendenden Orthotropiekoeffizienten, der gleichermaßen zu modifizieren ist.

$$f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d \quad (2.20)$$

Dabei ist

f_{xd1} . . . der Bemessungswert der Biegefestigkeit von Mauerwerk mit der Bruchebene parallel zu den Lagerfugen, in KN/m^2 ;

σ_d . . . der Bemessungswert der Druckspannung der Wand, der jedoch nicht größer als $0,2 f_d$ sein darf, in KN/m^2 .

oder

(ii) durch die Berechnung der Tragfähigkeit unter Verwendung der Gleichung (2.9) in der Φ durch Φ_{fl} mit Berücksichtigung der Biegefestigkeit f_{xd1} zu ersetzen ist.

ANMERKUNG: Dieser Teil der Norm enthält keine Methode zur Berechnung von Φ_{fl} , bei der die Biegefestigkeit berücksichtigt wird.

(5) Bei der Ermittlung des Widerstandsmomentes eines Pfeilers in einer Wand sollte die überstehende Flanschlänge – gerechnet vom Ende des Pfeilers – mit dem kleinsten der folgenden Werte in Ansatz gebracht werden:

- $h/10$ bei oben und unten gehaltenen Wänden;
- $h/5$ bei frei stehenden Wänden;
- die Hälfte des lichten Pfeilerabstandes.

Dabei ist

h die lichte Höhe der Wand.

(6) Bei zweischaligen Wänden mit Luftschicht darf der Bemessungswert der Horizontalkraft je Flächeneinheit W_{ED} auf die zwei Wandschalen aufgeteilt werden, vorausgesetzt, dass die Maueranker oder andere Verbindungselemente zwischen den Schalen geeignet sind, die auf die Wand wirkenden Kräfte zu übertragen. Die Aufteilung zwischen den Schalen darf entweder proportional zu deren Festigkeit (z.B. M_{RD}) oder zu deren Steifigkeit erfolgen. Bei Verwendung der Steifigkeit sollte jede Schale für das von ihr aufzunehmende Bemessungsmoment M_{ED} nachgewiesen werden.

(7) Ist eine Wand durch Aussparungen und Schlitzte geschwächt, deren Maße die Grenzwerte nach EN 1996-8.6 überschreiten, sollte diese Querschnittsschwächung bei der Bestimmung der Tragfähigkeit der Wand durch Verwendung der an den Aussparungen oder Schlitzten verminderten Dicke der Wand in Rechnung gestellt werden.

2.9 Bewehrtes Mauerwerk

Durch die Bewehrung können die Eigenschaften des Mauerwerks (zug-, Biegezugfestigkeit) optimiert und Risse bzw. Schäden beschränkt werden.

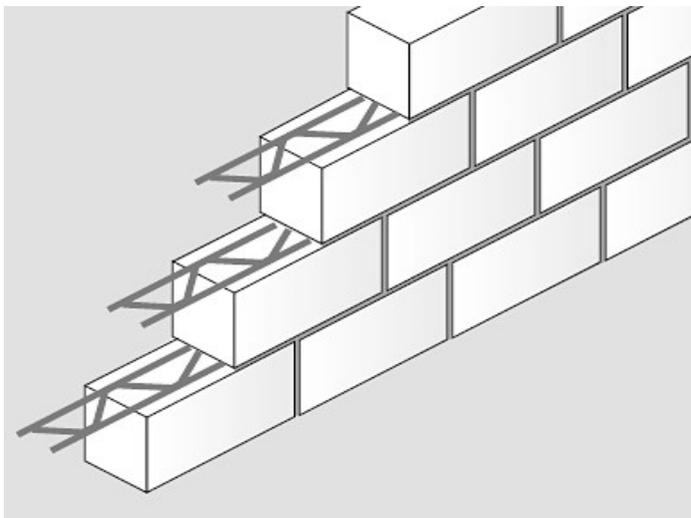


Abbildung 2.16: Bewehrtes Mauerwerk (horizontale Bewehrung).

2. Bewehrtes Mauerwerk

Durch Bewehrung (bewehrtes Mauerwerks) werden folgende Eigenschaften des Mauerwerks verändert:

- Zugkräfte werden durch die Bewehrung aufgenommen und die Biegetragfähigkeit des Mauerwerks wird verbessert.
- Bewehrtes Mauerwerk hat eine höhere Widerstandsfähigkeit gegenüber horizontalen Belastungen.
- Bewehrtes Mauerwerk hat ein gutes Verhalten gegenüber Kriechen, Schwinden.

Bewehrtes Mauerwerk ist nur erforderlich, wenn Zugspannungen im Mauerwerk auftreten, da Druckspannungen durch das Mauerwerk aufgenommen werden.

2.9.1 Ausführung - Bewehrtes Mauerwerk

Es werden folgende Arten der Bewehrungsführung für Bewehrtes Mauerwerk laut DIN 1053-3 vorgestellt.

2.9.1.1 Horizontale Bewehrung:

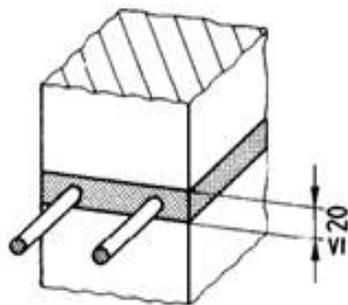


Abbildung 2.17: Horizontale Bewehrung in den Lagerfugen.

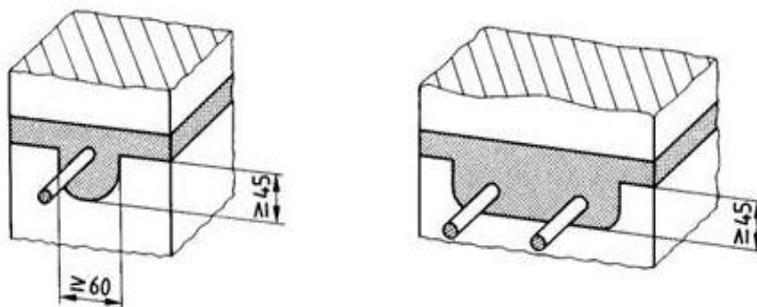


Abbildung 2.18: Horizontale Bewehrung in Formsteinen.

2.9.1.2 Vertikale Bewehrung:

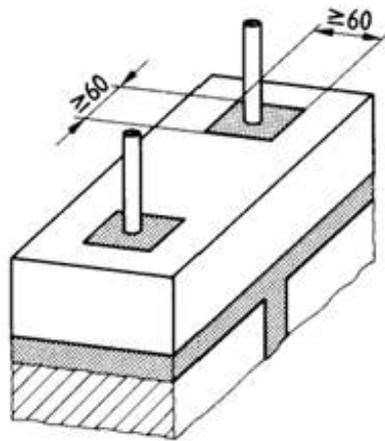


Abbildung 2.19: Vertikale Bewehrung in Formsteinen mit kleiner Ausparung.

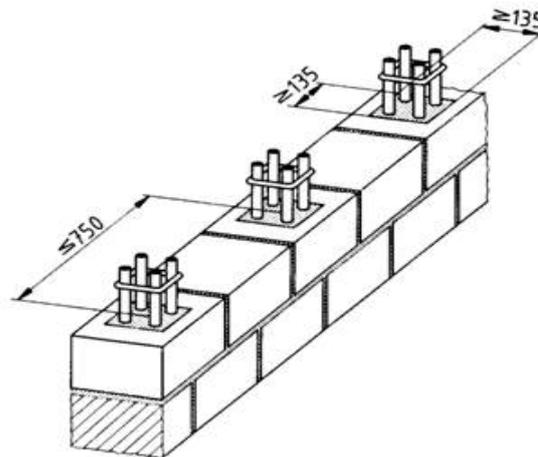


Abbildung 2.20: Vertikale Bewehrung in Formsteinen mit großer Ausparung.

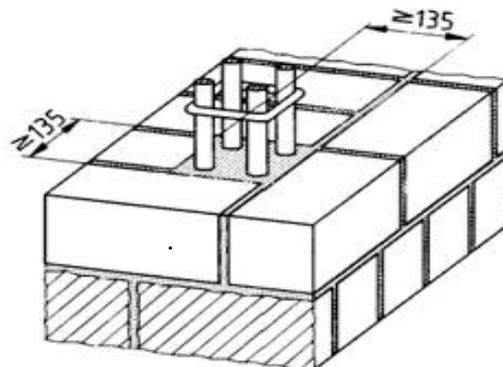


Abbildung 2.21: Vertikale Bewehrung in ummauerter Ausparung.

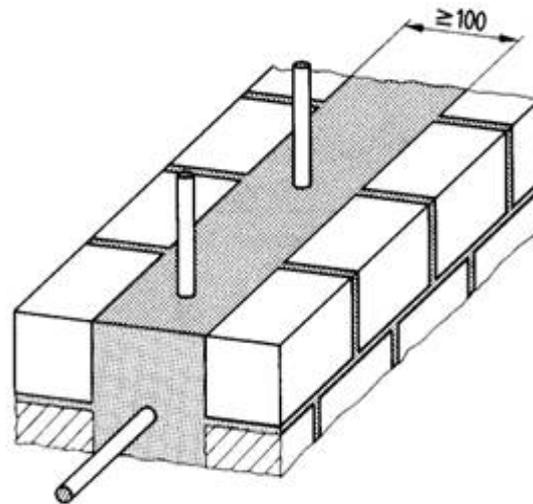


Abbildung 2.22: Vertikale Bewehrung in durchgehend ummauerten Aussparungen.

2.10 Erdbebeneinwirkung

2.10.1 Allgemeines

Die Erde besteht aus vielen Schichten, die äußerste Schicht ist Erdkruste. Diese Erdkruste besteht aus vielen verschiedenen Platten, die sich ständig bewegen und schieben sich aufeinander. Erdbeben entsteht, wenn die Platten sich mit einem Ruck voneinander lösen. Ein Erdbeben kann auch durch Vulkanausbrüche sowie durch den Druckunterschied bei der Förderung von Rohstoffen ausgelöst werden. Mit starken Erdbeben entstehen an der Erdoberfläche Schwingungen, die Häuser und Brücken zum Einsturz bringen können.

2.10.2 Erdbebenwellen

Seismische Wellen sind Energiewellen, die aus dem Bruch von Gesteinen in der Erde entstehen und sich in der Erde ausbreiten.

Es gibt verschiedene Arten seismischer Wellen. Die Wellen unterscheiden sich durch ihre Ausbreitungseigenschaften in zwei Haupttypen, Raumwellen und Oberflächenwellen. Raumwellen können durch das Innere der Erde laufen, Oberflächenwellen sind an die Erdoberfläche gebunden [19]. Durch Erdbeben werden sowohl Raumwellen als auch Oberflächenwellen erzeugt.

- Raumwellen
 - Primärwellen
 - Sekundärwellen

- Oberflächenwellen
 - Love-Wellen
 - Rayleigh-Wellen

2.10.2.1 Raumwellen

Die erste Art von Raumwellen sind P-Wellen. Sie sind die schnellste Art seismischer Wellen, die sich in der Erde ausbreiten können. P-Wellen können sich sowohl in festen Gesteinen als auch in Flüssigkeiten ausbreiten.

Die S-Wellen oder Scherwellen sind die zweite Art von Raumwellen. Diese Wellen laufen langsamer im Vergleich zu P-Wellen und treffen die Erde als zweite Welle bei einem Erdbeben. S-Wellen können sich nur in festen Körpern ausbreiten [19]. Die Wellen dauern zeitlich länger als P-Wellen und sind deswegen gefährlicher.

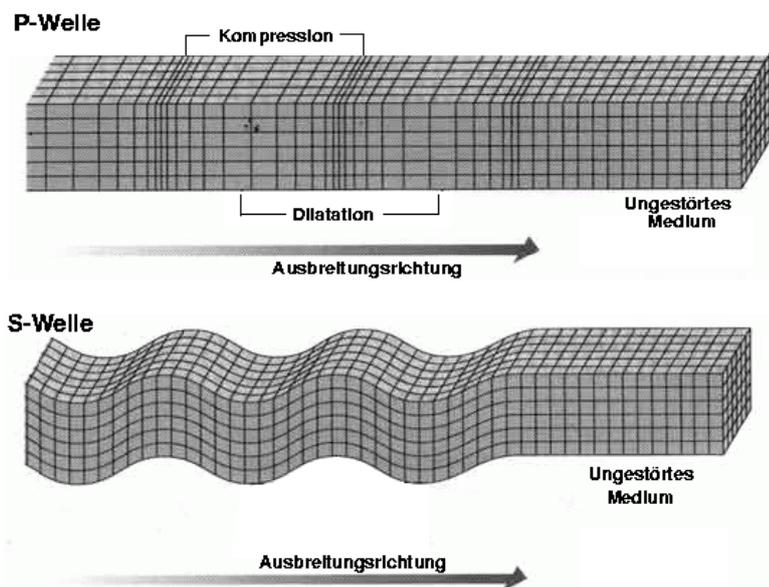


Abbildung 2.23: Darstellung der Raumwellen bzw. P-Welle und S-Welle

2.10.2.2 Oberflächenwellen

Die Love-Wellen sind eine Art der Oberflächenwellen. Diese können als die schnellsten Oberflächenwellen erwähnt werden. Im Vergleich zu S-Wellen breiten sie sich jedoch langsamer aus. Der Boden bewegt sich durch diese Welle in horizontaler Richtung hin und her [19].

Rayleigh-Wellen sind die zweite Art von Oberflächenwellen. Bei Rayleigh-Wellen rollt der Boden in einer elliptischen Bewegung ähnlich wie Meereswellen [19]. Dieses Rollen bewegt den Boden sowohl rauf und runter als auch hin und her in Ausbreitungsrichtung der Welle [19]. Die Amplituden von diesen Welle sind viel größer als andere Wellenarten, daher wird die Ausbreitung dieser Welle als Erschütterungen wahrgenommen.

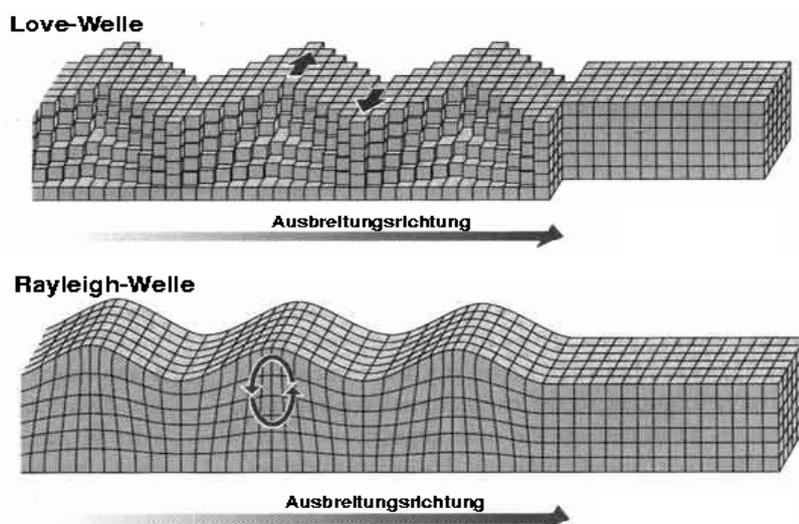


Abbildung 2.24: Darstellung der Oberflächenwelle bzw. Love-Welle und Rayleigh-Welle.

2.11 Intensität

Die Intensität I ist ein Maß für die Beschreibung der Wahrnehmbarkeit eines Erdbebens an der Erdoberfläche.

Durch Intensitätsskala wird bei einem Erdbeben auftretenden Schäden klassifiziert. Intensitätsskala nach ÖNORM 1998-1 beschreibt die unterschiedliche Intensitätsgraden und Erdbebenzonen in Österreich (Abb. 2.25).

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

Abbildung 2.25: Intensitäts-Skala, basierend auf der Europäischen Makroseismischen Skala 1998 (EMS-98) – Kurzfassung.

2.12 Erdbeben in Österreich

In Österreich glauben viele Menschen, dass es im Bundesgebiet keine oder nur extrem selten feststellbare Erdbeben gibt, doch dieser Eindruck ist falsch. Auch in Österreich gibt es praktisch jeden Monat kleinere Erdbeben, die meistens keine Schäden an Gebäuden anrichten können [20].

Unter Erdbebengefährdung wird die Wahrscheinlichkeit des Eintretens eines Erdbebens innerhalb eines vorgegebenen Zeitraums verstanden. Die Bereiche Österreichs, die regelmäßig von Erdbeben betroffen sind, können schon anhand der Epizentrenverteilung der gefühlten Erdbeben erkannt werden [21].

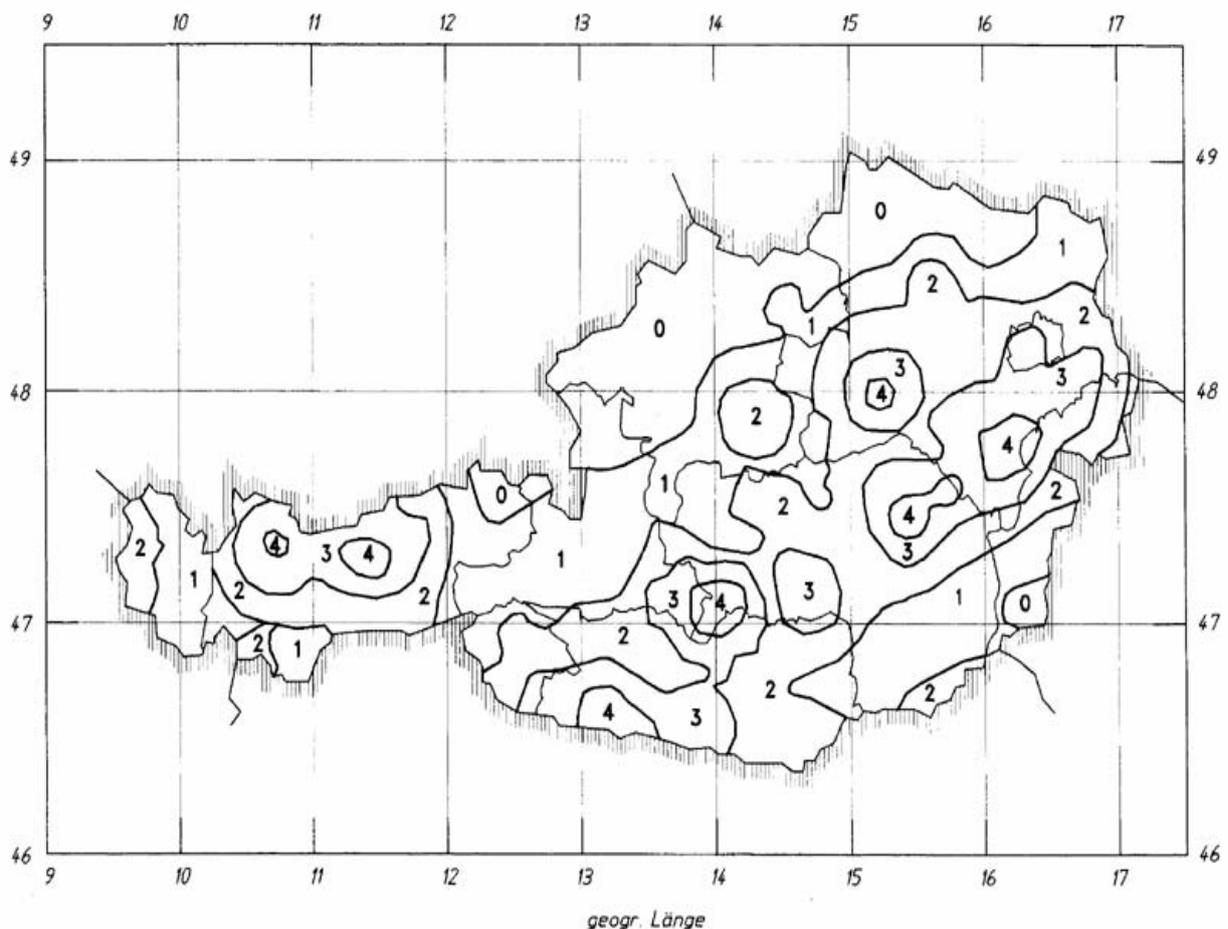


Abbildung 2.26: Erdbebengefährdungskarte für das österreichische Bundesgebiet.

