Die approbierte Originalversion dieser Dissertation ist an der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt (http://www.ub.tuwien.ac.at).

The approved original version of this thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology (http://www.ub.tuwien.ac.at/englweb/).

TU
TECHNISCHE UNIVERSITÄT WIEN

DISSERTATION

Analyse von erdbebengefährdeten Bauwerken mit dem Schwerpunkt auf alten und historischen Gebäuden

Ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines Doktors der technischen Wissenschaften unter der Leitung von

Erstgutachter: O. Univ. Prof. Dipl. Ing. W. Winter
Institut für Tragwerkslehre und Ingenieurholzbau - TU Wien

Zweitgutachter: Univ. Prof. DI Dr. R. Flesch
Institut für Betonbau – TU Graz

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen
von

Dipl. Ing. Branko Rusnov
Mat. Nr. 95 27 508
1130 Wien, Lainzer Straße 80/6

Wien, im Juni 2006

VORWORT

Schon immer waren Erdbeben für mich von großem Interesse. Vor allem die Frage, warum manche Bauwerke zerstört wurden und andere, die z.B. im 3. Jhdt. vor Christi erbaut wurden wie die chinesische Mauer, noch immer stehen..

Seit meinem ersten Wienbesuch im Jahr 1988, der mich auch in die Kärtner-, Mariahilfer- und Landstraße Hauptstrasse geführt hat, drängte sich mir eine Frage auf:

Wie hoch ist der Erdbebenwiderstand von mehrgeschossigen Gründerzeithäusern, wenn aussteifende Wände teilweise im Erdgeschoss entfernt und durch Stützen ersetzt wurden?

Auf Grund meiner Ausbildung an der Technischen Hochschule in Zagreb und durch den Umstand, dass ich aus einem Land komme in dem die Erdbebensicherheit eine zentrale Rolle jedes Tragwerks darstellt, ist bei mir im Laufe der Jahre die ich als Tragwerksplaner in Wien verbracht habe der Wunsch gewachsen, mich etwas mehr mit dieser Problematik zu beschäftigen.

Ausgelöst durch die Veränderungen der Normenlage (neue Ausgabe der Erdbebennorm ÖNORM B4015-1 und ÖNORM B4015-2 als ÖNORM B4015 vom 01.06.2002) und der immer grösser werdenden Bedeutung von Dachgeschossausbauten in Wien, ist dieser Wunsch noch größer geworden und das Thema „Erdbebensicherheit" auch in Wien immer aktueller. Daher habe ich die Entscheidung getroffen meine Dissertation diesem Thema zu widmen.

Mein besondere Dank gilt meinem Erstgutachter O. Univ. Prof. Dipl. Ing. W. Winter vom Institut für Tragwerkslehre und Ingenieurholzbau der TU Wien für die zahlreichen Diskussionen über die Holzstruktur bei alten Bauwerken.

Bedanken möchte ich mich auch beim Arsenal research, besonderes für die Ermöglichung der Schwingungsmessungen für meine dynamischen Versuche an den beiden Wohnhäusern und die Unterstützung dabei. Großer Dank gebührt auch meinem Zweitgutachter Herrn Prof. Dipl. Ing. Dr. techn. Rainer Flesch der immer mit grosser Unterstüzung und Verständis zu diesem Thema hinter mir gestanden ist.

Weiters möchte ich mich bei meinen Kollegen vom Büro Dr. Hollinsky, beim Herrn Mag. Kraus (Besitzer Kölblgasse 8-10) und beim Herrn Dipl. Ing. Pfeil (Besitzer Bossigasse 30) bedanken und natürlich bei meiner Familie für ihr Verständnis für die vielen Nächte und Wochenenden an denen ich auf Grund meiner Arbeit nicht bei Ihnen sein konnte.

KURZFASSUNG

Diese Arbeit soll einen Beitrag dazu liefern, das Tragverhalten alter, bestehenden Gebäude besser verstehen zu können, und sie somit auch für die nächste Generation nutz- und erhaltbar zu machen. Die Problematik bei diesen Gebäuden, die typischerweise als Ziegelbauwerke ausgeführt wurden, liegt darin, dass sie großteils keine steifen Decken besitzen und durch Erdbeben sehr gefährdet sind.

Ziel dieser Arbeit ist die Abschätzung und Beurteilung der Erdbebensicherheit, der Sanierungsmöglichkeiten und Sanierungsmethoden im Hinblick einer Verbesserung des Erdbebenwiderstandes, sowie allen erforderlichen Vorarbeiten zur Problemanalyse und Problemlösung.

In dieser Arbeit werden Vorschläge und Methoden aufgelistet, um die Erdbebengefahr zu indentifizieren und eine generelle Aussage zur Erdbebensicherheit der Bauwerke zu treffen. Weiters soll das Verständis für alte Bausubstanz gefördert und mit dem vorgeschlagenen Formular eine Erstbeurteilung bestehender Gebäude ermöglicht werden.

ABSTRACT

This thesis is a contribution to the understanding of the construction of old buildings, so they can be made appropriable and preservable for future generations. The problems with buildings like these, typically made of bricks, are the lack of rigid structural slabs and the high earthquake hazard.

The aim of the thesis is the appraisal und assessment of the earthquake safety, possibilities and methods of renovation regarding the improvement of the earthquake resistance as well as all the required work for analysing and solving the problems.

In this thesis suggestions are made and methods are listed how to identify earthquake hazard and make a statement about earthquake safety of buildings.

Further on, the understanding of old structures should be enhanced and with the developed form an evaluation of existing buildings is made possible.