Bemessungsbodenbeschleunigung

Die Bemessungsbodenbeschleunigung ergibt sich aus folgender Gleichung:

$$a_g = \gamma_i \cdot a_{gR} \quad (2.20)$$

2. Erdbeben in Österreich

a_g . . . Bemessungsbodenbeschleunigung für Baugrundklasse A in m/s^2 .

γ_i . . . Bedeutungsbeiwert.

a_{gR} . . . Referenzbodenbeschleunigung in m/s^2 .

Für Hochbauten werden 4 Bedeutungskategorien zugeordnet, in Abhängigkeit von den Folgen eines Einsturzes für menschliches Leben, von ihrer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit und den Schutz der Bevölkerung unmittelbar nach einem Erdbeben sowie von den sozialen und wirtschaftlichen Folgen eines Einsturzes [25].

Die Bedeutungskategorien werden durch verschiedene Bedeutungsbeiwerte γ_i charakterisiert, wie in ÖNORM 1998-1-2.1(3) beschrieben [25].

Der Bedeutungsbeiwert $\gamma_i=1,0$ ist einem Erdbebenereignis mit der Referenz Wiederkehrperiode nach ÖNORM 1998-1-3.2.1(3) zugeordnet [25].

Die Definitionen der Bedeutungskategorien werden in Tabelle 2.6 angegeben [25].

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

Tabelle 2.6: Bedeutungskategorien für Hochbauten [ÖNORM EN 1998-1]

2.13 Die Berechnungsverfahren

2.13.1 Antwortspektrum-Verfahren

Das Antwortspektrum-Verfahren ist eine moderne Berechnungsmethode des Erdbebens. Bei dieser Berechnung wird die maximale Erregungsantwort eines Bauwerks durch ein Spektrum beschrieben. Es wird durch ein Beschleunigungs-Antwortspektrum, die maximale Antwort des Systems (signifikanten Eigenformen) berechnet. Dieses Verfahren hat genaue und deutliche Ergebnisse. Das Antwortspektrum-Verfahren ist ein linear-elastisches Verfahren, bei dem die Plastizierung in den Fließgrenzen nicht Berücksichtigt wird.

2. Berechnungsverfahren des Erdbebens

Antwort des Systems bzw. Berechnungsergebnisse bei dieser Methode sind abhängig von [22]:

- Boden (Baugrund)
- Steifigkeit des Gebäudes
- der Form der Erregung (d.h. Beschleunigung-Zeit-Funktion)
- der Frequenz der Erregung
- der Größe der Erregung
- der Eigenfrequenz des Bauwerks
- der Dämpfung des Bauwerks
- der Dauer des Erdbebens
- der Energiedissipation durch plastische Verformungen

2.13.2 Alternative Methode der Berechnung der Erdbebeneinwirkung

Es gibt verschiedene Methode zur Berechnung des Erdbebens. Eine dieser Methoden ist das Zeitschrittverfahren. Bei dieser Methode wird die Verschiebung der Gebäudestruktur in kleineren Zeitschritten verfolgt. Dieses Verfahren gibt auch genauere Ergebnisse. Dieses Verfahren ist ein aufwändiges Verfahren und braucht eine detaillierte Eingabe.

Modale Analyse ist ein bekanntes Verfahren nach den Normen. Dieses Verfahren ist eine einfache Berechnung der Erdbebeneinwirkung und gibt relativ einfache und deutliche Ergebnisse aus. Die Modale Analyse ist geeignet für linearelastische Berechnungen, wobei die Plastizierung in den Fließgrenzen nicht berücksichtigt wird.

Die „pushover“ Berechnung ist eine statisch nichtlineare Berechnung. Diese Berechnung liefert realistische Berechnungsergebnisse und wird unter konstanten Gewichtslasten und monoton wachsenden Horizontalkräften durchgeführt.

Um detaillierte nichtlineare Berechnungen für Bemessungszwecke zu vermeiden, wird der Fähigkeit eines Bauwerks, Energie durch hauptsächlich duktiles Verhalten seiner Bauteile und/oder anderer Mechanismen zu dissipieren, dadurch Rechnung getragen, dass eine lineare Berechnung auf der Grundlage eines im Vergleich zum elastischen Spektrum abgeminderten Antwortspektrums, im Folgenden „Bemessungsspektrum“ genannt, durchgeführt wird. Diese Abminderung wird durch die Einführung des Verhaltensbeiwerts q erzielt ³ (siehe Kapitel 3-seite 53).

2.14 Ausgefachte Stahltragwerke mit Mauerwerk

2.14.1 Ausfachungstypen

Im Allgemein kann man zwischen zwei Arten der Mauerwerksausfachungen des Stahlrahmens unterscheiden:

- Mauerwerkswände werden nachträglich zwischen leeren Stahlrahmen gebaut und als eine reine Schubwand betrachtet (Ausfachung nimmt horizontale Einwirkungen auf).

³ EN 1998-1(3.2.2.5)

2. Ausgefachte Rahmen mit Mauerwerk

- Mauerwerkswände werden zusammen mit Stahlrahmen gebaut und sowohl als Schubwand als auch eine tragende Wand betrachtet (Ausfachung nimmt sowohl vertikale, als auch horizontale Einwirkung auf).

Die zweite Art der Mauerwerksausfachung ist im Skelettbau selten der Fall. Die häufigste Ausfachungsart im Stahlbau ist die erste Art. Es wird der Stahlrahmen gebaut und dann Mauerwerksausfachung nachträglich zum Rahmen ergänzt.

Im Folgenden wird eine kurze Übersicht über den ersten Ausfachungstyp (Ausfachung wird nachträglich gebaut) und die Methode zur Modellierung der Ausfachung gegeben.

Nachträgliche Mauerwerksausfachung des Stahlrahmens:

Bei diesem Typ werden die Rahmenfelder nachträglich mit Steinen ausgemauert und die Fugen zwischen den Mauerwerkswänden und dem Rahmen mit Mörtel ausgefüllt [12]. Zusätzliche Verbundelemente oder Verankerungen kommen selten zum Einsatz [12].

Wenn die Ausfachung nachträglich im leeren Stahlrahmen gebaut wird, wird das Mauerwerk im Normalfall zur Abtragung der horizontalen Einwirkungen in Längsrichtung der Ausfachung berücksichtigt. In diesem Fall nimmt die Ausfachung außer ihrem Eigengewicht keine weiteren Vertikallasten auf.

Der Vergleich der Ergebnisse in Kapitel 4 zeigt, dass der Zusatz von Mauerwerkfüllelementen zu einem biegesteifen Stahlrahmensystem die laterale Steifigkeit der Struktur erhöht. Der Grad der Erhöhung des seitlichen Lastwiderstands ist von der Steifigkeit der Mauerwerkswände abhängig.

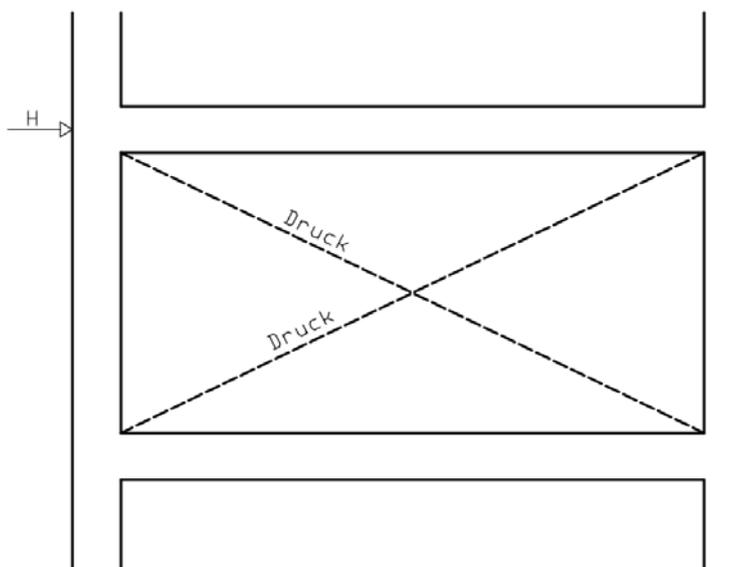


Abbildung 2.27: Prinzip der Ausfachung und der äquivalenten diagonalen Strebe .

2. Ausgefachte Rahmen mit Mauerwerk

Dieser erhöhte Erdbeben-Lastwiderstand führt dazu, dass Gebäude mit tragendem Mauerwerk (infill-frame) mehr Erdbebenkraft im Vergleich mit Gebäuden mit nicht tragenden Ziegelwänden anzieht. Dieser erhöhten Steifigkeit zufolge sind die gegenseitigen Stockwerksverschiebungen und die Höchstverschiebung im ausgefachten System geringer. Diese Ergebnisse können als die Folge der Mauerwerksausfachung interpretiert werden.

Während eines Erdbebens werden Mauerwerkswände wegen der Erhöhung des lateralen Erdbebenlastwiderstands deutlich und oft vorzeitig beschädigt.

Eine Möglichkeit für die Modellierung der Mauerwerkswände als Ausfachung ist der Ersatz der Ausfachungen durch Diagonalstäbe. Grundsätzlich wird die Ausfachung durch zwei diagonale Streben dargestellt, die lediglich auf Druck reagieren und vorerst keinerlei Eigenschaften bei einer Zugbelastung aufweisen (Abb. 2.27) [23]. Diese Annahme ist aufgrund der Tatsache, dass das Mauerwerk über eine sehr geringe Zugfestigkeit verfügt und an der Grenzfläche zwischen Rahmen und Ausfachung keine Schubverbinder angebracht sind, gerechtfertigt [23].

Im Folgenden wird eine kurze Übersicht über verschiedene Verfahren zur Ermittlung der Breite solcher Ersatzstäbe gegeben.

2.14.2 Ersatzmodelle

2.14.2.1 Abschätzung nach Stafford Smith

Stafford-Smith schätzt die Dicke des diagonalen Ersatzstabes mit einem Zehntel der Länge der Ausfachungsdiagonale (dm) ab [12]. Diese Methode bzw. Berechnung liefert einfache Ergebnisse wenn Rahmenriegel und Rahmenstützen ähnliche Steifigkeiten haben.

Smith führt für eine bessere Abschätzung der Trägheitsmomente des Rahmens und (Stahlbetonrahmen bzw. Stahlrahmen) den Parameter λ ein. λ beschreibt die Relativsteifigkeit zwischen Rahmen und Ausfachung und ist nach Formel 2.21 definiert [12].

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot t \cdot \sin 2\theta}{4 \cdot E \cdot I_s \cdot h}} \quad [1/m] \quad (2.21)$$

E_m . . . E -Modul des Mauerwerks, in KN/m^2 ;

t . . . Dicke des Mauerwerks, in m;

θ . . . Winkel, dessen Tangens ist die Wandhöhe zu Wandlänge, Radiant.

$E \cdot I_s$. . . Biegesteifigkeit der Stütze, KNm^2 ;

h . . . die Höhe der Mauerwerksausfachung, in m.

λ . . . Relativsteifigkeit zwischen Rahmen und Ausfachung [1/m].

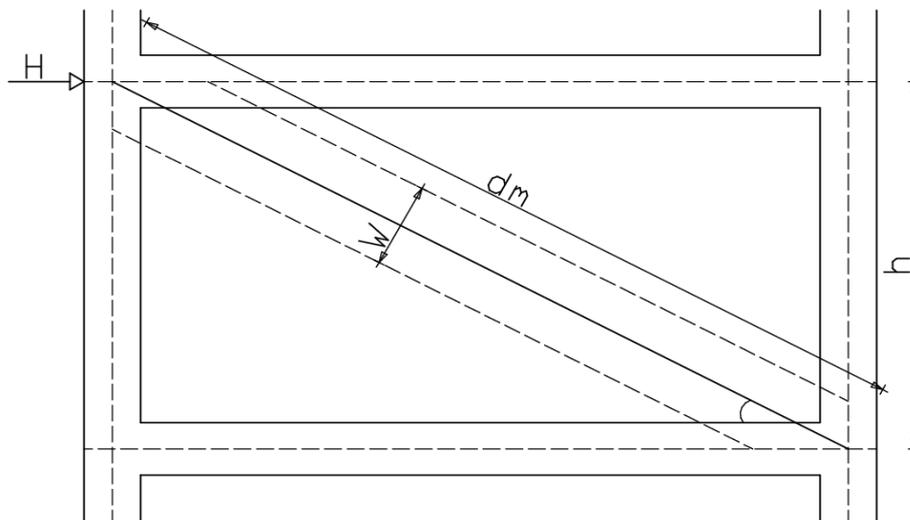


Abbildung 2.28: Prinzip der äquivalenten diagonalen Strebe sowie alle erforderlichen Parameter.

2.14.2.2 Abschätzung nach Mainstone:

Mainstone hat viele Versuche an Rahmen mit Mauerwerksausfachung gemacht. Er hat untersucht, welche Parameter die Ausfachung eines Rahmens als Aussteifung beeinflussen können.

Folgende Faktoren nach Untersuchungen von Mainstone beeinflussen den das ausgefachten Rahmen mit Mauerwerk:

- Spaltbreite zwischen Rahmen und Ausfachung
- Veränderung der Ausfachungssteifigkeit

Mainstone hat das Prinzip der äquivalenten diagonalen Strebe verwendet und eine einfache Methode für die Berechnung der Breite dieser diagonale Strebe entwickelt.

$$w = 0,16\lambda^{-0,3} \cdot d_m \quad [\text{m}] \quad (2.22)$$

w . . . Strebenbreite [m].

λ . . . dimensionsloser Steifigkeitsparameter.

d_m . . . Länge der Ausfachungsdiagonalen [m].

2.14.2.3 Abschätzung nach Fema 356 (FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY)

Nach Fema 356 wird das Tragverhalten der Mauerwerksausfachung durch zwei diagonale Druckstreben gebildet. Mit Fema 356 wird die äquivalente Steifigkeit von Mauerwerksausfachung, die in einem Rahmen liegt, gerechnet und die Geometrie von diagonalen Stäben durch die Formeln 2.23 und 2.24 bestimmt.

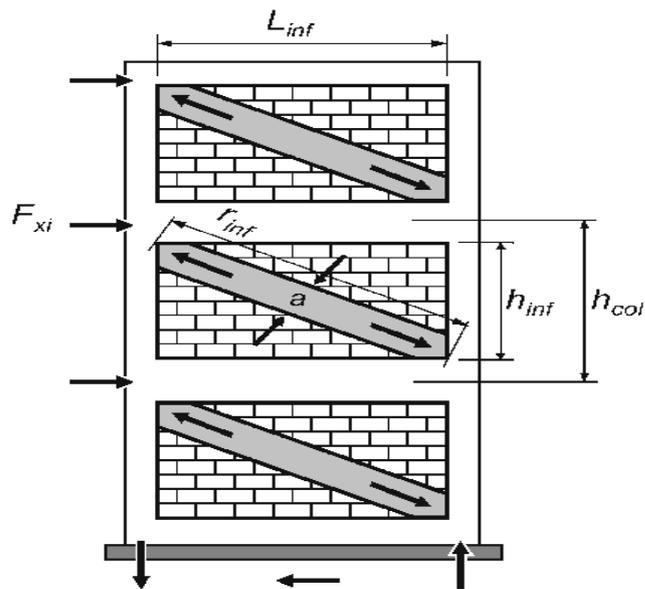


Abbildung 2.29: Die Druckstreben Analogie der Ziegelwand zwischen einem Rahmen lt.Fema 356.

$$a = 0,175(\lambda_I \cdot h_{col})^{-0,4} r_{inf} \quad [\text{m}] \quad (2.23)$$

$$\lambda_I = \left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4 E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}} \quad [1/\text{m}] \quad (2.24)$$

h_{col} ... Stützhöhe zwischen der Mittellinie des Riegels, m.

h_{inf} ... Wandhöhe, m.

E_{fe} ... Erwartete Elastizitätsmodul des Riegels, Mpa.

E_{me} ... Erwartete Elastizitätsmodul der Ziegelwand, Mpa.

I_{col} ... Trägheitsmoment der Stütze, m^4 .

L_{inf} ... Länge der Ziegelwand, m.

r_{inf} ... Diagonal Länge der Wand, m.

t_{inf} ... Wanddicke und äquivalente Strebe, m.

θ ... Winkel, dessen Tangens ist die Wandhöhe zu Wandlänge, Radiant.

λ_I ... Koeffizient zur Ermittlung der Breite der äquivalenter diagonaler Druckstrebe.

a ... Breite der äquivalenter diagonaler Druckstrebe, m.

2.15 Wandscheiben mit Öffnungen

Wie erwähnt, das Benutzen von Mauerwerkswänden als Ausfachung vermindert einerseits die horizontalen Verschiebungen des Bauwerks, andererseits vergrößern sich gleichzeitig die auf die Konstruktion einwirkenden Erdbebenlasten aufgrund der höheren Gesamtsteifigkeit des Tragwerks.

Wandscheiben mit Öffnungen (z.B. Fenster, Türen, ...) haben weniger Steifigkeit im Vergleich zu einer Wandscheibe ohne Öffnungen. Diese Öffnungen vermindern die Steifigkeit der Wandscheibe und beeinflussen das Verhalten der Wand im Erdbebenfall. Außerdem wird die Ableitung der horizontale Kräfte zufolge Erdbeben problematisch.

Für diese Wände können keine Ersatzmodelle zur Modellierung (Modellierung der Wandscheibe als Druckstrebe) benutzt werden, da bei dieser Methode keine Öffnungen berücksichtigt werden.

Eine Wandscheiben mit Öffnungen muss entweder so gerechnet und konstruiert werden dass sie die die Horizontalkräfte zufolge Erdbeben aufnehmen und ableiten können, oder diese Wände werden nicht als Ausfachung betrachtet (also kein Beitrag zur Steifigkeit des Gesamtsystems).

Als eine Lösung für das Problem der Lastableitung kann der Einsatz der Bewehrung in der Wand (bewehrtes Mauerwerk) empfohlen werden. Als andere Lösung kann eventuell ein Betonrost um die Öffnung ausgeführt werden (Abb. 2.30).