INHALTSÜBERSICHT

VORWORT I

KURZFASSUNG II

ABSTRACT III

INHALTSÜBERSICHT IV

INHALTSVERZEICHNIS V

1 EINLEITUNG 1

2 ALLGEMEINES 2

3 ERDBEBENNORMUNG 42

4 VERSTÄRKUNGSMASSNAHMEN 94

5 DYNAMISCHE IN – SITU VERSUCHE 146

6 VERGLEICHSRECHUNGEN (FINITE ELEMENTE) 171

7 ERGEBNISSE UND INTERPRETATION 187

8 ZUSAMMENFASSUNG 189

9 LITERATURVERZEICHNIS 192

10 ABBILDUNGSVERZEICHNIS 194

INHALTSVERZEICHNIS

VORWORT I

KURZFASSUNG II

ABSTRACT III

INHALTSÜBERSICHT IV

INHALTSVERZEICHNIS V

1 EINLEITUNG 1

2 ALLGEMEINES 2

2.1 ERDBEBEN - GRUNDLAGEN 2

2.1.1 PLATTENTEKTONIK 2

2.1.2 PLATTENTEKTONIK IN EUROPA 3

2.1.3 AUSBREITUNG VON ERDBEBENWELLEN 4

2.2 KENNGRÖSSEN VON ERDBEBEN 6

2.2.1 EPIZENTRUM UND HYPOZENTRUM 6

2.2.2 MAGNITUDE 7

2.2.3 INTENSITÄT 8

2.3 ERFASSUNG DER ERDBEBENGEFAHR 8

2.4 ERDBEBENEINWIRKUNG AUF MAUERWERKSBAUTEN 10

2.4.1 EINLEITUNG 10

2.4.2 EINWIRKUNG DER ERDBEBENLASTEN AUF EINZELNE WÄNDE 11

2.4.3 EINWIRKUNG DER ERDBEBENLASTEN AUF DAS GESAMTTRAGWERK 12

2.5 SCHÄDEN AN MAUERWERKSBAUTEN 14

2.5.1 KLASSIFIZIERUNG DER SCHADENSANFÄLLIGKEIT VON BAUWERKEN NACH DER EMS-98 ... 14

2.5.2 SCHÄDEN ZUFOLGE BELASTUNG IN DER WANDEBENE ... 14

2.5.2.1 Schubversagen ... 15

2.5.2.2 Reibungsversagen ... 15

2.5.2.3 Biegeversagen ... 16

2.5.3 SCHÄDEN ZUFOLGE BELASTUNG SENKRECHT ZUR WANDEBENE ... 17

2.5.4 SCHÄDEN AN MIT MAUERWERKEN AUSGEFACHTEN RAHMENTRAGWERKEN ... 18

2.5.5 SCHÄDEN BEI GEMISCHTEN TRAGSYSTEMEN ... 20

2.6 KONZEPTIONELLE ENTWURFSGRUNDSÄTZE 21

2.6.1 ALLGEMEINE ENTWURFSGRUNDSÄTZE ... 21

2.6.1.1 Einleitung ... 21

2.6.1.2 Grund- und Aufrissgestaltung ... 22

2.6.1.3 Entwurfsmethodik ... 25

2.6.2 BESONDERE KONSTRUKTIVE HINWEISE ... 26

2.6.3 EINGEFASSTE MAUERWERKE ... 32

2.6.4 BEWEHRTE MAUERWERKE ... 34

2.6.5 AUSSTEIFUNG DURCH STAHLBETONWÄNDE ... 36

2.7 STRATEGIEN FÜR DIE VERBESSERUNG DER ERDBEBENSICHERHEIT BESTEHENDER BAUWERKE 36

2.7.1 PRINZIPIELLE VERBESSERUNGSGRUNDSÄTZE ... 36

2.7.1.1 Einleitung ... 36

2.7.1.2 Verbesserung der Erdbebensicherheit durch Änderung des Tragwiderstandes und der Duktilität [14] ... 37

2.7.1.3 Verbesserung der Erdbebensicherheit durch Änderung der Steifigkeit und des Tragwiderstandes [1] ... 38

2.7.1.4 Verbesserung der Erdbebensicherheit durch Änderung der Dämpfung [1] .. 39

2.7.2 VERBESSERUNGSMASSNAHMEN ZUR ERHÖHUNG DER ERDBEBENSICHERHEIT BEI BESTEHENDEN MAUERWERKSBAUTEN ... 40

2.7.2.1 Verstärkung von schwachen Geschossen ... 40

2.7.2.2 Nachträglicher Einbau von Schubsteifen Decken ... 40

2.7.2.3 Nachträglicher Einbau von durchgehenden Stahlbetonwänden 40
2.7.2.4 Massnahmen bei nicht tragenden Bauteilen..... 40
2.7.2.5 Seismische Isolation 41
2.7.2.6 Nutzungsänderung..... 41

3 ERDBEBENNORMUNG 42

3.1 GESCHICHTLICHE ENTWICKLUNG EC 8 & ÖNORM B 4015 42

3.2 VERGLEICH EC 8 - ÖNORM B 4015 43

3.2.1 SEISMISCHE ZONEN 43

3.2.1.1 EC 8..... 43
3.2.1.2 ÖN B4015..... 44

3.2.2 DIE KLASSIFIZIERUNG DES BAUGRUNDES 47

3.2.2.1 EC 8..... 47
3.2.2.2 ÖN B4015..... 50

3.2.3 BAUWERKSKLASSEN - GEBÄUDEKATEGORIEN 51

3.2.3.1 EC 8..... 51
3.2.3.2 ÖN B4015..... 52

3.2.4 GESCHOSSVERSCHIEBUNGEN..... 53

3.2.4.1 EC 8..... 53
3.2.4.2 ÖN B4015..... 53

3.2.5 NACHWEISVERFAHREN..... 54

3.2.5.1 EC - Antwortspektren..... 55
3.2.5.2 EC - Modales Antwortspektrenverfahren..... 57
3.2.5.3 ÖN B4015..... 61
3.2.5.4 ÖN B4015 - Methode K (kosntruktive Grundregeln) 63
3.2.5.5 ÖN B4015 - Methode Q – Quasistatische Methode..... 64
3.2.5.6 Musterbeispiel..... 67
3.2.5.7 ÖN B4015 - Antwortspektrenmethode..... 75

3.2.6 MAUERWERKSBAUTEN 77

3.2.6.1 EC 8..... 77
3.2.6.2 ÖN B4015..... 83

3.3 FORMULAR – DIE BEURTEILUNG DES GEBÄUDESZUSTANDES 85

3.3.1 FORMULAR ... 87

4 VERSTÄRKUNGSMASSNAHMEN 94

4.1 EINLEITUNG 94

4.1.1 VERSUCHSPROGRAMM ... 96

4.1.2 PROBEKÖRPER ... 96

4.2 FALL 1 - ZIEGELWAND 97

4.2.1 ZIEGEL- UND MÖRTELFESTIGKEITEN ... 98

4.2.2 VERSUCHSDURCHFÜHRUNG ... 98

4.2.3 FALL 1 – DIAGRAMM (RECHNERISCHE ERGEBNISSE) ... 100

4.2.4 RECHNERISCHE NACHWEISE NACH B 3350 FÜR N_{SD}=50,100,150 KN ... 101

4.3 FALL 2 – ZIEGELMAUERWERK MIT VERSCHMATZUNG 109

4.3.1 MODELLDATEN ... 109

4.3.2 MÖRTEL- UND BETONFESTIGKEIT ... 111

4.3.3 VERSUCHSDURCHFÜHRUNG ... 112

4.3.4 RECHNERISCHER NACHWEIS ... 113

4.3.5 RECHNERISCHE NACHWEISE - ERGEBNISSE FÜR N_{SD}=50,100,150 KN 115

4.4 FALL 3 – ZIEGELMAUERWERK MIT VORSATZSCHALE 121

4.4.1 MODELLDATEN ... 121

4.4.2 MÖRTELFESTIGKEIT UND BETONFESTIGKEIT ... 122

4.4.3 VERSUCHDURCHFÜHRUNG ... 123

4.4.4 RECHNERISCHER NACHWEIS ANALOG WIE BEI FALL 2 ... 124

4.5 VERGLEICH DER MODELLE 130

4.5.1 VERGLEICH – FALL2 (RECHNERISCH-IN SITU) ... 130

4.5.2 VERGLEICH – FALL3 (RECHNERISCH-IN SITU) ... 131

4.5.3 DISKUSSION DER SANIERUNGSMÖGLICHKETIEN ... 132

4.6 WEITERE SANIERUNGSVORSCHLÄGE UND DETAILS 134

4.6.1 INJEKTIONEN DER RISSE - WANDVERFESTIGUNG 135
4.6.2 ECKVERSTÄRKUNG – WANDVERFESTIGUNG 136
4.6.3 TORKRET - WANDVERFESTIGUNG 137
4.6.4 STB-PLOMBEN (KÖRBE) – WANDVERFESTIGUNG 138
4.6.5 NEUE VERBINDUNGEN ZWISCHEN WÄNDEN UND DECKEN 140
4.6.6 CFK VERSTÄRKUNG 145