Der Einsatz der Wandscheiben mit Öffnungen als Ausfachung (Mauerwerk mit Öffnung) in der Struktur ist nicht üblich und am wird meistens nicht als Ausfachung berücksichtigt. Aus diesem Grund wurden noch wenige Forschungen darüber gemacht, d.h. zukünftige Forschungsarbeiten und Untersuchungen drüber wären sinnvoll.

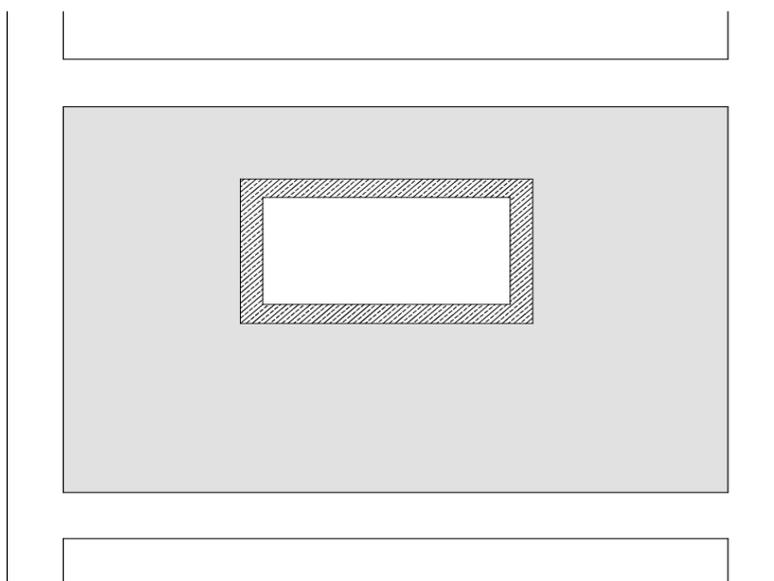


Abbildung 2.30: Wandscheiben mit Öffnungen und Betonrost rund um die Öffnung.

3 Modellierung des Gebäudes und Analysemethode

3.1 Baubeschreibung

Das Model umfasst ein 4-geschoßiges Wohn-Bürogebäude mit einem biegesteifen Stahltragwerksystem, wobei dieses Gebäude mit Ziegelwänden ausgefacht ist. (Abb. 3.1).

Das gesamte Model hat außen die Abmessungen $l/b/h = 25,20 / 18,90 / 13,90$ m. Dieses Gebäude hat ein Kellergeschoß, welches nicht modelliert wurde, da in der Regel die Bauwerkshöhe entweder ab Fundamentoberkante oder von der Oberkante eines starren Kellergeschoßes gerechnet wird.

Aufgrund des Einflusses der Gebäudegeometrie und -höhe auf das Verhalten des Gebäudes im Erdbebenfall, wurde ein Gebäude mit fast regelmäßigem Grund- und Aufriss gewählt. Gebäude mit unregelmäßigem Grund- und Aufriss haben ihr eigenes Verhalten im Erdbebenfall und die Ergebnisse der dynamischer Analyse können nicht mit anderen Gebäuden verglichen werden, daher wurde auf ein kompliziertes Modell verzichtet.

Dieses Gebäude wurde als 4-geschoßiges Wohn-Bürogebäude definiert, um den Einfluss des Entfalls von den Ausfachungen im Erdgeschoß oder in anderen Geschoßen zu untersuchen.

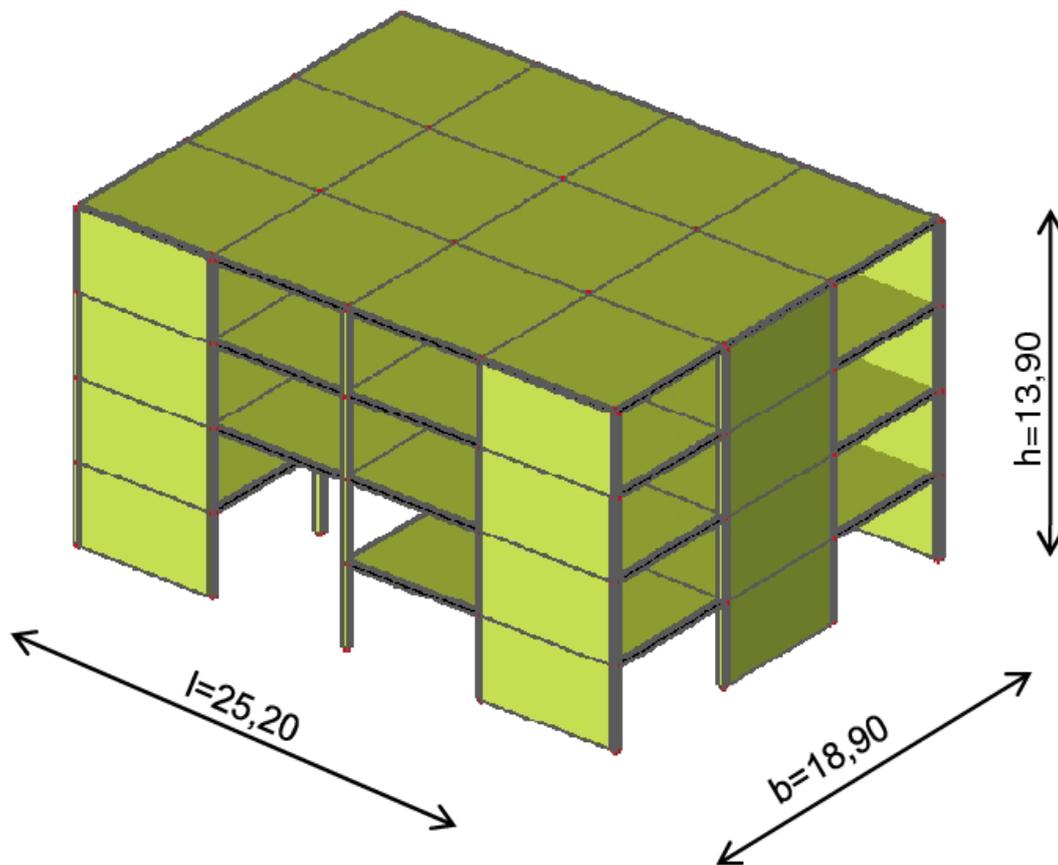


Abbildung 3.1: Stahlgebäude mit Mauerwerksausfachung.

3.2 Systembeschreibung

Um die Rolle von Mauerwerksausfachungen zu untersuchen, wurden folgende Systeme definiert:

- **System 1:** Gebäude (Stahltragwerk) mit nicht tragenden Ziegelwänden, wobei in diesem Fall nur die Auflasten der Ziegelwände gerechnet und im System eingetragen wurden. Dieses System wird im weiteren Verlauf der Arbeit als Gebäude ohne Ausfachung bezeichnet (Abb. 3.2).
- **System 2:** Die Ziegelwände zwischen Rahmen sind tragende Bauteile und als Ausfachung angenommen. Dieses System wurde im Laufe der Arbeit als Gebäude mit Ausfachung bezeichnet (Abb. 3.3).

Wie bereits erwähnt, beide Systeme haben identische Stahltragwerke und Geometrien und unterscheiden sich ausschließlich in tragende oder nicht tragende Ziegelwände.

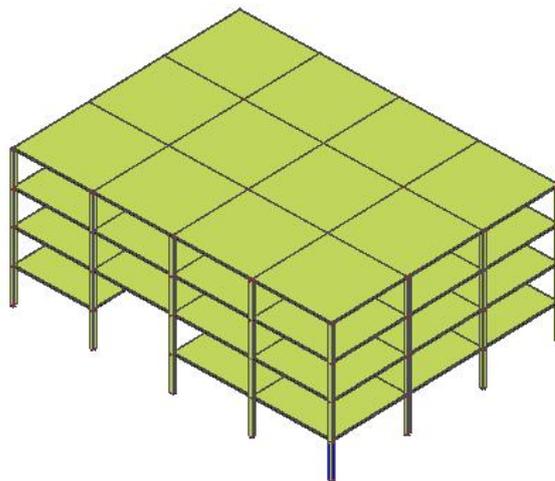


Abbildung 3.2: System 1, das Gebäude ohne Ausfachung (Ziegelwände wurden nicht modelliert, aber die Auflasten gerechnet und im System eingetragen).

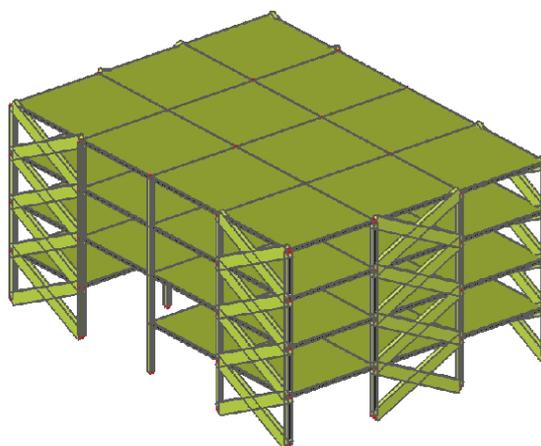


Abbildung 3.3: System 2, das Gebäude mit Mauerwerksausfachung (das Gebäude wurde mit Ziegelwänden ausgefacht).

3.3 Definition von Ziegelwänden im Programm Scia-Engineer

In Scia-2008 gibt es kein Material mit Ziegeleigenschaften, deswegen wurde ein neues Material mit Ziegeleigenschaften wie E (Elastizitätsmodul), G (Schubmodul) und Ziegeldruckfestigkeit (f_k) nach ÖNORM B 3350, Pkt.8.3.3 (Ausgabe 2006-01-01), und Eurocode 1996 definiert.

Nach ÖNORM B3350, Pkt. 8.3.2 (Ausgabe 2006-01-01)

ZIEGELMAUERWERK Gruppe 2 - 5 N/mm²

vermauert mit Dünnbettmörtel, der Mörtelgruppe M5

erforderliche Ziegeldruckfestigkeit: $f_b = 5,0 \text{ N/mm}^2$

Mindestmörteldruckfestigkeit: $f_m = 5,00 \text{ N/mm}^2$

Teilsicherheitsfaktor für Mauerwerk: $g_m = 2,2$

(Mauersteine der Kat. I)

Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der Steinabmessung

gewählte Steinabmessung: 25/37,5/23,8 cm

$d = 1,00$...lt. Pkt. 7.4.3 - Tabelle 5

Charakteristische Druckfestigkeit des Ziegelmauerwerks:

lt.-Tabelle 4:

Beiwert $k = 0,25$ Exponent $a = 0,7$ Exponent $b = 0,3$

Gruppe = 2 $F = 1$

Maßgebender Rechenwert der Mörtelfestigkeit:

lt. Pkt- 7.4.3 $f_{m,max 1} = 20 \text{ N/mm}^2$

$f_{m,max 2} = 10 \text{ N/mm}^2$

maßgebende Mörtelfestigkeit: $f_m = 5,0 \text{ N/mm}^2$

charakteristische Druckfestigkeit:

$$f_k = F \cdot k \cdot (\bar{f}_b \cdot \delta)^a \cdot f_m^b \quad f_k = 1,25 \text{ N/mm}^2$$

$$E = f_k \cdot k_E \quad E = 1.250 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 40 \% \cdot E \quad G = 500 \text{ N/mm}^2$$

3.4 Modellierung der Ziegelwände

Die Ziegelwände wurden als Verband im Programm Scia modelliert. Es gibt verschiedene Methoden für die Modellierung und Berechnung dieser Verbände, sodass jede Methode ihre eigene Berechnung hat.

Für die Modellierung der Ziegelwände wurde „Fema 356“ ((FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY- Kapitel 7.(Masonry), Abschnitt 7.5.2) verwendet.

Mit Fema 356 wurde die äquivalente Steifigkeit einer Ziegelwand, die in einem Rahmen liegt gerechnet und die Geometrie von diagonalen Stäben (Dicke $t = 25$ cm und $a = 80$ cm) durch die Formeln 3-1 und 3-2 bestimmt.

Diese Ziegelwände werden als ein Verband aus zwei diagonalen Druckstreben, die als Druck (zentrisch gedrückt) wirken, modelliert (Abb. 3.4).

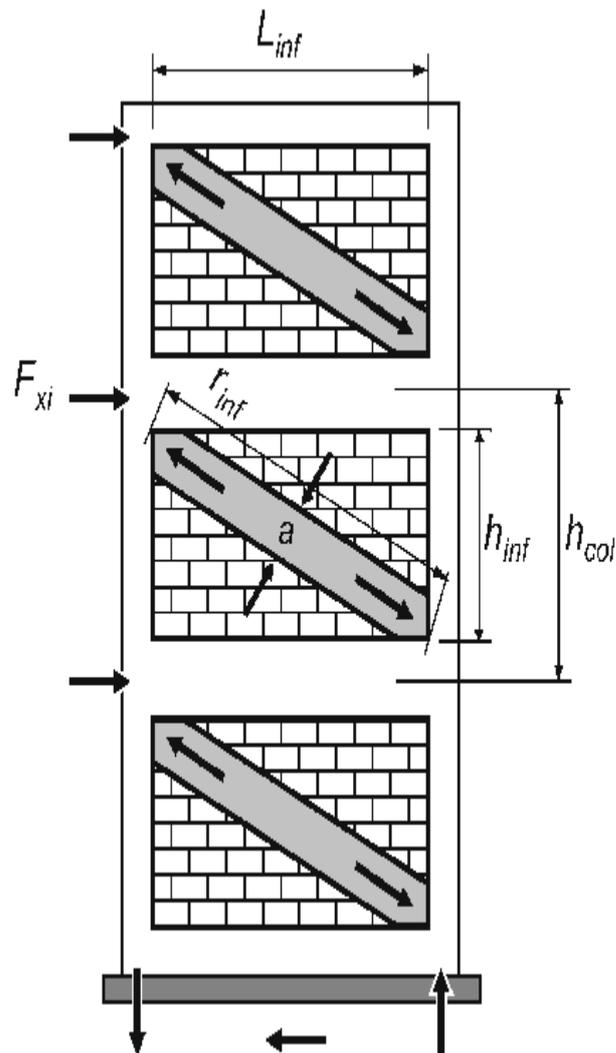


Abbildung 3.4: Die Druckstreben Analogie der Ziegelwand zwischen einem Rahmen lt.Fema 356 (Methode der Modellierung der Ziegelwände als Ausfachung in einem Gebäude).

3.4.1 Bemessung von diagonalen Verbänden laut FEMA 356

$$a = 0,175(\lambda_I \cdot h_{col})^{-0,4} r_{inf} \quad [m] \quad (3-1)$$

$$\lambda_I = \left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4 E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}} \quad [1/m] \quad (3-2)$$

h_{col} ... Stützhöhe zwischen der Mittellinie des Riegels, m.

h_{inf} ... Wandhöhe, m.

E_{fe} ... Erwartete Elastizitätsmodul des Riegels, Mpa.

E_{me} ... Erwartete Elastizitätsmodul der Ziegelwand, Mpa.

I_{col} ... Trägheitsmoment der Stütze, m⁴.

L_{inf} ... Länge der Ziegelwand, m.

r_{inf} ... Diagonal Länge der Wand, m.

t_{inf} ... Wanddicke und äquivalente Strebe, m.

θ ... Winkel, dessen Tangens ist die Wandhöhe zu Wandlänge, Radiant.

λ_I ... Koeffizient zur Ermittlung der Breite der äquivalenten diagonalen Druckstrebe.

a ... Breite der äquivalenten diagonalen Druckstrebe, m.

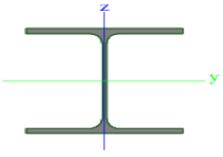
h_{col} [cm]	330
h_{inf} [cm]	330
E_{fe} [Mpa]	210.000
E_{me} [Mpa]	1.080
I_{col} [cm ⁴]	19.270
L_{inf} [cm]	630
r_{inf} [cm]	711
t_{inf} [cm]	25
θ	0,48
λ_I	0,008
a [cm]	85

Tabelle 3.1: Berechnung von diagonalen Verbänden lt. Fema 356.

3.5 Definition der Stahlprofile und Analyse-Methoden in Scia-Engineer

3.5.1 Allgemeines

Die Stützen und Träger werden aus Stahlprofilen (St. = HEA und TR. = IPE) ausgewählt. Der erforderliche Querschnitt wird durch Scia gerechnet und definiert. Exemplarisch wurde folgende Berechnung vorgenommen: (Abb. 3.5).

Name	CS1	
Typ	HEA280	
Quellenbeschreibung	Profil Arbed / Structural shapes / Edition Octobre 1995	
Materialangabe	S 355	
Herstellung	gewalzt	
Knick y-y, z-z	b	c
Bild		
A [m²]	9,7300e-003	
A y, z [m²]	6,3602e-003	1,9584e-003
I y, z [m⁴]	1,3700e-004	4,7600e-005
I w [m⁶], t [m⁴]	7,8769e-007	6,2100e-007
Wel y, z [m³]	1,0100e-003	3,4000e-004
Wpl y, z [m³]	1,1120e-003	5,1800e-004
d y, z [mm]	0	0
c YLKS, ZLKS [mm]	140	135
Alpha [deg]	0,00	
AL [m²/m]	1,6026e+000	

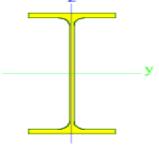
Name	CS2	
Typ	IPE240	
Quellenbeschreibung	Arcelor / Structural shapes / CD Edition 01-2004	
Materialangabe	S 355	
Herstellung	gewalzt	
Knick y-y, z-z	a	b
Bild		
A [m²]	3,9100e-003	
A y, z [m²]	2,0695e-003	1,4164e-003
I y, z [m⁴]	3,8920e-005	2,8360e-006
I w [m⁶], t [m⁴]	3,7390e-008	1,2880e-007
Wel y, z [m³]	3,2430e-004	4,7270e-005
Wpl y, z [m³]	3,6660e-004	7,3920e-005
d y, z [mm]	0	0
c YLKS, ZLKS [mm]	60	120
Alpha [deg]	0,00	

Abbildung 3.5: Darstellung der Auswahl von Stahlprofilen für Stützen und Träger in Scia-Engineer.

3.5.2 Lineare dynamische Analyse Antwortspektrum-Methode

3.5.2.1 Antwortspektren gemäß [ÖNORM EN 1998-1]

Horizontales elastisches Antwortspektrum

Im Anwendungsbereich von [ÖNORM EN 1998-1] wird die Erdbebenbewegung an einem bestimmten Punkt der Erdoberfläche durch ein elastisches Bodenbeschleunigungsantwortspektrum dargestellt. Für die Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung wird das elastische Antwortspektrum $S_e(T)$ durch folgende Ausdrücke definiert (Abb. 3.6 und 3.7):

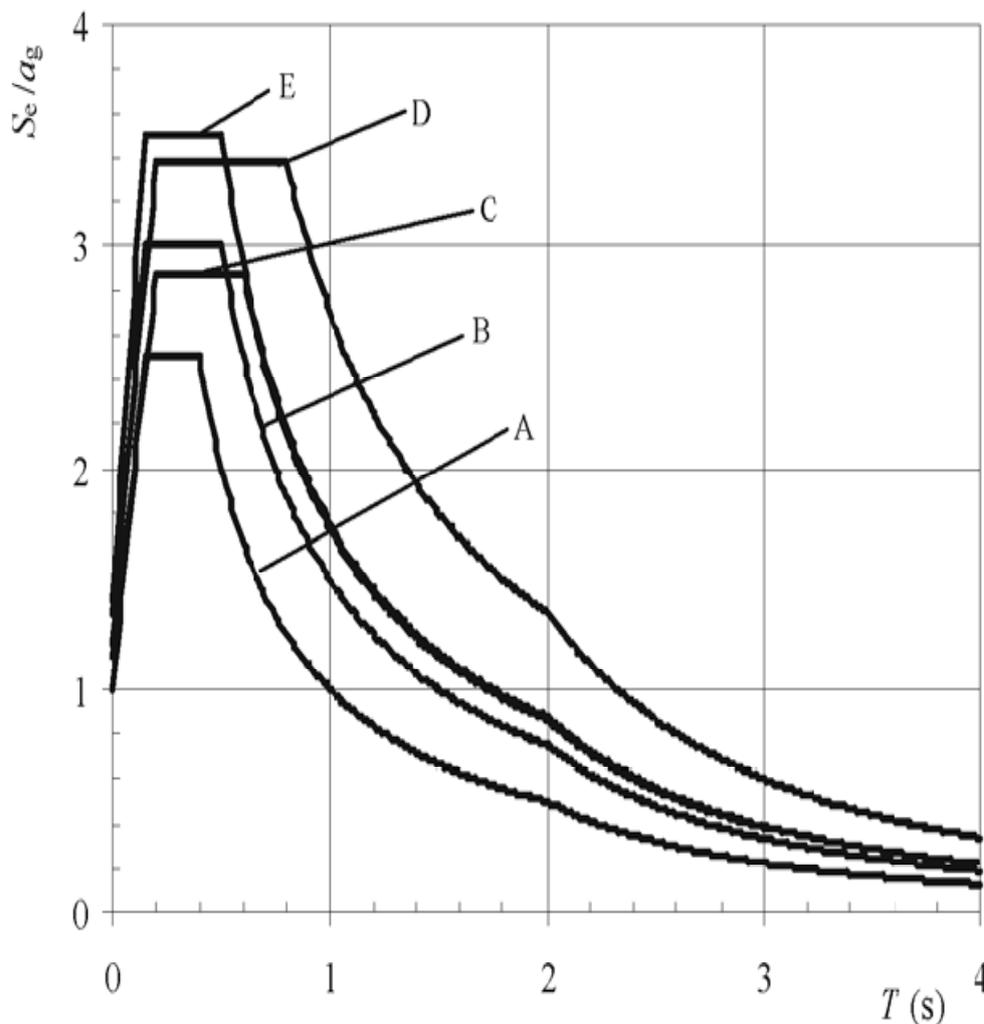


Abbildung 3.6: Empfohlene elastische Antwortspektren vom Typ 1 für die Baugrundklassen A bis E [ÖNORM EN 1998-1]. (5 % Dämpfung)

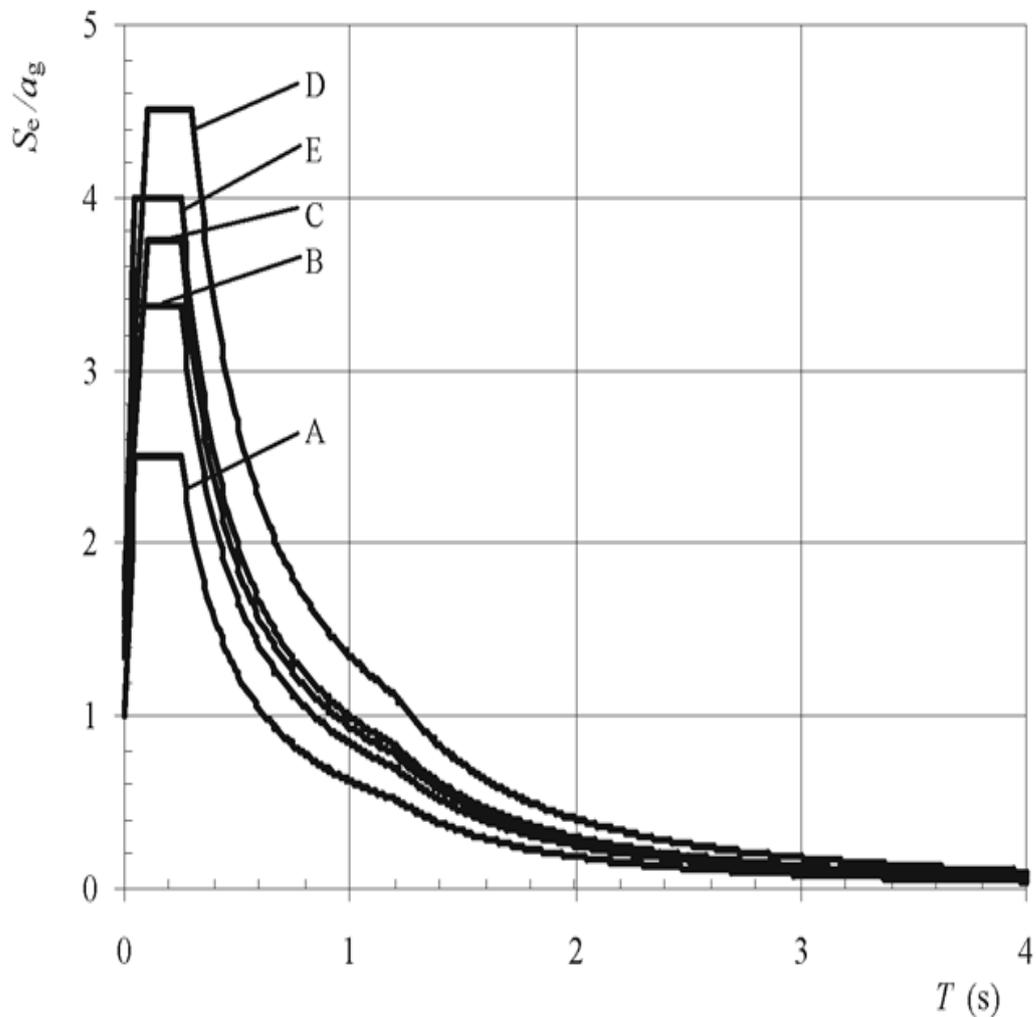


Abbildung 3.7: Empfohlene elastische Antwortspektren vom Typ 2 für die Baugrundklassen A bis E [ÖNORM EN 1998-1]. (5 % Dämpfung)

$$0 \leq T \leq T_B \quad : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1)\right] \quad (3-3)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3-4)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad : \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T}\right] \quad (3-5)$$

$$T_D \leq T \leq 4 \text{ s} \quad : \quad S_e(T) = a_g \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right] \quad (3-6)$$

$S_e(T)$. . . Ordinate des elastischen Antwortspektrums in m/s^2 ;

T . . . Schwingungsdauer eines linearen Einmassenschwingers in s ;

a_g . . . Bemessungs-Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A in m/s^2 ;

T_B . . . untere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung in s ;

T_C . . . obere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung in s ;

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

3. Antwortspektren gemäß [ÖNORM EN 1998-1]

S . . .Bodenparameter;

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

In der [ÖNORM EN 1998-1] werden zwei unterschiedliche Spektralformen (Typ 1 und Typ 2) zur Beschreibung der Erdbebeneinwirkung angegeben (siehe Abb. 3.6 und 3.7). In Österreich ist gemäß [ÖNORM B 1998-1] jedoch nur die Spektralform Typ 1 anzuwenden, da der Bereich konstanter Spektralbeschleunigung größer ist und Impulsnahbeben nicht zu erwarten sind. Die in Abhängigkeit von der Baugrundklasse empfohlenen Parameterwerte zur Beschreibung des elastischen Antwortspektrums, sind in der [ÖNORM EN 1998-1] angegeben (Tab. 3.2).

Bemessungsspektrum:

Die meisten Tragwerke besitzen die Fähigkeit, seismische Energie durch duktilen Verhalten ihrer Bauteile zu dissipieren. Daher darf eine lineare Berechnung auf der Grundlage eines im Vergleich zum elastischen Spektrum abgeminderten Antwortspektrums (Bemessungsspektrum (Abb. 3.8)) durchgeführt werden. Diese Abminderung wird durch die Einführung des Verhaltensbeiwerts q erzielt.

Baugrundklasse	S	TB in s	TC in s	TD in s
A	1	0,15	0,4	0,2
B	1,2	0,15	0,5	0,2
C	1,15	0,2	0,6	0,2
D	1,35	0,2	0,8	0,2
E	1,4	0,15	0,5	0,2

Tabelle 3.2: Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren vom Typ 1 [ÖNORM EN 1998-1].

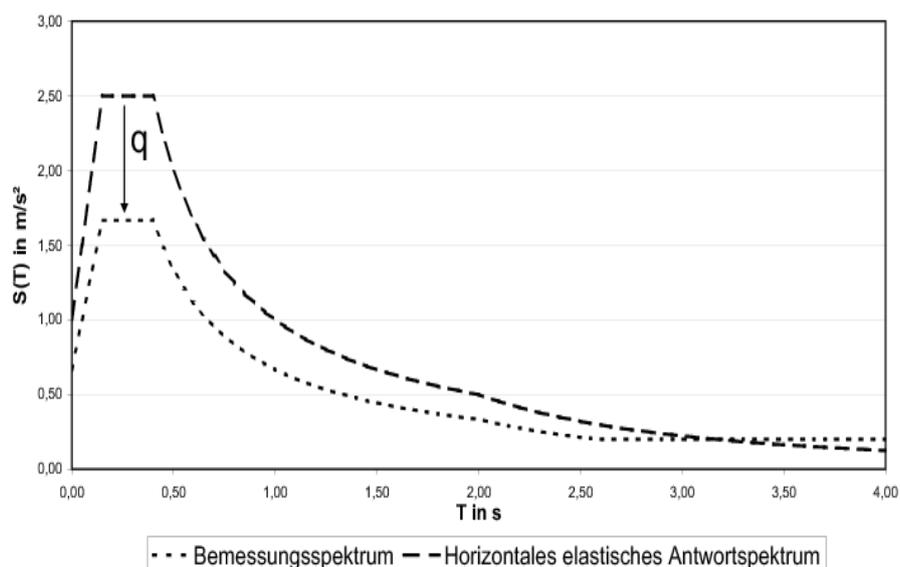


Abbildung 3.8: Vergleichende Darstellung des horizontalen elastischen Antwortspektrums und des Bemessungsspektrums für Baugrundklasse A, $q = 1,5$ und $a_g = 1,0 m/s^2$.

Spektralwerte des Bemessungsspektrums:

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

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3-7)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3-8)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \text{ bzw.} \quad (3-9)$$

$$> \beta \cdot a_g \quad (3-10)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \text{ bzw.} \quad (3-11)$$

$$> \beta \cdot a_g \quad (3-12)$$

Mit

$S_d(T)$. . . Ordinate des Bemessungsspektrums in m/s^2 ;

q . . . Verhaltensbeiwert [1];

β . . . Beiwert für den unteren Grenzwert für das horizontale Bemessungsspektrum, $\beta = 0, 2$.

Verhaltensbeiwert q :

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

$$q = \frac{u_{max}}{u_{el}} \quad [1] \quad (3-13)$$

Mit

u_{max} ...Maximalverschiebung in m;

u_{max} ...Verschiebung zu Fließbeginn in m.

Gesamterdbebenkraft:

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

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad [\text{KN}] \quad (3-14)$$

Mit

$S_d(T_1)$. . . Ordinate des Bemessungsspektrums bei der Periode T_1 in m/s^2 ;

T_1 . . . Eigenschwingungsdauer des Bauwerks für horizontale Bewegungen in der betrachteten Richtung in s;

m . . . Gesamtmasse des Bauwerks, oberhalb der Gründung oder über der Oberkante eines starren Kellergeschoßes in Ton;

λ . . . Korrekturbeiwert; $\lambda = 0,85$, wenn $T_1 \leq 2 T_c$ ist und das Bauwerk mehr als zwei Stockwerke hat, sonst $\lambda = 1,0$;

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

$$T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} \quad [\text{s}] \quad (3-15)$$

für Hochbauten mit einer Höhe bis zu 40m, mit

C_t . . . gleich 0,085 für biegesteife räumliche Stahlrahmen, 0,075 für biegesteife räumliche Stahlbetonrahmen und für ausmittig ausgesteifte Stahlrahmen und 0,050 für alle anderen Tragwerke;

H . . . ist die Bauwerkshöhe ab Fundamentoberkante oder der Oberkante eines starren Kellergeschoßes in m;

Für Hochbauten mit Schubwänden aus Beton oder Mauerwerk kann Gl.3.15 ebenfalls verwendet werden, der Wert C_t ergibt sich jedoch aus folgender Gleichung:

Mit

$$C_t = 0,075/\sqrt{A_c} \quad (3-16)$$

$$A_c = \sum [A_i \cdot (0,2 + (l_{wi}/H))^2] \quad (3-17)$$

und

A_c . . . gesamte wirksame Fläche der Schubwände im Erdgeschoß des Gebäudes in m^2 ;

A_i . . . wirksame Querschnittsfläche der Schubwand i in der betrachteten Richtung im Erdgeschoß des Gebäudes in m^2 ;

H . . . ist die Bauwerkshöhe ab Fundamentoberkante in m;

l_{wi} . . . Länge der zu den wirkenden Kräften parallelen Schubwand im Erdgeschoß in m; wobei $l_{wi}/H \leq 0,9$;

Alternativ darf die Eigenschwingungsdauer durch folgende Gleichung abgeschätzt werden:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \quad (3-18)$$

Mit

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

Verteilung der horizontalen Erdbebenkräfte

Die Grundmodalformen in den horizontalen Berechnungsrichtungen des Hochbaus dürfen mit Hilfe baodynamischer Methoden berechnet oder durch Horizontalverschiebungen angenähert werden, die mit der Höhe des Bauwerks linear zunehmen.

Die Beanspruchungsgrößen aus der Erdbebeneinwirkung müssen bestimmt werden, indem an den beiden ebenen Modellen horizontale Kräfte F_i an allen Stockwerken angebracht werden.

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (3-19)$$

Mit

F_i als am Stockwerk i angreifende Horizontalkraft in KN;

F_b als Gesamterdbebenkraft in KN ;

s_i, s_j als Verschiebungen der Massen m_i, m_j in der Grundeigenform in m;

m_i, m_j als Stockwerksmassen in Ton;

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

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad [\text{KN}] \quad (3-20)$$

Mit

z_i, z_j als Höhe der Massen m_i, m_j über der Ebene, in der die Erdbebeneinwirkung angreift (Fundamentoberkante oder Oberkante eines starren Kellergeschoßes).

Die horizontalen Kräfte F_i , die nach diesem Unterabschnitt bestimmt wurden, müssen unter der Annahme in ihrer Ebene starrer Deckenscheiben auf die Aussteifungssysteme für Horizontallasten verteilt werden.

3.5.3 Lastfälle

3.5.3.1 Statische Lastfälle

- Die statischen Lastfälle wurden mit Beschriftung LC1 (Eigengewicht), LC2 (Aufbaulast) und LC3 (Nutzlast Wohnung Kat. A), definiert (LC kommt von Loadcase) und diese ist in der Lastgruppe LG1 und LG2 eingefügt (Abb.3.9).

Lastfälle

Name	Beschreibung	Einwirkungstyp	Lastgruppe	Lasttyp	Spec	Richtung
LC1		Ständig	LG1	Eigengewicht		-Z
LC2		Ständig	LG1	Standard		
LC3	Nutzlast	Variabel	LG2	Statisch	Standard	

Lastgruppen

Name	Belastung	Status	Beiw2
LG1	Ständig		
LG2	Variabel	Standard	Kat. A: Wohnungen

Abbildung 3.9: Definition von Lastfällen und Lastgruppen in Scia-Engineer

3.5.3.2 Massengruppen-Kombination

- Für die dynamisch lineare Analyse wurden Lasten in Massen umgewandelt und neue Massen erstellt. Eine Massengruppe entspricht einem Lastfall und eine Masse entspricht einer Last, bzw. MG3 entspricht LC3 (Nutzlast), sodass laut Erdbebenlastkombination nur 30 % davon berücksichtigt wird. Eigengewicht muss nicht als Massengruppe definiert werden, da in jeder Massengruppen-Kombination wird das Eigengewicht automatisch generiert wird (Abb. 3.10).



Abbildung 3.10: Definition der Massengruppen-Kombination in Scia-Engineer

3.5.3.3 Dynamische Lastfälle

Es wurden 4 dynamische Lastfälle erstellt. LC4 (EX, Erdbeben in Richtung X), LC5 (EY, Erdbeben in Richtung Y), LC6 (EX03, orthogonale Effekte), LC7 (EY03, orthogonale Effekte).

Zusätzlich zu den Hauptrichtungen X und Y sind die orthogonalen Effekte zu berücksichtigen. Diese Kreuzabhängigkeit führt dazu, dass das Programm die Beanspruchungsgrößen infolge des Zusammenwirkens der Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung durch den Ansatz der beiden folgenden Kombinationen berechnet (Formel 3-21 und 3-22). Daher kombinieren sich diese Lastfallkombinationen nicht mit den Parallelrichtungen sondern mit den orthogonalen Richtungen (Abb. 3.11).

$$E_{Edx} + 0,30E_{Edy} \quad (3-21)$$

$$E_{Edy} + 0,30E_{Edx} \quad (3-22)$$

E_{Edx} ... die Beanspruchungsgrößen infolge des Angriffs der Erdbebeneinwirkung in Richtung x
 E_{Edy} ... die Beanspruchungsgrößen infolge des Angriffs der Erdbebeneinwirkung in Richtung y

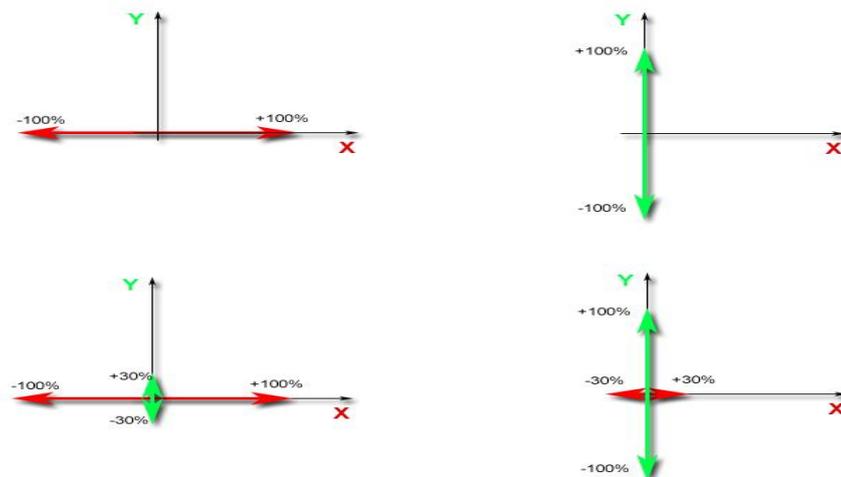


Abbildung 3.11: Kombination der dynamischen Lastfallkombinationen, (Parallelrichtungen mit 30 % der orthogonalen Richtungen).