5 DYNAMISCHE IN – SITU VERSUCHE 146
5.1 EINLEITUNG 146
5.1.1 GERÄTEBESSCHREIBUNG 147
5.1.2 VERSUCHSBESCHREIBUNG 150
5.2 GEBÄUDE 1140 WIEN, KÖLBLGASSE 8 152
5.2.1 GEBÄUDEBESCHREIBUNG 152
5.2.2 ERDBEBENMODELL 152
5.2.3 GRUNDRISSE 154
5.2.4 VERSUCHSABLAUF 159
5.2.5 VERSUCHSAUSWERTUNG 161
5.3 GEBÄUDE 1130 WIEN; BOSSIGASSE 30 164
5.3.1 GEBÄUDEBESCHREIBUNG 164
5.3.1.1 GRUNDRISSE 164
5.3.2 VERSUCHSABLAUF 168
5.3.3 VERSUCHSAUSWERTUNG 168

6 VERGLEICHSRECHUNGEN (FINITE ELEMENTE) 171
6.1 EINLEITUNG 171
6.2 GEBÄUDE 1140 WIEN; KÖLBLGASSE 8 172
6.2.1 GEBÄUDEMODELLIERUNG 172
6.2.2 ERGEBNISSAUSWERTUNG 173

6.3 GEBÄUDE 1130 WIEN; BOSSIGASSE 30 181

6.3.1 GEBÄUDEMODELLIERUNG 181

6.3.2 ERGEBNISSAUSWERTUNG 183

7 ERGEBNISSE UND INTERPRETATION 187

7.1 VERGLEICH UND INTERPRETATION DER ERGEBNISSE 187

8 ZUSAMMENFASSUNG 189

9 LITERATURVERZEICHNIS 192

10 ABBILDUNGSVERZEICHNIS 194

1 EINLEITUNG

Das einzige von Menschen errichtete und vom Mond aus sichtbare Bauwerk ist die Chinesische Mauer. Das 6.000 km lange Bauwerk ist ein Symbol des Erdbebenwiderstandes.

Abbildung 1: Die Chinesische Mauer

Für das Verständnis von Erdbebenwirkungen auf Gebäude sind Grundkenntnisse über die Dynamik erforderlich. Aufgrund dessen werden im ersten Teil dieser Arbeit in klarer und kurzer Form verschiedene für Erdbeben charakteristische Wirkungen erläutert.

Beim Entwerfen von neuen Gebäuden ist es bei einer guten Zusammenarbeit mit dem Architekten immer einfach schon in der Vorentwurfphase ein geeignetes Tragwerkskonzept zu entwickeln und einen ausreichenden Erdbebenwiderstand herbeizuführen. Leider ist dies bei bestehenden Gebäuden nicht möglich. Daher gilt es sich die Frage zustellen, ob die bestehende Substanz bei einer Belastung durch ein Erdbeben einen ausreichenden Widerstand entgegensetzen kann bzw. welche Maßnahmen notwendig sind um ein umgebautes Bauwerk erdbebensicher zu machen. Die Frage wird durch die Wahl der geeigneten Sanierungsmethode und deren Umfänge bzw. ob Schwingungsmessungen vor dem Umbau (Änderungen in tragender Hauptstruktur- z.B. Aufstockung und Umbau, besonders im Erdgeschoss) unbedingt erforderlich sind oder eine herkömmliche Berechnung und Erdbebenanalyse ausreicht, noch interessanter.

2 ALLGEMEINES

2.1 ERDBEBEN - GRUNDLAGEN

2.1.1 PLATTENTEKTONIK

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

Die aktivste Erdbebenzone der Erde zieht sich rund um die Pazifische Platte und erzeugt über 90% der weltweit freigesetzten Erdbebenenergie (Abbildung 2).*[1]*

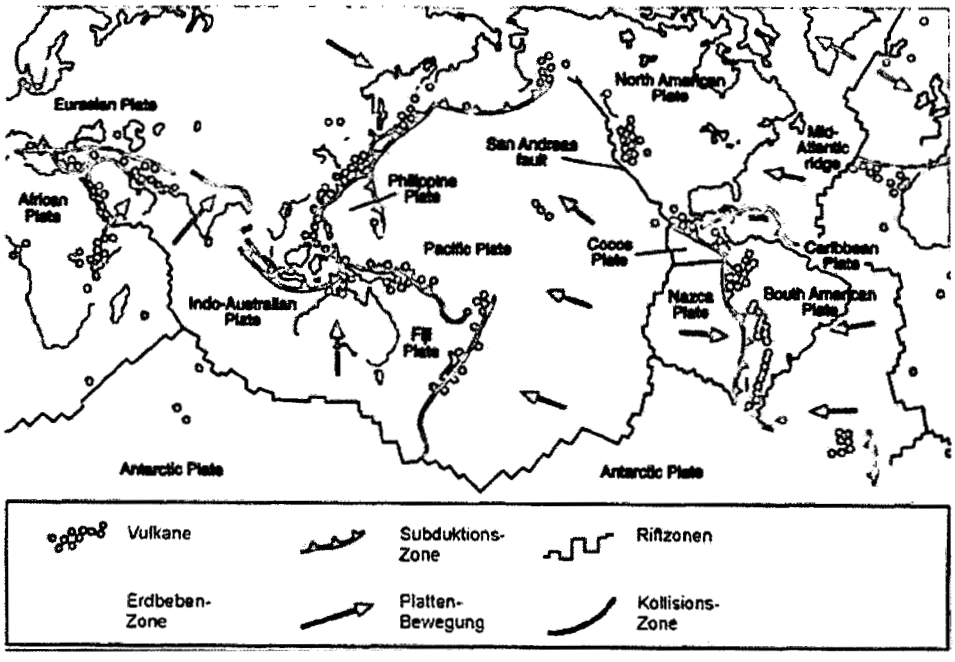


Abbildung 2: Größe und Bewegungsrichtung der Platten und erdbebengefährdeten Gebiete der Erde [1]

2.1.2 PLATTENTEKTONIK IN EUROPA

Die erdbebenaktive Zone in Europa befindet sich in der Grenzzone zwischen der Eurasischen und der Afrikanischen Platte. Sie zieht sich von der Türkei über den Balkan und Italien bis nach Gibraltar (Abbildung 3). Die seismische Aktivität dieser Zone (Obergrenze: ca. Magnitude 7,5) ist geringer als jene des pazifischen Raumes (Obergrenze: ca. Magnitude 9).

Für die Mittelmeerzone ist es sehr schwierig, den genauen Verlauf der Plattengrenze festzulegen. Es ist sicher auch so, dass zwischen den beiden großen Platten noch kleinere Bruchstücke der Platten vorhanden sind, die für den ganzen Bewegungsvorgang eine (zum Teil ausgleichende) Rolle spielen. Es gibt neben den Erdbeben-Zonen unmittelbar an den Plattenrändern auch seismisch aktive Gebiete, die nicht direkt irgendwelchen Plattenrändern zugeordnet werden können. *[1]*

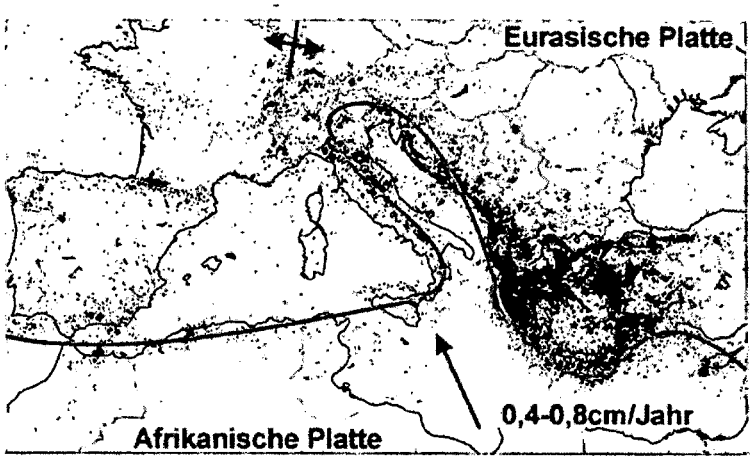


Abbildung 3: Erfasste Epizentren von Erdbeben in Europa, ungefährer Verlauf der Plattengrenze zwischen der Eurasischen und der Afrikanischen Platte sowie Richtung und Driftgeschwindigkeit der Afrikanischen Platte relativ zur Eurasischen (Driftzone) [1]

2.1.3 AUSBREITUNG VON ERDBEBENWELLEN

Es wird entsprechend ihrem Ausbreitungsweg grundsätzlich zwischen Raum- und Oberflächenwellen unterschieden. Raumwellen pflanzen sich durch das Erdinnere fort. Je nach Schwingungsrichtung treten Raumwellen entweder als Kompressionswellen (P - primär) oder als Scherwellen (S - sekundär) auf (Abbildung 4).