3.6 Bemessungsspektren nach Eurocode

Für jeden dynamischen Lastfall wurden Parameter des Bemessungsspektrums definiert: (Abb. 3.12)

- Beschleunigung
- Verhaltensbeiwert
- Baugrundtyp
- Spektrentyp
- Richtung

3. Bemessungsspektren nach Eurocode 1998-1

Erdbebenzone	2
Baugrundklasse	C
Typ des Spektrums	1
q-Verhaltensbeiwert	3
Bedeutungskategorie	2

Tabelle 3.3: Definiertes Bemessungsspektrum nach Eurocode 1998-1.

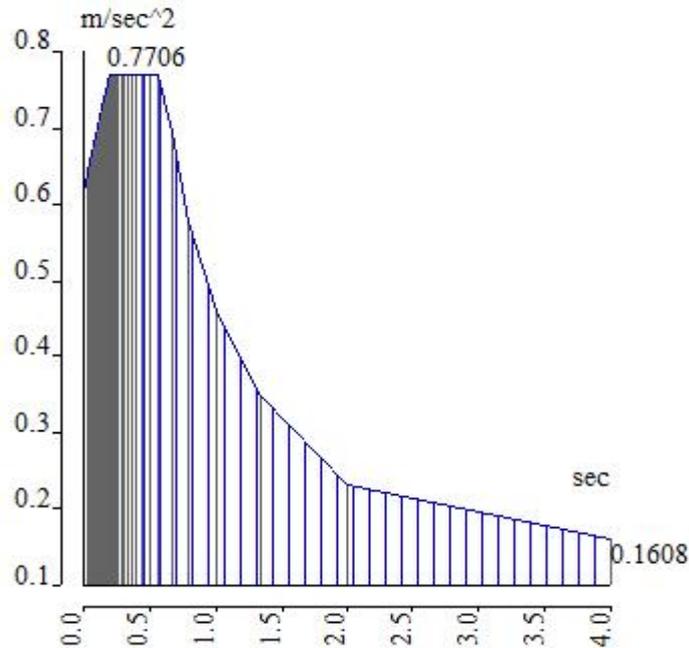


Abbildung 3.12: Elastische Antwortspektren Typ1 mit 5 % Dämpfung

Für die Auswertung der Ergebnisse muss der Dämpfungsbeiwert in Scia eingegeben werden, siehe folgende Abbildung 3.13:

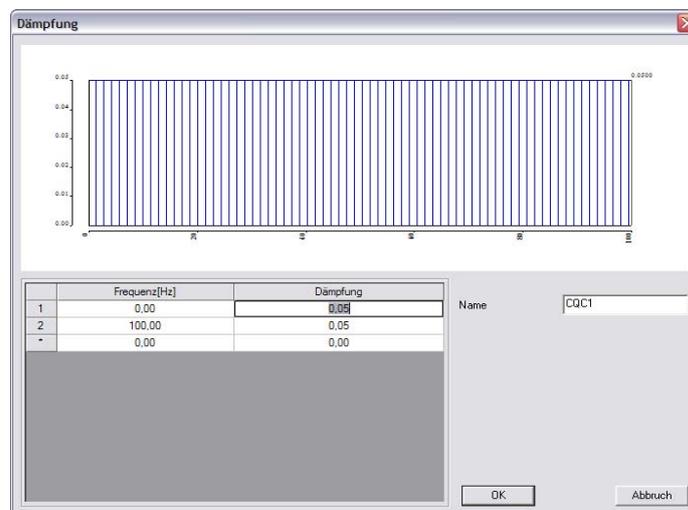


Abbildung 3.13: Eingabe des Dämpfungsbeiwerts in Scia-Engineer.

3.7 Lastkombinationen

Das System wurde unter 2 Lastkombination GZT (Grenzzustand der Tragfähigkeit) und GZG (Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit) laut Eurocode 1991 (Einwirkungen auf Tragwerke), Eurocode 1992 (Stahlbeton), Eurocode 1993 (Stahl) und Eurocode 1988 (Erdbeben) analysiert und alle Stahlnachweise wurden geführt und sind erfüllt (Abbildung 3.14) .

- EN-GZT (3-21)

$$E_d = \sum_{i=1}^n (\gamma_{G,i} \cdot G_{k,i}) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{Q,j} \cdot \psi_{0,j} \cdot Q_{k,j})$$

- EN-GZT-Erdbeben (3-22)

$$E_{d,AE} = \sum_{i=1}^n G_{k,i} + \gamma_1 A_{Ed} + \sum_{j=1}^n (\psi_{2,j} \cdot Q_{k,j})$$

- EN-GZG (3-23)

$$E_{d,frequ} = \sum_{i=1}^n G_{k,i} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2,j} \cdot Q_{k,j})$$

LF-Kombinationen

Name	Typ	Lastfälle	Beiwert [-]
GZT-Umhüllende	GZT - Umhüllende	EX - Erdbeben Richtung X	1,00
		EY - Erdbeben Richtung Y	1,00
		EX03 - Erdbeben Richt X03	1,00
		EY03 - Erdbeben Richt Y30	1,00
EN-GZT	EN - GZT	LC1	1,00
		LC2 - Aufbau	1,00
		LC3 - Nutzlast	1,00
EN-Erdbeben	EN - Erdbeben	LC1	1,00
		LC2 - Aufbau	1,00
		LC3 - Nutzlast	1,00
		EX - Erdbeben Richtung X	1,00
		EY - Erdbeben Richtung Y	1,00
		EX03 - Erdbeben Richt X03	1,00
		EY03 - Erdbeben Richt Y30	1,00

Abbildung 3.14: Definition der Lastkombinationen in Scia- Engineer

3.8 Nachweisführungen

Nach der Analyse wurden folgende Stahlnachweise (Abb. 3.15) geführt und das System bezüglich der Stahlquerschnitte optimiert.

- Querschnittsnachweis
- Schubnachweis
- Stabilitätsnachweis
 - Knicknachweis
 - Biegedrillnachweis

EC3: Normnachweis EN 1993

Stab B12 | HEA300 | S 355 | EN-GZT/1 | 0.91

Grunddaten EC3: EN 1993	
Teilsicherheitsbeiwert Gamma-M0 für Spannungskontrolle	1.00
Teilsicherheitsbeiwert Gamma M1 for Widerstand gegen Stabilitätsverlust	1.00
Teilsicherheitsbeiwert Gamma-M2 für Nettoquerschnitts-Widerstand	1.25

Materialdaten		
Fließgrenzefy	355.00	MPa
Zugfestigkeitfu	510.00	MPa
Herstellung	gewalzt	

QUERSCHNITTSNACHWEIS

Verhältnis Breite-Dicke für interne Druckteile (EN 1993-1-1:Tab.5.2. Blatt 1)
 Verh. 24.47 an Position 0.00 m

Verh.		
Höchstverhältnis	1	26.85
Höchstverhältnis	2	30.92
Höchstverhältnis	3	34.76

==> Querschnittsklasse 1
 Verhältnis Breite-Dicke für äußere Flansche (EN 1993-1-1:Tab.5.2. Blatt 2)
 Verh. 8.48 an Position 0.00 m

Verh.		
Höchstverhältnis	1	7.32
Höchstverhältnis	2	8.14
Höchstverhältnis	3	11.32

==> Querschnittsklasse 3

Kritischer Nachweis an Position 0.00 m

Schnittgrößen		
NEd	-2358.03	kN
Vy,Ed	13.08	kN
Vz,Ed	-10.03	kN
TEd	0.00	kNm
My,Ed	9.60	kNm
Mz,Ed	-14.14	kNm

Tabelle 3.15: Stahlnachweise für Stahlquerschnitte, bzw. Querschnittsnachweise, Schubnachweis, Stabilitätsnachweis.

3. Nachweisführungen - Stahlnachweise

Druckbeanspruchung

gemäß Artikel EN 1993-1-1 : 6.2.4 und Formel EN 1993-1-1 : (6.9)
Querschnittsklasse : 3.

Wertetabelle

Nc,Rd	4011.50	kN
-------	---------	----

Wertetabelle

Ausnutzung	0.59	
------------	------	--

Schubnachweis (Vy)

gemäß Artikel EN 1993-1-1 : 6.2.6. und Formel EN 1993-1-1 : (6.17)

Wertetabelle

Vc,Rd	1859.60	kN
-------	---------	----

Ausnutzung	0.01	
------------	------	--

Schubnachweis (Vz)

gemäß Artikel EN 1993-1-1 : 6.2.6. und Formel EN 1993-1-1 : (6.17)

Wertetabelle

Vc,Rd	773.72	kN
-------	--------	----

Ausnutzung	0.01	
------------	------	--

Biegebeanspruchung (My)

gemäß Artikel EN 1993-1-1 : 6.2.5. und Formel EN 1993-1-1 : (6.12)
Querschnittsklasse : 3.

Wertetabelle

Mc,Rd	447.30	kNm
-------	--------	-----

Ausnutzung	0.02	
------------	------	--

Biegebeanspruchung (Mz)

gemäß Artikel EN 1993-1-1 : 6.2.5. und Formel EN 1993-1-1 : (6.12)
Querschnittsklasse : 3.

Wertetabelle

Mc,Rd	149.46	kNm
-------	--------	-----

Ausnutzung	0.09	
------------	------	--

Beanspruchung auf Biegung und Normalkraft

gemäß Artikel EN 1993-1-1 : 6.2 und Formel EN 1993-1-1 : (6.1)
Querschnittsklasse : 3.

Wertetabelle

SigmaN	208.68	MPa
--------	--------	-----

Sigma Myy	7.61	MPa
-----------	------	-----

Sigma Mzz	33.60	MPa
-----------	-------	-----

Tau v	0.00	MPa
-------	------	-----

Tabelle 3.15: Stahlnachweise für Stahlquerschnitte, bzw. Querschnittsnachweise, Schubnachweis, Stabilitätsnachweis.

STABILITÄTSNACHWEIS

Knickdaten	yy	zz	
Typ	verschieblich	unverschieblich	
Schlankheit	34.32	24.58	
reduzierte Schlankheit	0.45	0.32	
Knickkurve	b	c	
Imperfektion	0.34	0.49	
Reduktionsbeiwert	0.91	0.94	
Länge	3.30	3.30	m
Knickbeiwert	1.32	0.56	
Knicklänge	4.37	1.84	m
Kritische Eulerlast	19882.28	38773.98	kN

Knicken

gemäß Artikel EN 1993-1-1 : 6.3.1.1. und Formel EN 1993-1-1 : (6.46)

Wertetabelle

Nb,Rd	3634.68	kN
Ausnutzung	0.65	

Biegedrillknicken

gemäß Artikel EN 1993-1-1 : 6.3.2.1. und Formel EN 1993-1-1 : (6.54)

Wertetabelle

MbRd	447.30	kNm
Wy	1260000.00	mm ³
Reduktion	1.00	
Imperfektion	0.21	
reduzierte Schlankheit	0.31	
Verfahren des BDK-Diagramms	Art. 6.3.2.2.	
Mcr	4802.02	kNm
Ausnutzung	0.02	

LTB

BDK-Länge	3.30	m
k	1.00	
kw	1.00	
C1	2.54	
C2	0.00	

Tabelle 3.15: Stahlnachweise für Stahlquerschnitte, bzw. Querschnittsnachweise, Schubnachweis, Stabilitätsnachweis.

3. Nachweisführungen - Stahlnachweise

Beanspruchung auf Biegung und Druck

gemäß Artikel EN 1993-1-1 : 6.3.3. und Formel EN 1993-1-1 : (6.61) (6.62)
Interaktionsverfahren1

Wertetabelle		
kyy	1.066	
kyz	1.076	
kzy	1.075	
kzz	1.019	
Delta My	0.00	kNm
Delta Mz	0.00	kNm
A	11300.00	mm ²
Wy	1260000.00	mm ³
Wz	421000.00	mm ³
NRk	4011.50	kN
My,Rk	447.30	kNm
Mz,Rk	149.46	kNm
My,Ed	23.49	kNm
Mz,Ed	29.02	kNm
Interaktionsverfahren1		
Mcr0	1891.17	kNm
Abgeminderte Schlankheit0	0.49	
Cmy,0	0.928	
Cmz,0	0.961	
Cmy	0.944	
Cmz	0.961	
CmLT	1.007	
muy	0.988	
muz	0.996	
wy	1.098	
wz	1.500	
npl	0.588	
aLT	0.995	
bLT	0.001	
cLT	0.024	
dLT	0.059	
eLT	0.376	
Cyy	1.067	
Cyz	1.475	
Czy	1.019	
Czz	1.211	

Ausnutzung = $0.65 + 0.06 + 0.21 = 0.91$
 Ausnutzung = $0.63 + 0.06 + 0.20 = 0.88$
 Der Stabilitätsnachweis wurde erbracht

Tabelle 3.15: Stahlnachweise für
Stahlquerschnitte, bzw. Querschnittsnachweise,
Schubnachweis, Stabilitätsnachweis.

4 Ermittlung/Berechnung der Erdbebenergebnisse

Wie schon in Kapitel 3 erwähnt, wurden beide Gebäudemodelle (beide Systeme) dynamisch-linear analysiert und folgende Ergebnisse ermittelt:

- Ermittlung der Gesamterdbebenkraft und die größten Verschiebungen in jeder horizontalen Richtung (X und Y).
- Ermittlung der gegenseitigen Stockwerkverschiebungen als Folge von Erdbebeneinwirkung in jeder horizontalen Richtung (X und Y).

4.1 Ermittlung der Gesamterdbebenkraft und Verschiebungen in jeder horizontalen Richtung (X und Y)

Beide Systeme wurden dynamisch mit der Antwortspektrum-Methode für 3 verschiedene Netzgenerierungen (Größe 2D-Elemente = 30 cm, 50 cm und 70 cm) analysiert, um den Einfluss der Netzgenerierung (Größe der 2D-Elemente) auf Ergebnisse (Gesamterdbebenkraft und Verschiebungen) zu bestimmen. Die Gegenüberstellung der einzelnen Werte ist in Tabelle 4.1 ersichtlich.

Der Vergleich der Ergebnisse zeigt eine 3 bis 4 % -ige Abweichung der Ergebnisse, wobei die Berechnung umso genauer sind, je kleiner die Elemente sind. Die Berechnungszeit für eine Netzgenerierung von 30 cm (Größe 2D-Elemente) beträgt ca. 4 Minuten. Da die Dauer der Analyse im Vergleich zu anderen Analysen gering ist, kann sie vernachlässigt werden.

Deswegen wurden die Ergebnisse der Netzgenerierung mit einer Elementgröße 30 cm als maßgebende Analyse angenommen und im Rechenprotokoll Scia-Engineer in einer Excel-Tabelle (Tabelle 4.1) zusammengefasst.

4. Ermittlung der Gesamterdbebenkraft und Verschiebungen in jeder horizontalen Richtung

	Netzgenierung 30cm		Netzgenierung 50cm		Netzgenierung 70cm		
	Kraft [KN]	Verschiebung [mm]	Kraft [KN]	Versh. [mm]	Kraft [KN]	Versh. [mm]	
Lastfall 5	725	14,2	742	14,1	727	14,2	Mit Ausfachung
EX	464	22,4	486	21,6	502	20,7	Ohne Ausfachung
Lastfall 6	866	12,1	872	12	867	12,1	Mit Ausfachung
EY	375	28	387	27,2	395	26,7	Ohne Ausfachung

Tabelle 4.1: Vergleich der Gesamterdbebenkraft und Verschiebungen in jeder horizontalen Richtung bei verschiedenen Netzgenierungen.

4. Ermittlung der Gesamterdbebenkraft und Verschiebungen in jeder horizontalen Richtung

Nach der dynamischen Analyse mit der Antwortspektrum-Methode wurde die Gesamterdbebenkraft in jeder horizontalen Richtung für dynamische Lastfälle EX und EY (Erdbeben in Richtung X und Y) ermittelt und die größten Verschiebungen (verursacht durch Erdbebenkraft) in diesen Richtungen für beide Systeme berechnet (Abbildung 4.1 und 4.2).

Der Vergleich der Gesamterdbebenkraft in Richtung X und Y zeigt, dass das Gebäude mit Mauerwerksausfachung mehr Kraft im Vergleich zum System ohne tragende Ziegelwände anzieht (Gebäude ohne Ausfachung) (Abb.4.1 und Abb.4.2).

Jedes System hat sein eignes Verhalten gegenüber Erdbebeneinwirkung. Der Vergleich der beiden Systeme zeigt, dass die größten Verschiebungen in Richtung X und Y beim Gebäude mit Ausfachung fast die Hälfte der Verschiebungen im Gebäude ohne Ausfachung ist (Abb. 4.1 und Abb. 4.2).

Wenn detailliert die größten Stockwerksverschiebungen in Richtung X und Y jedes Gebäudes betrachtet werden, sieht man, dass die größte Stockwerksverschiebung des Gebäudes ohne Ausfachung im dritten Obergeschoß in die positive Y- Richtung stattfindet und 28 mm beträgt. Diese Verschiebung für das Gebäude mit Ausfachung in die positive Y- Richtung beträgt 12 mm.

Die größte Stockwerksverschiebung für das Gebäude mit Ausfachung findet im dritten Obergeschoß in die positive X-Richtung statt und beträgt 14,2 mm. Diese Verschiebung für das Gebäude ohne Ausfachung in die positive X-Richtung beträgt 22,4 mm (Abb.4.1 bis 4.2).

Dieser Unterschied im Verhalten des Gebäudes kann als Rolle des Mauerwerks im System interpretiert werden. Diese Ergebnisse zeigen, dass die Mauerwerkfüllelemente in einem Stahlrahmensystem eine positive Auswirkung auf das System haben und die laterale Steifigkeit der Struktur erhöhen. Aufgrund dieser erhöhten Steifigkeit beträgt einerseits die Höchstverschiebung im ausgefachten System sowohl in X- als auch Y- Richtung ungefähr die Hälfte, auf der anderen Seite zieht das Gebäude durch die größere Steifigkeit mehr Erdbebenkräfte an.

4. Ermittlung der Gesamterdbebenkraft und Verschiebungen in jeder horizontalen Richtung

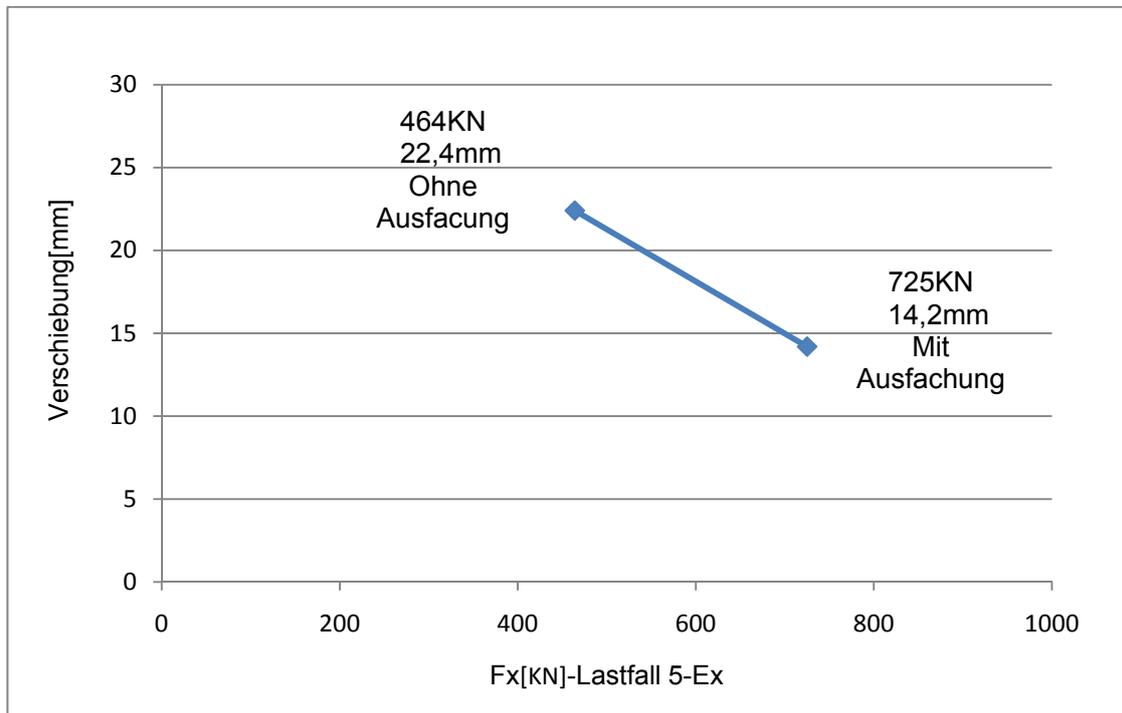


Abbildung 4.1: Vergleich Kraft F_x -Verschiebungsdiagramm des Gebäudes mit und ohne Ausfachung (Richtung x).

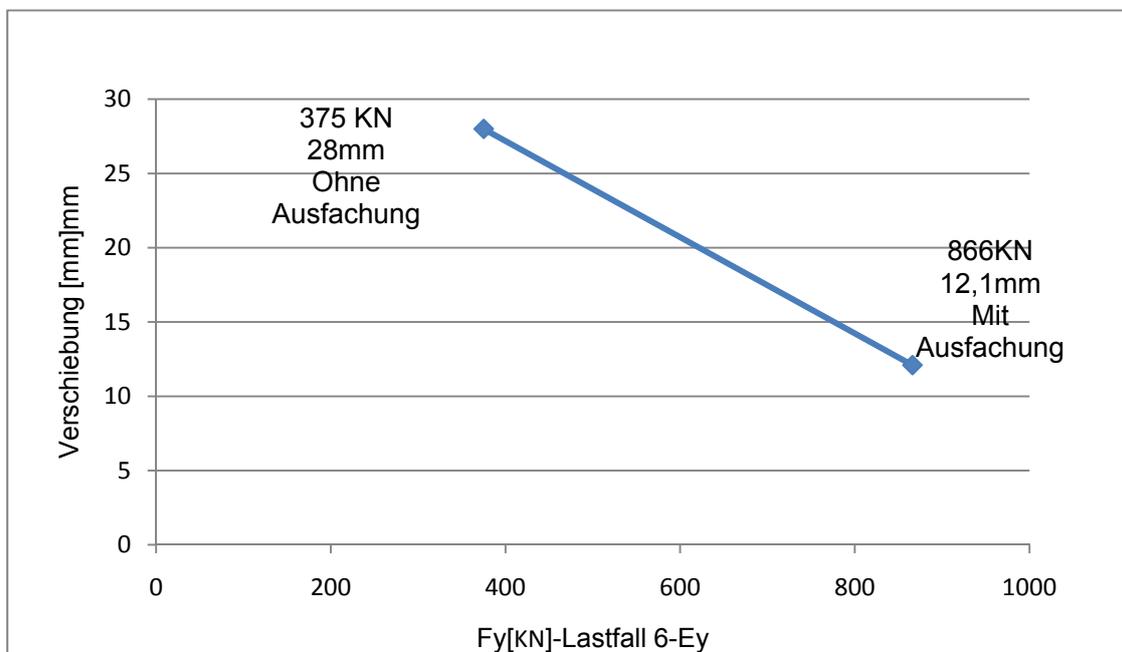


Abbildung 4.2: Vergleich Kraft F_y -Verschiebungsdiagramm des Gebäudes mit und ohne Ausfachung (Richtung y).

4.2 Ermittlung der gegenseitigen Stockwerkverschiebungen zufolge Erdbebenkraft in jeder horizontalen Richtung

Es wurden die gegenseitigen Stockwerksverschiebungen in jedem System in jeder horizontalen Richtungen (X und Y) ermittelt und vom Rechenprotokoll Scia-Engineer extrahiert.

Wenn die gegenseitigen Stockwerksverschiebungen in Richtung X und Y jedes Gebäudes detailliert betrachtet werden, sieht man, dass die größte gegenseitige Stockwerksverschiebung des Gebäudes ohne Ausfachung im zweiten Obergeschoß in positive Y Richtung stattfindet und $\Delta = 9,30$ mm beträgt. Diese gegenseitige Verschiebung für das Gebäude mit Ausfachung beträgt in dieser Richtung $\Delta = 3,60$ mm.

Die größte gegenseitige Stockwerksverschiebung für das Gebäude mit Ausfachung findet im zweiten Obergeschoß in Richtung X statt und beträgt $\Delta = 4,60$ mm. Diese gegenseitige Verschiebung für das Gebäude ohne Ausfachung beträgt in dieser Richtung $\Delta = 7,50$ mm. (Tabelle 4.2 und Abb.4.3 bis 4.10).

Die Gegenüberstellung der Verschiebungen zeigt eine größere gegenseitige Stockwerksverschiebung vom Gebäude ohne Ausfachung im Vergleich zum Gebäude mit Mauerwerksausfachung.

Aufgrund eines steiferen Systems im Gebäude mit Ausfachung ist eine kleinere gegenseitige Stockwerksverschiebung als beim Gebäude ohne Ausfachung relativ eindeutig. Diese Abminderung der Verschiebungen kann man als die Auswirkung der Mauerwerksausfachung interpretieren.

Geschoss	UX-MAX	UX-MIN	UY-MAX	UY-MIN	Gebäude
1	3,8	-3,8	3,6	-3,6	mit Ausfachung
2	8,4	-8,4	7,2	-7,2	
3	11,9	-11,9	10,1	-10,1	
4	14,2	-14,1	12,0	-11,9	
1	5,3	-5,3	7,7	-7,7	ohne Ausfachung
2	12,8	-12,8	17,0	-16,6	
3	18,7	-18,6	23,7	-23,2	
4	22,4	-22,3	28,0	-27,8	

Tabelle 4.2: Gegenseitige Stockwerksverschiebungen [mm] in jeder horizontalen Richtung.

4. Ermittlung der Gesamterdbebenkraft und Verschiebungen in jeder horizontalen Richtung

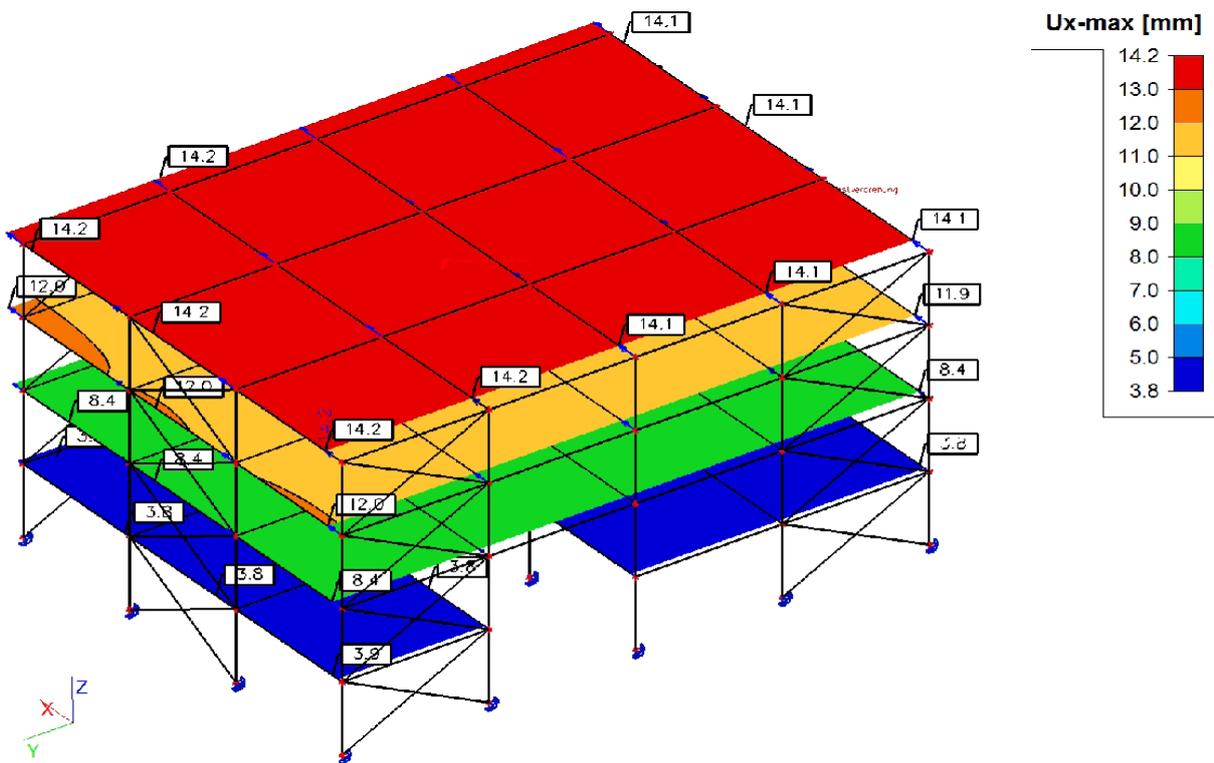


Abbildung 4.3: Darstellung der Stockwerksverschiebung des Gebäudes mit Ausfachung in Richtung X+ (max. Wert=14,2 mm).

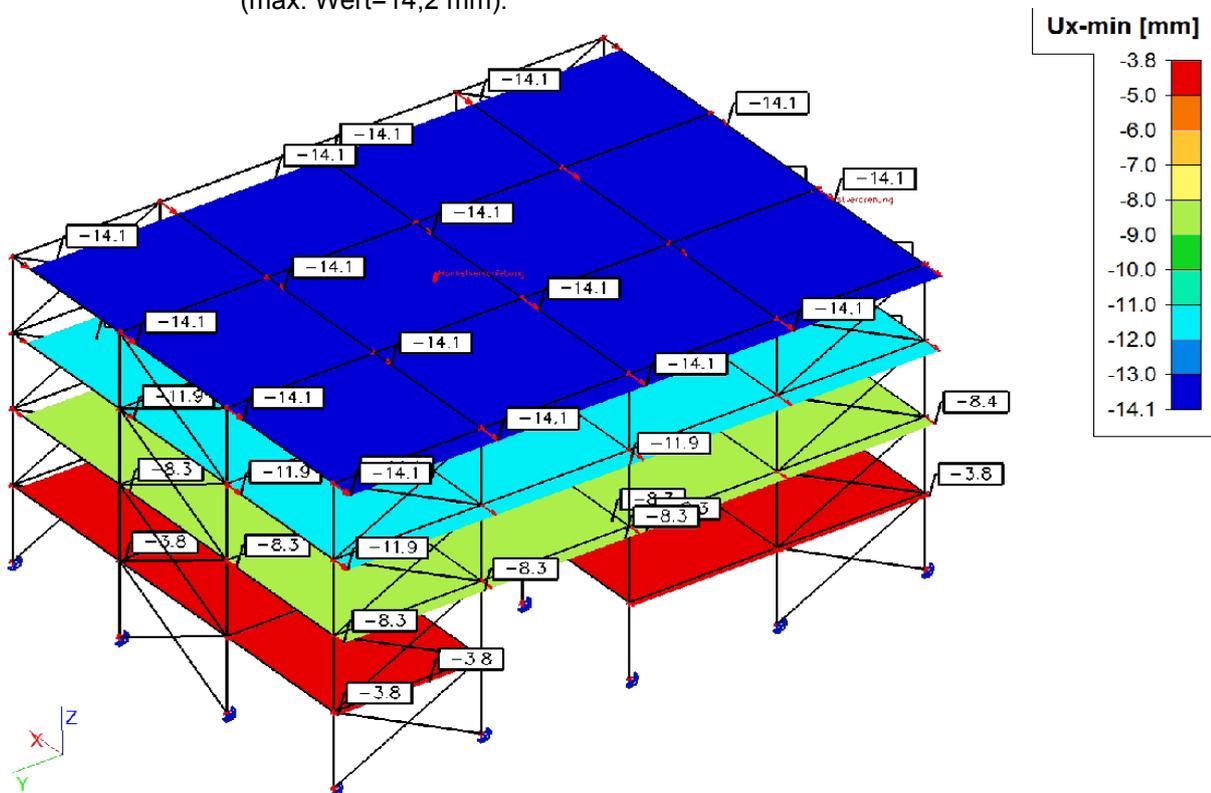


Abbildung 4.4: Darstellung der Stockwerksverschiebung des Gebäudes mit Ausfachung in Richtung X- (max. Wert=14,1 mm).

4. Ermittlung der Gesamterdbebenkraft und Verschiebungen in jeder horizontalen Richtung

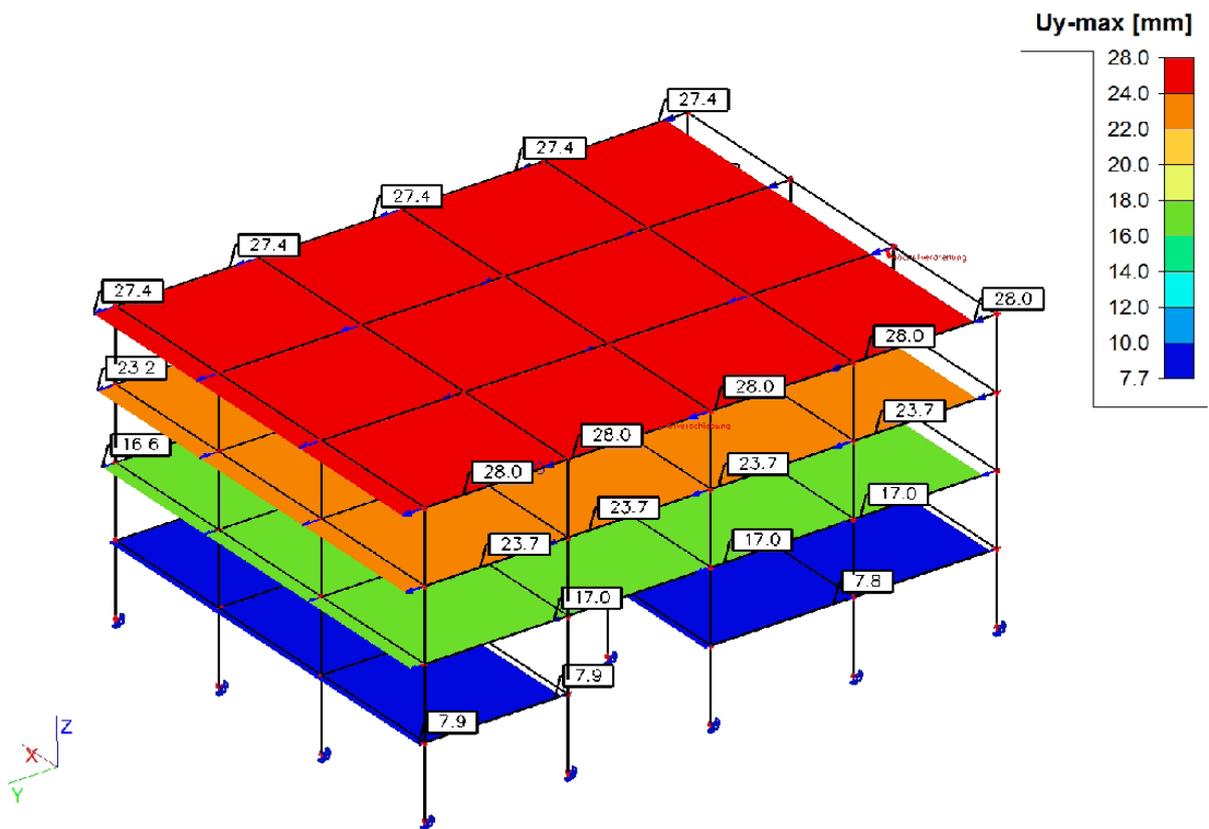


Abbildung 4.5: Darstellung der Stockwerksverschiebung des Gebäudes ohne Ausfachung in Richtung Y+ (max. Wert=28 mm).

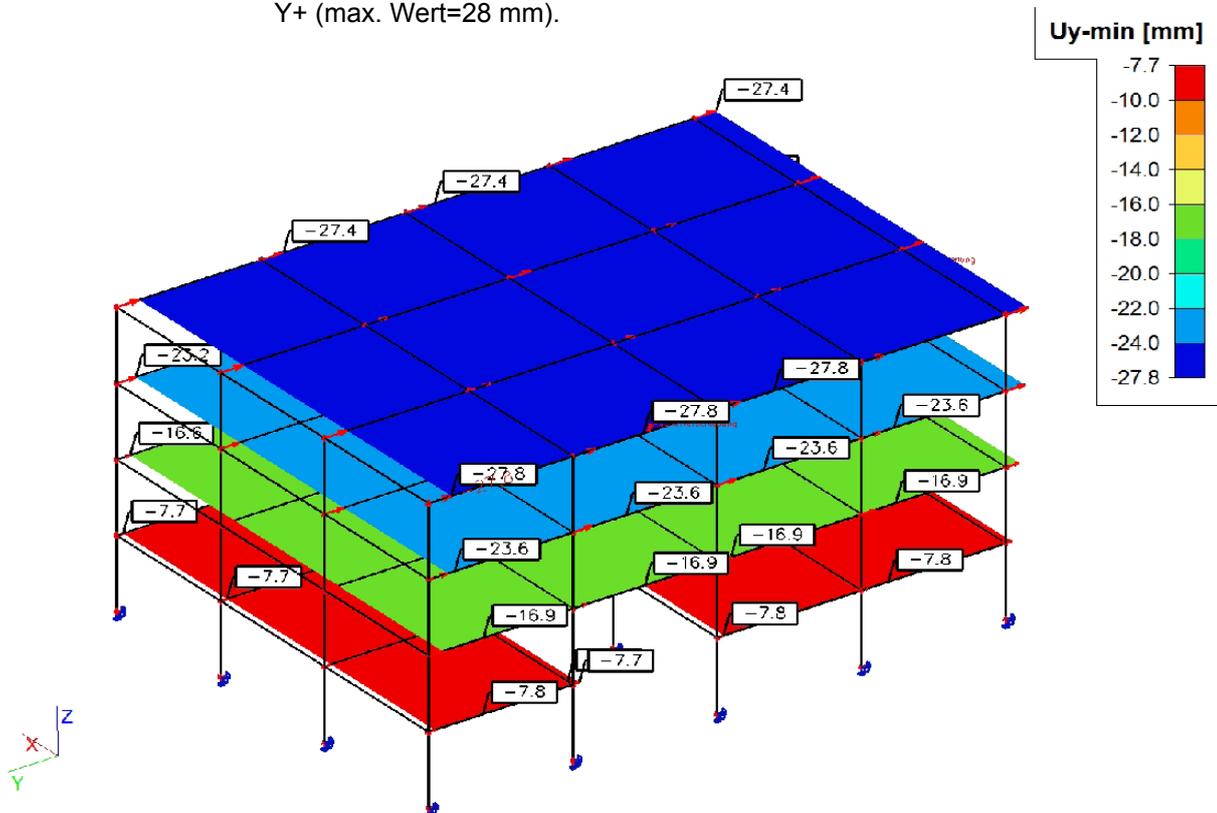


Abbildung 4.6: Darstellung der Stockwerksverschiebung des Gebäudes ohne Ausfachung in Richtung Y- (max. Wert=27,8 mm).