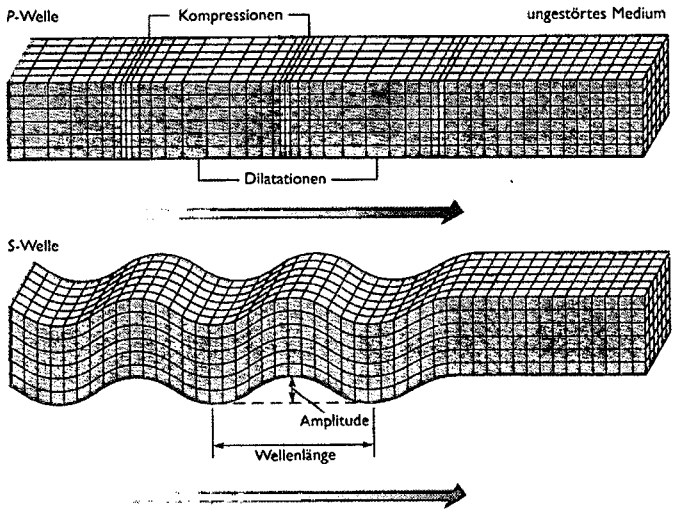


Abbildung 4: Ausbreitung der P-(Primär) und S- (Sekundär) Wellen [2]

In den meisten Fällen wird bei tektonischen Beben der Hauptanteil der Energie in Form von P-Wellen abgestrahlt. Im elastischen Gestein entstehen auch S-Wellen (Sekundärwellen), die durch Abscheren und Biegung des Materials hervorgerufen werden.

Bei S-Wellen bewegen sich die Gesteinspartikel quer zur Fortpflanzungsrichtung, wobei eine Bewegung sowohl in einer horizontalen (SH-Wellen) als auch in einer vertikalen Ebene (SV-Wellen) möglich ist. Die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der S-Wellen ist geringer als jene der P-Wellen. Bei den meist kleineren Beben in Mitteleuropa sind die Scherwellen für Bauwerksschäden verantwortlich. *[3]*

Beim Erreichen der freien Erdoberfläche können aus P- und S-Wellen durch Reflexion und/oder Refraktion (Brechung) andere seismische Wellen (Oberflächenwellen) entstehen. Die bedeutendsten dieser Wellen nennt man Rayleigh- und Love-Wellen. Diese Wellen werden bei Erdbeben mit geringer Herdtiefe beobachtet und breiten sich mit relativ geringer Geschwindigkeit entlang der Erdoberfläche aus (Abbildung 5).

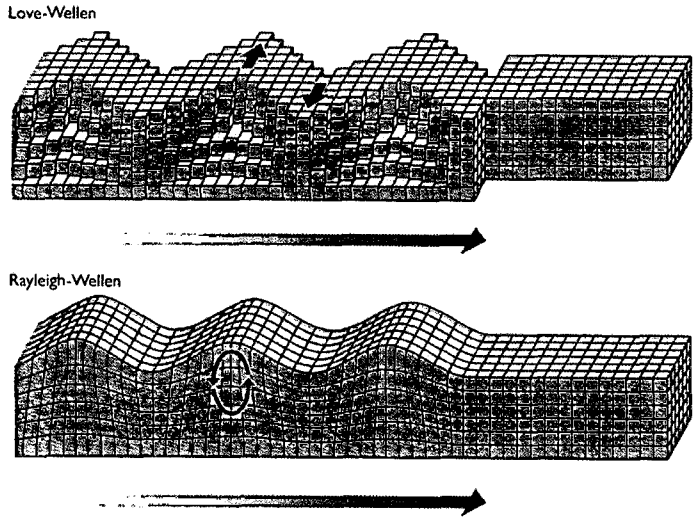


Abbildung 5: Ausbreitung der Love- und Rayleigh-Wellen [2]

Love-Wellen verformen das Gestein, ähnlich wie eine SH-Welle, auf der horizontalen Ebene im rechten Winkel zur Fortpflanzungsrichtung (Abbildung 5, oben). Love-Wellen erzeugen keine vertikalen Bodenbewegungen. Sie verfügen über große Amplituden und können größere Schäden anrichten. Rayleigh-Wellen werden durch sich vorwärts, aufwärts, rückwärts und abwärts bewegende Gesteinspartikel ausgelöst und beschreiben dabei elliptische Bahnen auf einer vertikalen Fläche, auf der sich die Welle fortpflanzt (Abbildung 5, unten). Rayleigh-Wellen verursachen eine geringere Horizontalverschiebung an der Erdoberfläche als Love-Wellen, deswegen ist ihre Einwirkung auf das Gebäude nicht so zerstörerisch.

Oberflächenwellen sind in einem niedrigen Frequenzband zu finden (0,1 - 0,3 Hz), was in vielen Fällen auch den Eigenfrequenzen von Gebäuden entspricht. Die Oberflächenwellen kommen bei den meist kleineren Beben in Mitteleuropa nicht zur vollen Ausbildung. *[3]*

2.2 KENNGRÖSSEN VON ERDBEBEN

Nachfolgend werden einige Begriffe erklärt, die in der Seismologie zur Beschreibung eines Erdbebenherdes gebräuchlich sind.

2.2.1 EPIZENTRUM UND HYPOZENTRUM

Der Erdbebenherd im Erdinneren wird theoretisch als eine punktförmige Quelle angesehen und Hypozentrum genannt. Er wird mittels instrumenteller Aufzeichnungen ermittelt. In Wirklichkeit besitzt der Erdbebenherd immer eine flächenhafte Ausdehnung (etwa zehn Meter für ein Erdbeben der Magnitude 3 bis zu mehreren hundert Kilometern für ein Erdbeben der Magnitude 9). Das instrumentell bestimmte Hypozentrum als Ausgangspunkt des Bruchvorgangs liegt meist nicht im Mittelpunkt der Bruchfläche. *[1]*

Als Epizentrum bezeichnet man jenen Ort an der Erdoberfläche, welcher senkrecht über dem Erdbebenherd steht. Im Epizentrum starker Erdbeben sind meist auch die größten Schäden zu verzeichnen (Abbildung 6).