4. Ermittlung der Gesamterdbebenkraft und Verschiebungen in jeder horizontalen Richtung

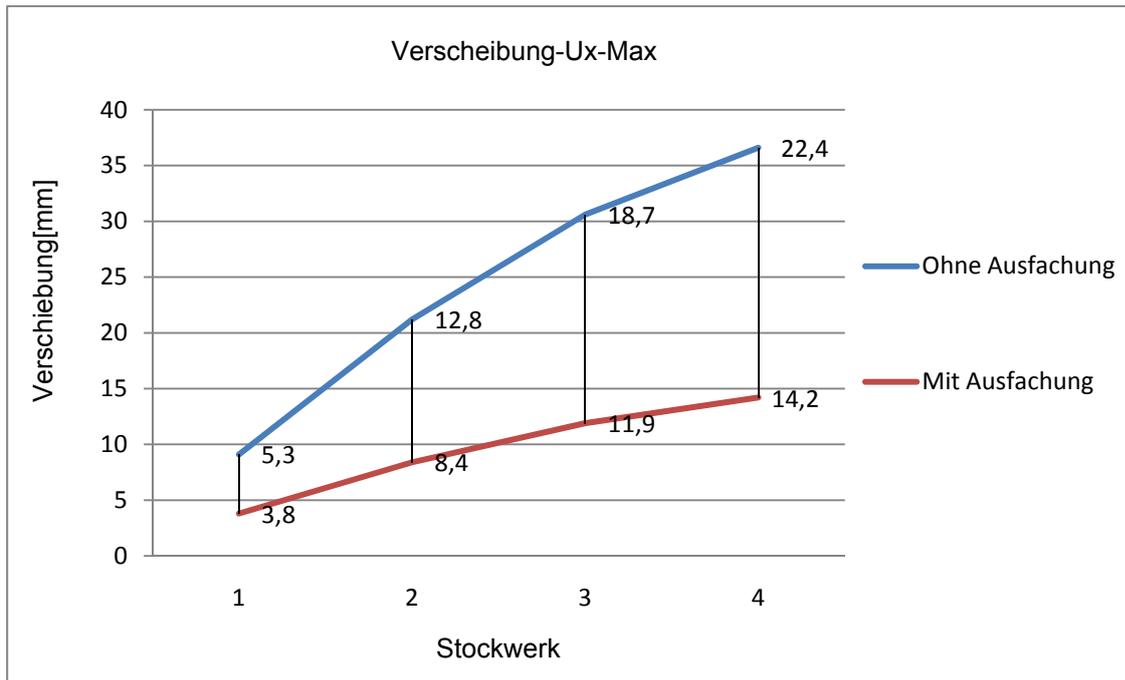


Abbildung 4.7: Vergleich der gegenseitigen Stockwerksverschiebungen U_x -Max (Richtung X+) des Gebäudes mit und ohne Ausfachung.

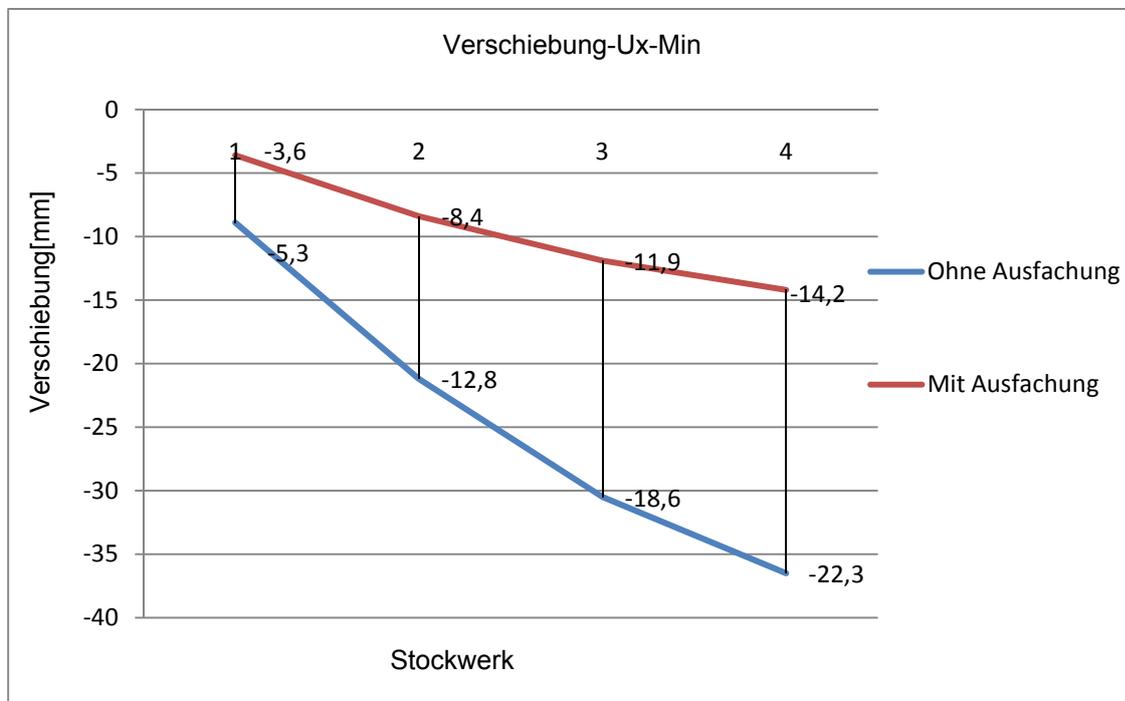


Abbildung 4.8: Vergleich der gegenseitigen Stockwerksverschiebungen U_x -Min (Richtung X-) des Gebäudes mit und ohne Ausfachung.

4. Ermittlung der Gesamterdbebenkraft und Verschiebungen in jeder horizontalen Richtung

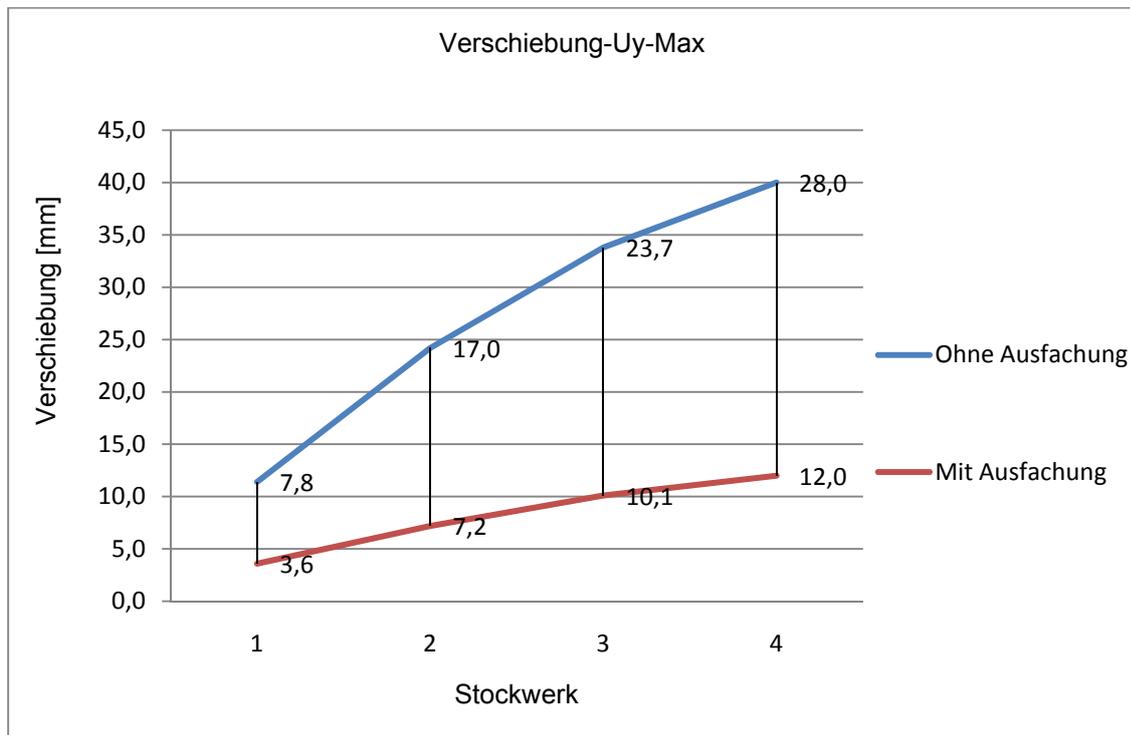


Abbildung 4.9: Vergleich der gegenseitigen Stockwerksverschiebungen Uy-Max (Richtung Y+) des Gebäudes mit und ohne Ausfachung.

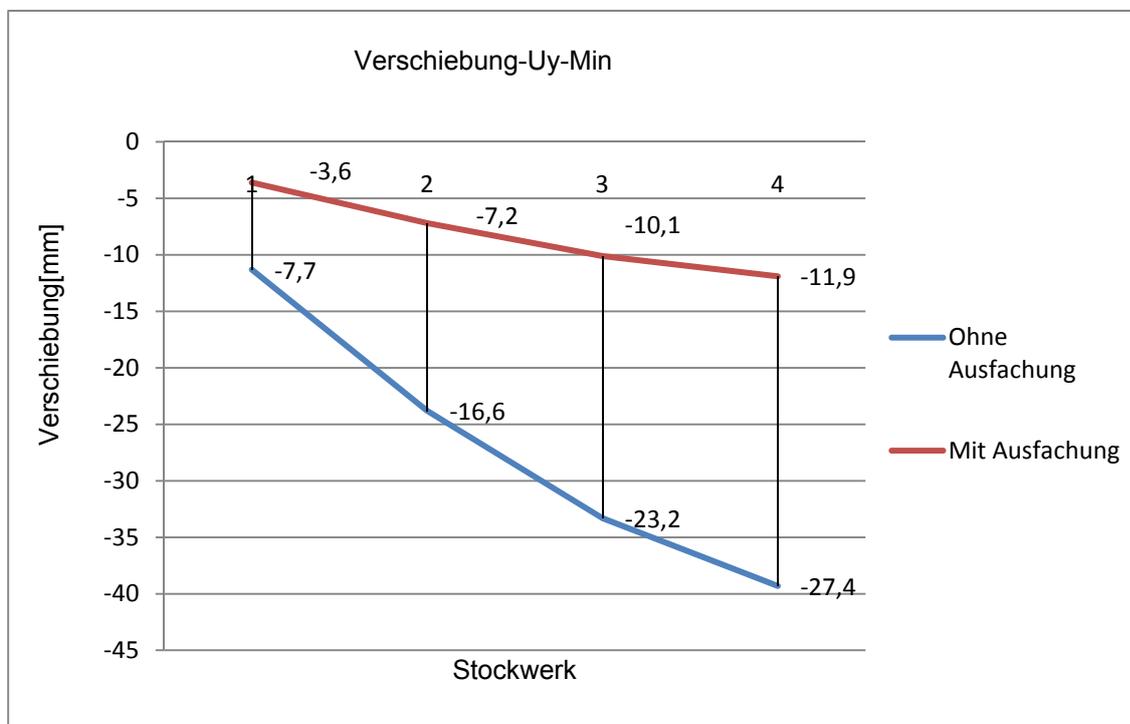


Abbildung 4.10: Vergleich der gegenseitigen Stockwerksverschiebungen Uy-Min (Richtung Y-) des Gebäudes mit und ohne Ausfachung.

4.3 Beschränkung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung Nach EN 1998-1

Größere Verschiebungen und Verformungen als Folge von Erdbebeneinwirkung können sowohl Gebäude als auch Nachbargebäude beschädigen. Um diese Beschädigung zu verringern, sollten die gegenseitigen Stockwerksverschiebungen gemäß EN 1998-1-1, Pkt. 4.4.3.2 beschränkt werden (Tabelle 4.3).

EN 1998-4.4.3.2 Beschränkung der gegenseitigen Stockwerksverschiebung.

$$d_{rv} \leq 0,010 h$$

$$d_r = d_s = q_d d_e$$

d_s : als Verschiebung eines Punkts des Tragwerks infolge der Bemessung der Erdbebeneinwirkung, in m.

q_d : als Verschiebungsverhaltensbeiwert, der gleich q angenommen wird, wenn nichts anderes vorgeschrieben ist.

d_e : als Verschiebung des gleichen Punkts des Tragwerks, wie durch eine lineare Berechnung auf der Grundlage des Bemessungs-Antwortspektrums, in m.

h : als Stockwerkshöhe, in m.

v : als Abminderungsbeiwert, um die kleinere Wiederkehrperiode der Erdbebeneinwirkung zu berücksichtigen, mit der Schadensbegrenzungsbedingung.

	Gebäude mit Ausf.	Gebäude ohne Ausf.
v	0,5	0,5
h [m]	3,30	3,30
$q_d = q =$	3	3
d_e [mm]	4,6	9,30
d_{rv} [mm]	6,90	13,95
$0,010 h$ [m]	33	33
Nachweis	$6,90 < 33$	$13,95 < 33$

Tabelle 4.3: Nachweis der gegenseitigen Stockwerksverschiebung

Nachweis erfüllt → $d_{rv} \leq 0,010 h$ Erfüllt!

Der Nachweis der gegenseitigen Stockwerksverschiebung beider Gebäude ist erfüllt.

4.4 Untersuchung des eventuellen Entfalls der Mauerwerkwände

Im Erdgeschoß

Es wurde untersucht, welchen Einfluss der Entfall der Mauerwerkwände im Erdgeschoß auf das gesamte System hat und wie die Gesamterdbebenkraft und die Verschiebungen durch diesen Entfall beeinflusst werden. Der Grund für diesen Entfall könnte eine Glasfassade im Erdgeschoß sein.

Die Ergebnisse zeigen, dass der Entfall von Wänden im Erdgeschoß zu einer höheren Verschiebung des Gebäudes führt. Dieser Unterschied zwischen ursprünglichem Gebäude und Gebäude ohne Ausfachung im Erdgeschoß beträgt 10 % in X-Richtung (zunehmende Verschiebung in %) und 20 % in Y-Richtung (siehe Tabelle 4.4).

In diesem Fall ist wegen des Entfalls der Ausfachung im Erdgeschoss das System weicher und erhält weniger Erdbekenkraft im Vergleich zum früheren System (System mit tragenden Ziegelwänden in jedem Geschoß).

Das bedeutet, dass die Ziegelwände im Erdgeschoß bei Platzbedarf entfallen können.

	Erdgeschoß ohne Ausfachung		Gebäude mit Ausfachung in jedem Geschoß	
	Kraft[KN]	Verschiebung[mm]	Kraft[KN]	Verschiebung [mm]
Lastfall5 EX	670	15,8	725	14,2
Lastfall6 EY	619	16,7	866	12,1

Tabelle 4.4: Vergleich der Gesamterdbebenkraft und Verschiebungen des Gebäudes ohne Ausfachung im Erdgeschoß mit dem ursprünglichen Gebäude (Gebäude mit Ausfachung in jedem Geschoß) in jeder horizontalen Richtung.

5 Interpretation der Ergebnisse

Der Vergleich der Ergebnisse in Kapitel 4 zeigt, dass der Zusatz von Mauerwerkfüllelementen zu einem biegesteifen Stahlrahmensystem die laterale Steifigkeit der Struktur erhöht. Der Grad der Erhöhung des seitlichen Lastwiderstands ist von der Steifigkeit der Mauerwerkswände abhängig.

Dieser erhöhte Erdbeben-Lastwiderstand führt dazu, dass Gebäude mit tragendem Mauerwerk (infill-frame) mehr Erdbebenkraft im Vergleich mit Gebäuden mit nicht tragenden Ziegelwänden anzieht. Dieser erhöhten Steifigkeit zufolge sind die gegenseitigen Stockwerksverschiebungen und die Höchstverschiebung im ausgefachten System geringer. Diese Ergebnisse können als die Folge der Mauerwerksausfachung interpretiert werden.

Diese zunehmende Steifigkeit bringt Vorteile bei der Ausnutzung der Stahlprofile mit sich. Die Einsparungen, die bei der Bemessung der konstruktiv erforderlichen Stahlquerschnitte erzielt werden können, sind sowohl von der Gebäudegeometrie als auch von der Beschaffenheit der Ziegelwände abhängig. Daher hat die Nutzung von Mauerwerk als Ausfachung einen wirtschaftlichen Vorteil zur Stahlprofileinsparung.

Als weitere positive Auswirkung von ausgefachtem Mauerwerk (laut Analyseergebnisse in Kapitel 4) kann die kleinere Verschiebung des ausgefachten Systems erwähnt werden. Diese kleine Verschiebung ermöglicht, dass Normnachweise besser erfüllt und Beschädigungen des Tragwerks möglicherweise verringert werden können.

Im weiteren Verlauf der Arbeit im Kapitel 4 wurde untersucht, welchen Einfluss der Entfall der Mauerwerkswände im Erdgeschoß auf das gesamte System hat und wie die Gesamterdbebenkraft und die Verschiebungen durch diesen Entfall beeinflusst werden.

Die Ergebnisse zeigen, dass der Entfall von Wänden im Erdgeschoß zu einer höheren Verschiebung des Gebäudes führt. Dieser Unterschied zwischen ursprünglichem Gebäude und Gebäude ohne Ausfachung im Erdgeschoß beträgt 10 % in X-Richtung (zunehmende Verschiebung in %) und 20 % in Y-Richtung (siehe Tabelle 4.4 - Seite 74).

In diesem Fall ist wegen des Entfalls der Ausfachung im Erdgeschoß das System weicher und erhält weniger Erdbebenkraft im Vergleich zum früheren System (System mit tragenden Ziegelwänden in jedem Geschoß).

Die Beobachtungen zeigen jedoch auch einen Nachteil des ausgefachten Systems mit Mauerwerk.

Die Existenz von Mauerwerksausfachungen innerhalb eines Rahmens spielt zwar eine wichtige Rolle im Tragverhalten des Gebäudes aber ein Absturz des Mauerwerks könnte erhebliche Verluste verursachen.

Während eines Erdbebens werden Mauerwerkswände wegen der Erhöhung des lateralen Erdbebenlastwiderstands deutlich und oft vorzeitig beschädigt. Aufgrund der geringen Festigkeit des Mauerwerks können ausgefachte Rahmen nur innerhalb enger Grenzen als alleinige Elemente zur Aussteifung von Gebäuden herangezogen werden [12].

5. Interpretation der Ergebnisse

Als häufige Mauerwerksbeschädigungen kann man die Entwicklung von Schrägzug- und Kompressionsausfällen⁴ oder out-of-plane⁵ - Ausfälle erwähnen.

Dieser vorzeitige Ausfall der Mauerwerkswände wirkt wie ein plötzlicher Verlust einer erheblichen Steifigkeit gegen seitlichen Drift, der von dem Rahmen kompensiert werden muss. Dieses Verhalten führt zu einer hohen Drift-Nachfrage und einer Umlagerung der Kräfte auf das Stahltragwerk. Diese Kraftumlagerung verursacht erhöhten Schaden an der Struktur oder sogar den Zusammenbruch des Gebäudes.

Infolge der Interaktion zwischen Rahmen und Ausfachung kann es ebenso zum Versagen des Rahmens vor der Ausfachung kommen [12]. Um diesen negativen Effekt von Mauerwerksausfachungen zu reduzieren, wurde das Mauerwerk in der Praxis sehr selten in die numerische Analyse miteinbezogen. Die Mauerwerke sind in der Regel als sekundäre Strukturelemente betrachtet worden.

Außerdem müssen konstruktive Bedingungen, besonders in den Anschlussbereichen des Mauerwerks und des Rahmens, laut Norm immer berücksichtigt werden. Es ist zu erwähnen, dass viele Erdbebenschäden an Gebäuden nicht aufgrund falscher Berechnungen sondern wegen mangelhafter Umsetzung der Planungen auf der Baustelle bzw. falscher konstruktiver Bedingungen auftreten.

⁴ Versagen des Mauerwerks auf Zug und Druck

⁵ Versagen des Mauerwerks senkrecht zur Wandscheibe

6 Zusammenfassung

Ziel der Arbeit war es, zu untersuchen, welche Rolle das Mauerwerk als Ausfachung in einem Stahltragwerk, bezogen auf die Standsicherheit bezüglich Erdbebeneinwirkung spielt.

In Kapitel 2 wurde eine allgemeine Grundlagen zur Definition und Bemessung des Mauerwerks und des Erdbebens zusammengefasst. Es wurden Mauerwerkseigenschaften bzw. Druckfestigkeit, Zug- und Biegezugfestigkeit, Schubfestigkeit erwähnt und Versagensarten des Mauerwerks unter Belastung untersucht. Im weiteren Verlauf wurden verschiedene Arten von Mauerwerksausfachungen und Methoden zu Modellierung des Mauerwerks als Druckstreben erklärt sowie Methode zur Berechnung des Erdbebens ausgeführt.

In Kapitel 3 der Diplomarbeit erfolgte die Modellierung des Gebäudes und der Mauerwerksausfachungen, in 4. Kapitel wurden die Ergebnisse der dynamischen Analyse ermittelt und verglichen.

In 3.Kapitel wurde ein 4-Geschoßiges Wohn-Bürogebäude mit Stahltragwerk mit dem Programm Scia-Engineer modelliert und folgende Systeme definiert:

- **System 1:** Gebäude (Stahltragwerk) mit nicht tragenden Ziegelwänden, wobei in diesem Fall nur die Auflasten der Ziegelwände berechnet und im System eingetragen wurden. Dieses System wurde im Laufe der Arbeit als Gebäude ohne Ausfachung bezeichnet (siehe, Abb.3.1, Seite 45).
- **System 2:** Die Ziegelwände zwischen Rahmen sind tragende Bauteile und als Ausfachung angenommen. Dieses System wurde im Laufe der Arbeit als Gebäude mit Ausfachung bezeichnet (siehe, Abb.3.2, Seite 45).

Für die Modellierung der Ziegelwände wurde Fema 356 (FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY- Kapitel 7- (Masonry)- Abschnitt 7.5.2) verwendet.

Mit Fema 356 wurde die äquivalente Steifigkeit einer Ziegelwand, die in einem Rahmen liegt gerechnet und die Geometrie der diagonalen Stäbe (Dicke $t = 25$ cm und $a = 80$ cm) mittels der Formel 3-1(siehe Seite 48) bestimmt. Diese Ziegelwände sind als zwei diagonale Verbände, die als Druck (zentrisch gedrückt) wirken, modelliert (siehe Abb.3.4, Seite 47).

Für die Definition der Ziegeleigenschaften in Scia wurde ein neues Material mit Ziegeleigenschaften wie E (Elastizitätsmodul), G (Schubmodul) und Ziegeldruckfestigkeit (f_k) nach ÖNORM B 3350- Pkt.8.3.3 (Ausgabe 2006-1-1), und Eurocode 1996 definiert.

Nach der Modellierung und Definition der Analyseparameter wurde das Gebäude dynamisch mit der Antwortspektrum-Methode laut Eurocode 1998 analysiert.

In 4. Kapitel wurden Erdbebenanalyseergebnisse folgender Berechnungen ermittelt und interpretiert:

- Ermittlung der Gesamterdbebenkraft und größte Verschiebungen in jeder horizontalen Richtung (Richtung X und Y).
- Ermittlung der gegenseitigen Stockwerksverschiebungen zufolge Erdbebenkraft in jeder horizontalen Richtung (Richtung X und Y).

Es wurden beide Systeme dynamisch mit der Antwortspektrum-Methode für drei verschiedene Netzgenerierungen (Größe 2D-Elemente = 30 cm, 50 cm und 70 cm) analysiert und die Ergebnisse der Netzgenerierung mit Elementgröße 30 cm als maßgebend angenommen.

Der Vergleich der Gesamterdbebenkraft in Richtung X und Y zeigt, dass das Gebäude mit Mauerwerksausfachung mehr Kraft im Vergleich zum System ohne tragende Ziegelwände anzieht, und zufolge unterschiedlicher Erdbebenkraft jedes System sein eignes Verhalten gegenüber dieser Einwirkung hat, bzw. der Vergleich der beiden Systeme zeigt, dass die größten Verschiebungen in Richtung X und Y des Gebäudes mit Ausfachung um 50 % geringer sind im Vergleich zum Gebäude ohne Ausfachung.

Es wurde die gegenseitige Stockwerksverschiebung in jedem System in jeder horizontalen Richtungen (Richtung X und Y) ermittelt und das Rechenprotokoll Scia-Engineer ausgewertet. Der Vergleich der Verschiebungen zeigt eine größere gegenseitige Stockwerksverschiebung vom Gebäude ohne Ausfachung im Vergleich zum Gebäude mit Mauerwerksausfachung.

Im weiteren Verlauf wurde in Kapitel 4 untersucht welchen Einfluss der Entfall der Mauerwerkswände im Erdgeschoß auf das gesamte System hat und wie die Gesamterdbebenkraft und die Verschiebungen durch diesen Entfall beeinflusst werden. Die Ergebnisse zeigen, dass der Entfall von Wänden im Erdgeschoß zu einer höheren Verschiebung des Gebäudes führt. Dieser Unterschied zwischen ursprünglichem Gebäude und Gebäude ohne Ausfachung im Erdgeschoß beträgt 10 % in X-Richtung (zunehmende Verschiebung in %) und 20 % in Y-Richtung (siehe, Tabelle 4.4 - Seite 74).

In diesem Fall zieht das System weniger Erdbebenkraft im Vergleich mit dem früheren System an. Aber trotzdem kann bei eventuellem Platzbedarf im Erdgeschoß auf Mauerwerkswände im Erdgeschoß verzichtet werden.

Der Vergleich der Ergebnisse In Kapitel 5 zeigt, dass der Zusatz von Mauerwerksfüllelementen zu einem biegesteifen Stahlrahmen-System die laterale Steifigkeit der Struktur erhöht. Dieser erhöhte Erdbeben-Lastwiderstand verursacht, dass das Gebäude mit tragendem Mauerwerk mehr Erdbebenkraft im Vergleich mit dem Gebäude mit nicht tragenden Ziegelwänden anzieht. Diese Ergebnisse kann man als die Auswirkung der Mauerwerksausfachung interpretieren.

Diese zunehmende Steifigkeit hat eine gute Auswirkung auf die Ausnutzung der verwendeten Stahlprofile und Verformungen des Systems. Diese kleine Verschiebung ermöglicht, dass Normnachweise besser erfüllt und Beschädigungen an der Struktur möglicherweise verringert werden können.

6. Zusammenfassung

Als Nachteil der Mauerwerksausfachung wurde festgelegt, dass Mauerwerkswände wegen der Erhöhung des lateralen Erdbebenlastwiderstands, oft vorzeitig beschädigt werden können. Als häufige Beschädigungen im Erdbebenfall kann man die Entwicklung von Schrägzug- Kompressionsausfällen oder out-of-plane Ausfällen erwähnen.

Außerdem verursacht dieser vorzeitige Ausfall der Mauerwerkswände einen plötzlichen Verlust der Steifigkeit gegen seitlichen Drift und infolge der Interaktion zwischen Rahmen und Ausfachung kann es ebenso zum Versagen des Rahmens zeitlich vor der Ausfachung kommen.

Um diesen negativen Effekt zu reduzieren wurde vorgeschlagen dass, das Mauerwerk in der Praxis sehr selten in die numerische Analysen miteinbezogen wird, oder es ist die Einhaltung von Mindestprofilgrößen für Rahmenstiele und -riegel notwendig, und es wurde empfohlen, die konstruktiven Bedingungen laut Normen zu berücksichtigen.

Es sollte versucht werden, die Tragfähigkeit des Mauerwerks zu erhöhen, um die negativen Effekte von Mauerwerksausfachungen zu reduzieren. Die Anwendung von vorgespanntem und bewehrtem Mauerwerk stellt eine Alternative zur Reduzierung der negativen Effekte von Mauerwerksausfachung dar. Die zukünftige Forschungsarbeiten und Untersuchungen wären drüber sinnvoll.

Da alle Berechnungen dieser Arbeit mit dynamisch-linearer Analyse erstellt wurden, sollten in einem nächsten Schritt Untersuchungen zum Tragverhalten mit nicht linearer Analyse durchgeführt werden. Es wäre sinnvoll, wenn die Ausfachungen unter einer kombinierten Beanspruchung (Lasten gleichzeitig in Wandlängs- und in Wandquerrichtung) untersucht werden, um die Entwicklung von Schrägzug- Kompressionsausfällen oder out-of-plane Ausfällen genauer zu untersuchen.

Literaturverzeichnis

Literaturverzeichnis

[1] Fema 356, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY) /November 2000.

[2] Dynamics of structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering. Author: Anil K.Chopra.

[3] Earthquake-resistant design of masonry buildings
Band 1 von Series on innovation in Structures and construction, Author: MihaTomazevic/1999.

[4] Bemessung von Ziegelmauerwerk Ziegelmauerwerk nach DIN 1053-1-Juli 2002. Arbeitsgemeinschaft Mauerziegel im Bundesverband der Deutschen Ziegelindustrie.

[5] Mauerwerk kompakt-für Studium und Praxis Gunkler/Budelmann-Auflage 2008

[6] Mauerwerksbau-Praxis Schubert/Schneider/Schoch-Auflage 2009

[7] Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen und Mauermörtel Mauerwerkskalender Schubert 1991

[8] Mauerwerk-Bemessung und Konstruktion Bruno Zimmerli/Joseph Schwartz/Gregor Schwegler-Auflage 1999

[9] Seismic damage to masonry buildings, proceedings of the International Workshop on Measures of Seismic Damage to Masonry Buildings: Monselice, Padova, Italy, 25-26 June, 1998, Band 1998, Author: Alberto Bernardini

[10] Design of reinforced masonry structures, Author: Narendra Taly

[11] Handbuch für Bauingenieure, Autor K.Zlich

[12] Untersuchungen von mit Mauerwerk ausgefachten Stahlrahmen in Erdbebengebieten und ihre Anwendung in der Praxis, Autor Uwe Haupt

[13] Enzyklo, www.enzyklo.de

[14] Mauerwerk Bemessung und Konstruktion, Von Bruno Zimmerli,Joseph Schwartz,Gregor Schwegler

[15] DIN 1053-1, Mauerwerk Teil 1: Berechnung und Ausführung

[16] Baukonstruktion, Kap. 10: Mauerwerksbau, Autor Prof. Dr.-Ing. Peter Schmidt

[17] Deutsche Gesellschaft für Mauerwerksbau. www.mauerwerksbau-lehre.de

[18] BAUNETZ WISSEN, www.baunetzwissen.de

[19] Universität zu Köln , www.seismo.uni-koeln.de

[20] Erdbeben in Österreich, www.wissenswertes.at

[21] Erdbeben: Gefährdete Gebiete in Österreich, www.siz.cc

[22] Erdbebensicherheit von Bauwerken nach Din4149 / Ausgabe 1981 und dem Entwurf 2002 von DIN 4149

[23] Seismische Gefährdung und Empfindlichkeitsbestimmung bestehender Bauwerke bei Erdbeben, Autor Stempniewski, L.; Schnepf, S.

[24] ÖNORM B 1996-1-1 (2006-07-01). Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk - Nationale Festlegungen zur ÖNORM EN 1996-1-1 .

[25] ÖNORM B 1998-1-1 (2006-07-01). Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten -Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-1 und nationale Erläuterungen.

[26] ÖNORM EN 1996-1-1 (2006-03-01). Eurocode 6 - Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk.

[27] ÖNORM EN 1996-2 (2006-04-01). Eurocode 6 - Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 2: Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk.

[28] ÖNORM EN 1998-1 (2005-06-01). Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten.

[29] ÖNORM EN 1993-1-1(2005-06-01). Eurocode 3 Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten .Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.

Software: Scia-Engineer 2008

Abbildungsverzeichnis

[Abbildung 2.3]: Überbindemaß ü-Anforderung nach den Technischen Regelwerken. [aus Mauerwerksbau-praxis-Schubert].....	Seite 7
[Abbildung 2.4]: Mauerwerksverband Läuferverband [16].....	Seite 8
[Abbildung 2.5]: Mauerwerksverband Binderverband [16].....	Seite 8
[Abbildung 2.6]: Mauerwerksverband-LäuferBlockverband.[16].....	Seite 8
[Abbildung 2.7]: Mauerwerksverband-Kreuzverband.[16].....	Seite 9
[Abbildung 2.9]: Beanspruchung auf Biegezug (parallel zu den Lagerfugen und senkrecht zu den Lagerfugen).[aus Mauerwerksbau-praxis-Schubert].....	Seite 14
[Abbildung 2.11]: Bruchebenen bei Biegebeanspruchung von Mauerwerk.[aus ÖNORM EN 1996-1-1].....	Seite 16
[Abbildung 2.13]: Mauerwerk unter Schubbeanspruchung : Spannungszustände, Bruchtheorie (Mann/Müller).[aus Mauerwerksbau-praxis-Schubert].....	Seite 19
[Abbildung 2.14]: Mauerwerk unter Schubbeanspruchung; Hüllkurvendiagramm (Mann/Müller) und Versagensfälle [aus Mauerwerksbau-praxis-Schubert].....	Seite 20
[Abbildung 2.15]: Momenten infolge Ausmitten.[ÖNORM EN 1996-1-1].....	Seite 25
[Abbildung 2.16]: Bewehrtes Mauerwerk.[18].....	Seite 29
[Abbildung 2.17]: Horizontale Bewehrung in den Lagerfugen.[aus DIN1053-3].....	Seite 30
[Abbildung 2.18]: Horizontale Bewehrung in Formstein.[aus DIN1053-3].....	Seite 30
[Abbildung 2.19]: Vertikale Bewehrung in Formsteinen mit kleiner Aussparung.[aus DIN1053-3].....	Seite 31
[Abbildung 2.20]:Vertikale Bewehrung in Formstein mit großer Aussparungen. [aus DIN1053-3].....	Seite 31
[Abbildung 2.21]: Vertikale Bewehrung in ummauerten Aussparungen.[aus DIN1053-3].....	Seite 31

[Abbildung 2.22]: : Vertikale Bewehrung in durchgehend ummauerten Aussparungen.[aus DIN1053-3].....Seite 32

[Abbildung 2.23]: Darstellung der Raumwellen bzw. P-Welle und S-Welle.
[aus<http://www.geodsz.com>].....Seite 34

[Abbildung 2.24]: Darstellung der Oberflächenwelle bzw. Love-Welle und Rayleigh-Welle. [aus <http://www.geodsz.com>].....Seite 34

[Abbildung 2.25]: Intensitäts-Skala, basierend auf der Europäischen Makroseismischen Skala 1998 (EMS-98) – Kurzfassung [aus ÖNORM B 1998-1].....Seite 35

[Abbildung 2.26]: Erdbebengefährdungskarte für das Österreichische Bundesgebiet.[aus <http://www.pexider.at>].....Seite 36

[Abbildung 3.4]: Die Druckstrebe Analogie der Ziegelwand zwischen einer Rahmen [aus Fe-
ma 356/Abbildung C7-2].....Seite 47

[Abbildung 3.6]:Empfohlene elastische Antwortspektren vom und Typ 1 für die
Baugrundklassen A bis E [ÖNORM EN 1998-1].....Seite 50

[Abbildung 3.7]:Empfohlene elastische Antwortspektren vom und Typ 2 für die
Baugrundklassen A bis E [ÖNORM EN 1998-1].....Seite 51

[Abbildung 3.8]: Vergleichende Darstellung des horizontalen elastischen Antwortspektrums
und des Bemessungsspektrums für Baugrundklasse A, $q = 1, 5$ und $a_g = 1, 0 \text{ m/s}^2$. [ÖNORM
EN 1998-1].....Seite 52

Tabellenverzeichnis

[Tabelle 2.1]: Anforderung an Mauermörtel nach DIN V 18580 bzw.DIN EN 998-2 [aus DIN 998-2].....Seite 6

[Tabelle 2.2]: K-Werte für Mauerwerk mit Normalmörtel, Dünnbettmörtel und Leichtmörtel. [ÖNORM EN 1996-1-1].....Seite 12

[Tabelle 2.3]: Werte für f_{xk1} , Bruchebene parallel zu den Lagerfugen.[ÖNORM EN 1996-1-1].....Seite 17

[Tabelle 2.4]: Werte für f_{xk2} , Bruchebene parallel zu den Lagerfugen.[ÖNORM EN 1996-1-1].....Seite 17

[Tabelle 2.5]: Werte für die Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit) f_{vk0} von Mauerwerk. [ÖNORM EN 1996-1-1].....Seite 22

[Tabelle 2.6]: Bedeutungskategorien für Hochbauten.[ÖNORM EN 1998-1].....Seite 37

[Tabelle 3.2]: Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren vom Typ1. [ÖNORM EN 1998-1].....Seite 52