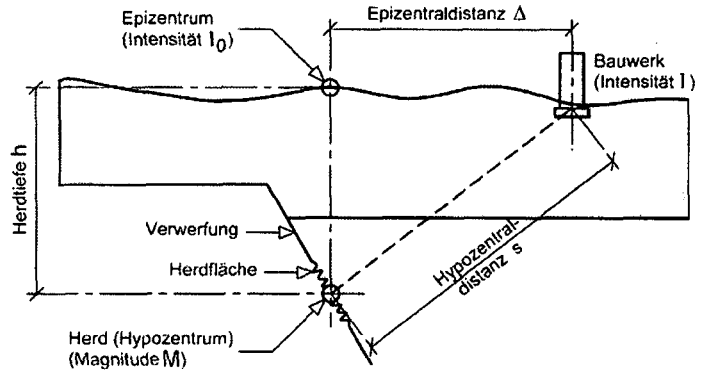


Abbildung 6: Prinzipielle Darstellung eines Herdgebietes [1]

Es sind seismische Aufzeichnungen (Seismogramme) von mindestens 3 Stationen notwendig, um die Koordinaten und die Tiefe eines Erdbebenherdes zu bestimmen. Neben der Lage der Stationen und der Ablesegenauigkeit ist die Kenntnis der Struktur des Untergrundes für die Genauigkeit der ermittelten Daten wichtig.

Im Alpengebiet sind ist Herdtiefen von maximal 15-20 km zu erwarten. Somit sind solche Beben oberflächennahen Erdbeben (bis 30 km Tiefe) zuzuordnen.

In Gebieten, wo auf Grund großräumiger tektonischer Verschiebungen Teile der kalten, bruchfähigen Erdkruste ins Erdinnere abtauchen (z.B. Japan, Fidji- Tonga Graben) sind maximale Herdtiefen von bis zu 700 km möglich. *[1]*

2.2.2 MAGNITUDE

Die Stärke eines Erdbebens wird mittels der Magnituden-Skala (auch Richter-Skala genannt) angegeben. Die Magnitude wird aus der maximalen Bodenbewegung berechnet und ist ein logarithmisches Maß für die im Erdbebenherd freigesetzte Energie. Das bedeutet, dass eine Magnitudenstufe etwa einer Änderung der Energie um den Faktor 32 entspricht. Damit wird vergleichsweise bei einem Weltbeben der Magnitude 8 ungefähr eine Million mal mehr (seismische) Energie freigesetzt als bei einem leichten (immer noch spürbaren) Erdbeben der Magnitude 4. Es wird somit klar, dass selbst eine größere Anzahl von kleinen Erdbeben nicht die Rolle eines einzigen starken Erdbebens beim Spannungsabbau in der Erdkruste ersetzen und so dieses verhindern kann. Das Auftreten kleiner Erdbeben ist daher eher als Indiz für Ort und Wahrscheinlichkeit eines größeren Erdbebens zu werten als für einen wesentlichen Abbau von Spannungen.

Stärke			Bodenbewegung			Auswirkungen
Erdbeben-Klasse	M [ML]	Energie [Joule]	a [%g]	v [cm/s]	d [cm]	Epizentral-*Intensität* und maximale Wirkung (EMS-98)
sehr schwach	2	10^7	0,1	0,01	0,1	I nicht fühlbar
schwach	3	10^9		0,1		II kaum bemerkbar
leicht	4	10^{11}	1	1	1	III schwach
mittel	5	10^{13}	10	10	10	IV deutlich
stark	6	10^{15}	100	100	100	V stark
schwer	7	10^{17}				VI leichte Schäden
gross	8					VII Gebäudeschäden
						VIII schwere Gebäudeschäden
						IX zerstörend
						X sehr zerstörend
						XI verwüstend
						XII vollständig verwüstend

Tabelle 1 : Physikalische Messgrößen von Erdbeben bei einem Beben mit der Herdtiefe von 10-15 km. Die Parameter der Bodenbewegungen sind Maximalbeträge
Abkürzungen: M: Magnitude, a: Beschleunigung, v: Geschwindigkeit, d: Verschiebung, g: Erdbeschleunigung [1]

In Tabelle 1 ist der empirische Zusammenhang zwischen der Magnitude und anderen physikalischen Größen aufgrund von weltweit beobachteten und gemittelten Daten

näherungsweise dargestellt. Die Parameter der Bodenbewegung sind jeweils als Maximalwerte zu verstehen. *[1]*

2.2.3 INTENSITÄT

Erdbeben werden mit Hilfe von verschiedenen Intensitäts-Skalen und der Beschreibungen der beobachteten Auswirkungen bzw. Schäden systematisch klassifiziert.

In Europa ist in den meisten Ländern die 1998 eingeführte zwölfstufige EMS-98 Skala (European Macroseismic Scale) in Gebrauch. In den USA ist die ebenfalls zwölfstufige MM-Skala (Modified Mercalli) und in Japan die siebenstufige JMA-Skala (Japan Meteorological Agency) in Verwendung.

Ein nicht ganz unwichtiger Aspekt ist die Tatsache, dass die Skalen auch auf bestimmte typische Bauweisen in einem Land zugeschnitten sind und sich daher schlecht vergleichen lassen.

Der Schaden, der durch ein Beben verursacht wird, hängt auch von der Dauer des Bebens ab. Diese Tatsache wird meist unterschätzt. Die Dauer hängt hauptsächlich von der Magnitude des Erdbebens und der Entfernung vom Erdbebenherd ab und beträgt in der Regel bei Magnitude 3 wenige Sekunden und bei einem mittelstarken Erdbeben der Magnitude 5 höchstens zwanzig bis dreißig Sekunden. *[1]*

2.3 ERFASSUNG DER ERDBEBENGEFAHR

Erdbebenkarten werden nach den in einer Region zu erwartenden horizontalen Bodenbeschleunigungen erstellt. Die Erdbebenzonen werden makroseismisch durch die Auswertung aller geschichtlich bekannten und gut beobachteten Erdbeben hinsichtlich ihrer Wirkungen festgelegt. Für die kartenmäßige Festlegung ist dabei der Grundsatz maßgebend, dass die zu erwartenden zukünftigen Erdbeben mindestens die gleiche Intensität erreichen können wie das stärkste der bisher stattgefundenen. Die Abgrenzungen der Erdbebenzonen sind daher sehr ungenau. Beispielhaft sind in Abbildung 7 die Isolinien der effektiven horizontalen Bodenbeschleunigung in m/s^2 in Österreich angegeben.

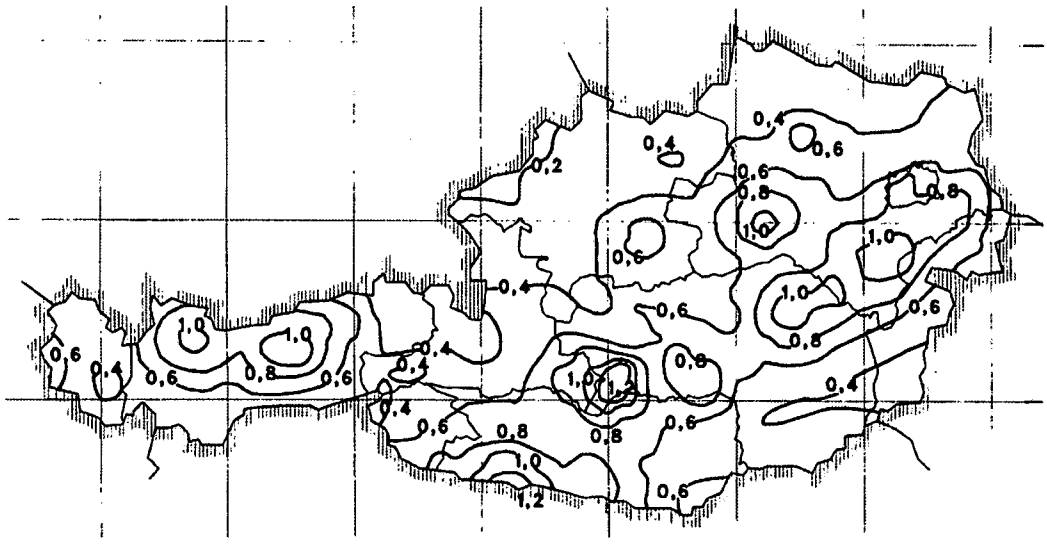


Abbildung 7: Isolinien der efferktiven horizontalen Beschleunigung in m/s² in Österreich

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

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

Negativ können sich auch Hanglagen, Gleithänge und künstliche Auffüllungen auswirken. Diese sog. Mikrozonierung ist nicht flächendeckend bekannt und sollte für jede Situation gesondert untersucht werden. Für den Fall einer Gefährdung können Gegenmaßnahmen wie Verfestigung durch Injektionen oder Pfahlfundierung erforderlich sein. *[5]*

2.4 ERDBEBENEINWIRKUNG AUF MAUERWERKSBAUTEN

2.4.1 EINLEITUNG

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

Hinsichtlich horizontaler Beanspruchung besitzen solche Bauwerke große Steifigkeiten. Die Vor- und Nachteile von Tragwerken mit großer Steifigkeit sind in Tabelle 2 angeführt.

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

Tabelle 2: Vor und Nachteile von Tragwerken mit großer Steifigkeit [4]

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

Anderseits sind unbewehrte Mauerwerkswände spröde und zeigen eine verhältnismäßig geringe Energiedissipation und geringe Duktilität.

2.4.2 EINWIRKUNG DER ERDBEBENLASTEN AUF EINZELNE WÄNDE

Die seismischen Bewegungen rufen Trägheitskräfte, hauptsächlich in den Decken und Dachebenen hervor. Diese Kräfte müssen über die aussteifenden Wände übertragen werden.

Es wird dabei zwischen horizontaler Beanspruchung parallel zur Wandebene (starke Richtung, großer Widerstand) und senkrecht dazu (schwache Richtung, kaum Widerstand gegen umkippende Kräfte) unterschieden (Abbildung 8).

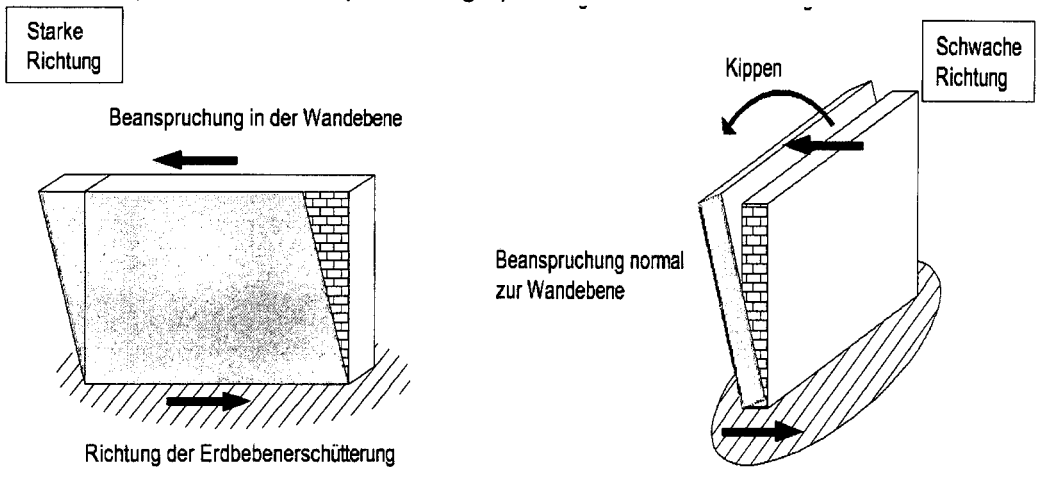


Abbildung 8: Belastung der Wand parallel zur Wandebene (links) und senkrecht dazu (rechts) [20]

Beim Fehlen einer schubsteifen Decke oder eines Ringbalkens wird durch eine kraftschlüssige Eckverbindung zwischen zwei Wänden ein Umkippen derjenigen Wand verhindert, die senkrecht zu ihrer Ebene belastet wird (Abbildung 9).

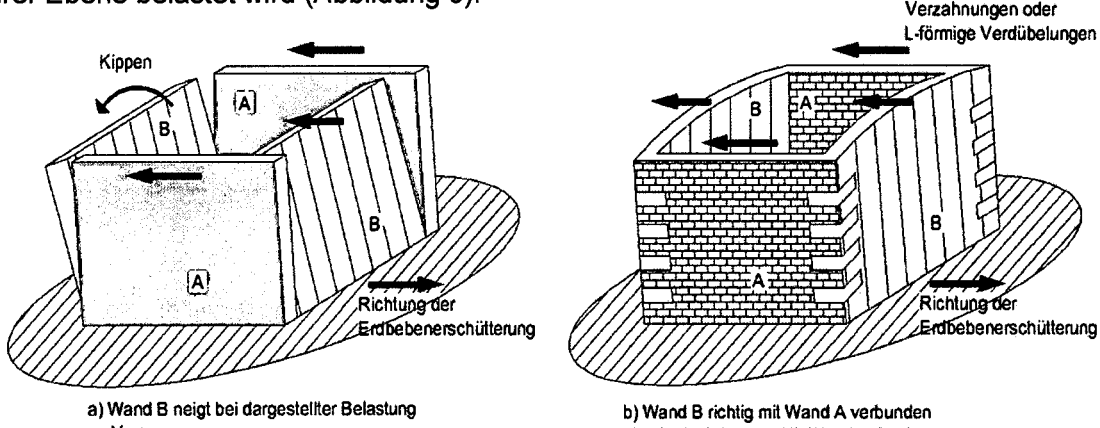


Abbildung 9: Wichtigkeit einer kraftschlüssigen Eckverbindung zwischen zwei Wänden bei fehlender Schubsteifen Decke oder Ringbalken [20]

Dabei ist zu beachten, dass die Längen der abgestützten Wände begrenzt werden müssen (Abbildung 10).

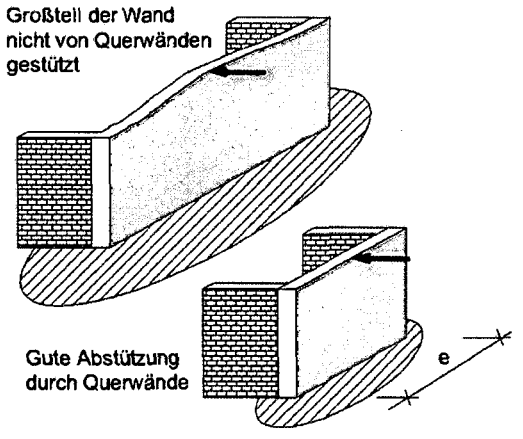


Abbildung 10: Begrenzung der Wandlängen ohne seitliche Unterstützung [20]

Wenn die Wände nicht durchgehend ausgebildet und in kleinen Abständen durch seitliche Wände abgestützt werden können, ist ein Zusammenhalten der Wände durch schubsteife Decken oder durch Ringbalken (am besten mehrmals entlang der Geschoßhöhe ausgeführt) unvermeidlich.

2.4.3 EINWIRKUNG DER ERDBEBENLASTEN AUF DAS GESAMTTRAGWERK

Nun betrachten wir den Kräfteverlauf für ein mehrgeschossiges Tragwerk mit einer schubsteifen Decke. In den Abbildungen 11 und 12 werden vereinfacht die prinzipielle Lasteinwirkung auf eine Tragkonstruktion im Erdbebenfall und der Kräftefluss zwischen den einzelnen Elementen des Tragwerkes dargestellt.

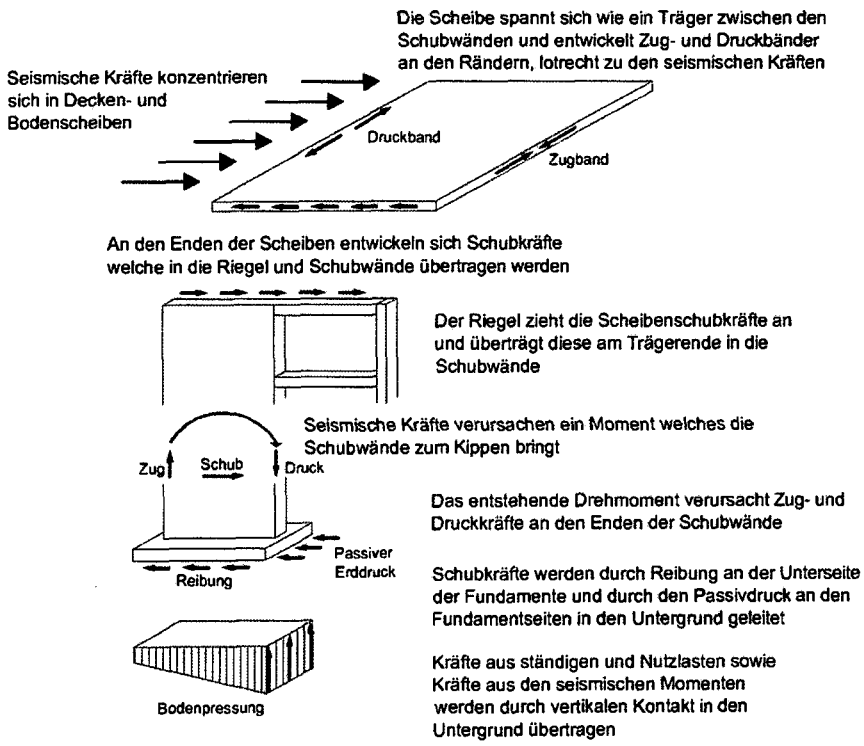


Abbildung 11: Erdbebeneinwirkung auf ein Tragwerk [20]

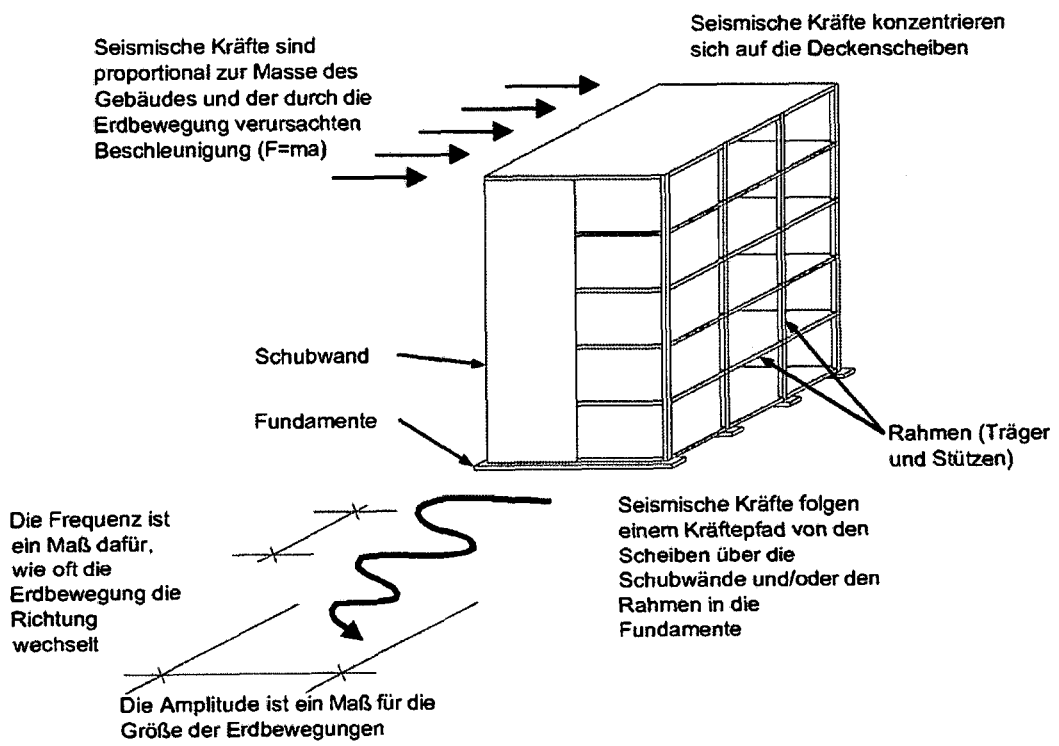


Abbildung 12: Kräftefluss zwischen den einzelnen Elementen des Tragwerkes [20]

2.5 SCHÄDEN AN MAUERWERKSBAUTEN

2.5.1 KLASSIFIZIERUNG DER SCHADENSANFÄLLIGKEIT VON BAUWERKEN NACH DER EMS-98

Nach EMS-98 (Europäische Makroseismische Skala) ist die Schadensanfälligkeit von Mauerwerksbauten im Vergleich zu anderen Gebäudetypen in Abbildung 13 dargestellt. Es wird erkennbar, dass die Schadensanfälligkeit von Mauerwerksbauten durch die richtige Bauweise gesenkt werden kann. Darauf wird im Rahmen dieser Arbeit später eingegangen.

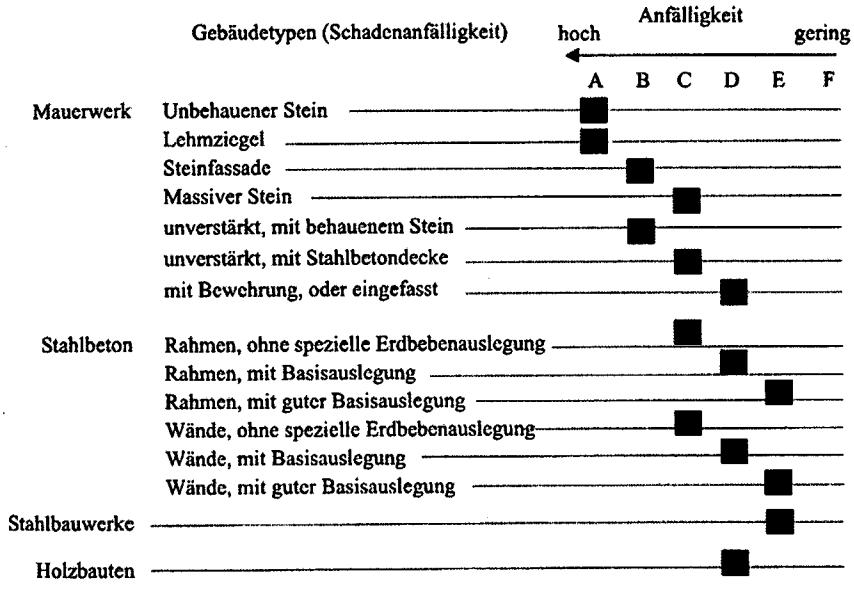


Abbildung 13: Schadensanfälligkeit von Mauerwerksbauten im Vergleich zu anderen Gebäudetypen nach EMS-98

2.5.2 SCHÄDEN ZUFOLGE BELASTUNG IN DER WANDEBENE

Die Versagensarten sind abhängig von den Verhältnissen zwischen Horizontal- und Vertikallasten sowie Höhe und Länge der Mauerwerksscheiben.

2.5.2.1 SCHUBVERSAGEN

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

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

Der typische Rissverlauf wird in Abbildung 14 dargestellt. *[6]*

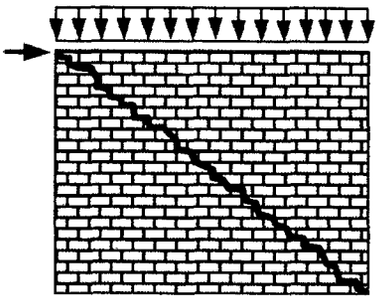


Abbildung 14: Schubversagen und typischer Rissverlauf im Mauerwerk [6]

2.5.2.2 REIBUNGSVERSAGEN

Bei einer (im Vergleich zu horizontalen Lasten) geringer Vertikallast findet ein horizontales Gleiten entlang einer Lagerfuge statt. Der typische Rissverlauf wird in Abbildung 15 dargestellt.

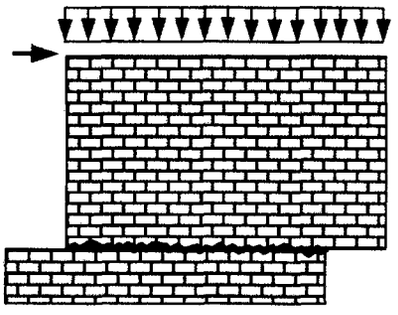


Abbildung 15: Reibungsversagen und typischer Rissverlauf im Mauerwerk [6]

2.5.2.3 BIEGEVERSAGEN

Diese Versagensart tritt vorzugsweise bei schlanken Wandscheiben auf. Grund ist das Querzugversagen der gedrückten Mauersteine und Fugen im Auflagerbereich. Diese Versagensform weist ein duktiles Verhalten auf, welches aber mit zunehmender Vertikallast abnimmt. *[6]*

Der typische Rissverlauf wird in Abbildung 16 dargestellt.

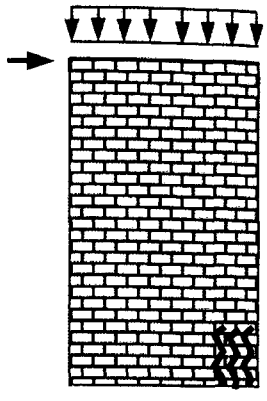


Abbildung 16: Biegeversagen und typischer Rissverlauf im Mauerwerk [6]

Aufgrund wechselnder Belastungsrichtung im Erdbebenfall bilden sich die vorgestellten Versagensarten in beide Richtungen aus. Dies führt bei einem Schubversagen zum typischen Kreuzriss.

Das Gesamtversagen einer Mauerwerksscheibe ist meistens eine Kombination aus den beschriebenen Versagensarten.

Die Mauerwerksscheibe verhält sich aufgrund geometrischer Anordnung und verwendeter Materialkomponenten anisotrop und nichtlinear. Es sind schon viele Schubversuche durchgeführt worden, um das Bruchbild mit der Bruchlast sowie das Last-Verformungsverhalten von Mauerwerkswänden zu bestimmen werden. *[6]*

Informationen zur numerischen Simulation von Mauerwerkswänden wird in *[6]* gegeben.

Ein Überblick über den Stand der Forschung zum Erdbebentragverhalten von unbewehrtem Mauerwerk wird in *[8]* gegeben.

Es soll allerdings prinzipiell festgehalten werden, dass die üblichen, statisch-zyklischen Schubversuche zur Untersuchung des Erdbebentragverhaltens nur bedingt geeignet sind. Es kann damit zwar das Bruchbild mit der Bruchlast sowie das Last-Verformungsverhalten

bestimmt werden, es fehlt jedoch die Erfassung und Beschreibung des Zusammenwirkens von Einwirkung auf der einen Seite und Bauteilverhalten mit Steifigkeitsänderungen und entsprechenden Lastreduktion auf der anderen Seite. *[8]*

„Für die praktische Berechnung darf die ungerissene, elastische Steifigkeit oder, besser und realistischer, die gerissene Steifigkeit verwendet werden, um den Einfluss der Rissbildung auf die Verformungen zu berücksichtigen und die Neigung des ansteigenden Astes eines bilinearen Kraftverformungsmodells des tragenden Bauteils besser anzunähern. Falls eine genaue, durch nachvollziehbare Berechnungen untermauerte Bestimmung der Steifigkeitseigenschaften nicht vorliegt, darf die gerissene Biege- und Schubsteifigkeit als die Hälfte der elastischen Steifigkeit des ungerissenen Bruttoquerschnitts angesetzt werden." [8]

Auf Grund des guten Haftverbunds zwischen Ziegel und Mörtel und der hohen Steinfestigkeit bieten Schubwände aus Ziegelmauerwerk Vorteile gegenüber anderen Bauweisen, die entweder deutlich geringere Schubfestigkeiten und/oder geringere Konstruktionsdicken aufweisen. *[10]*

Damit in Gebieten mit mittlerer und hoher Erdbebengefährdung ein örtliches sprödes Versagen vermieden wird, sollten die Lochsteine nicht mehr als 50 % Lochvolumen aufweisen. *[10]*

2.5.3 SCHÄDEN ZUFOLGE BELASTUNG SENKRECHT ZUR WANDEBENE

In diesem Fall können Plattenbiegerisse auf der gezogenen Plattenseite auftreten.

Im Erdbebenfall können beide Schadensformen (Schäden zufolge Belastung parallel und senkrecht zur Wandebene) der beteiligten Wände auftreten (Abbildung 17).

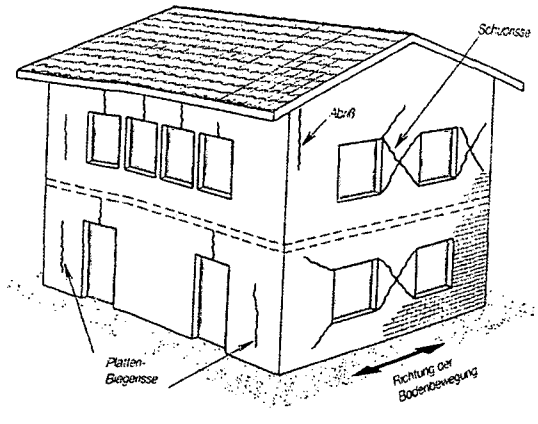


Abbildung 17: Schadensformen der Wände durch Bodenbewegung parallel oder senkrecht zur jeweiligen Wandebene [13]

2.5.4 SCHÄDEN AN MIT MAUERWERKEN AUSGEFACHTEN RAHMENTRAGWERKEN

Stahlbetonrahmen (aus Stützen und Decken, evtl. Unterzügen) sollen nicht mit Mauerwerkswänden eingemauert werden. Rahmen sind relativ weich, Mauerwerke hingegen sind sehr steif (zugleich spröde) und versagen manchmal bereits bei kleinen Verformungen. Am Anfang eines Erdbebens entstehen Druckdiagonalen im Mauerwerk. Wegen mangelnder Auflast (die vertikalen Lasten werden vom Riegel abgefangen) kommt es dann zum Versagen (Abbildung 18). Das Mauerwerk kann auch die Stützen beschädigen und vor allem abscheren, was oft zum Einsturz führt.

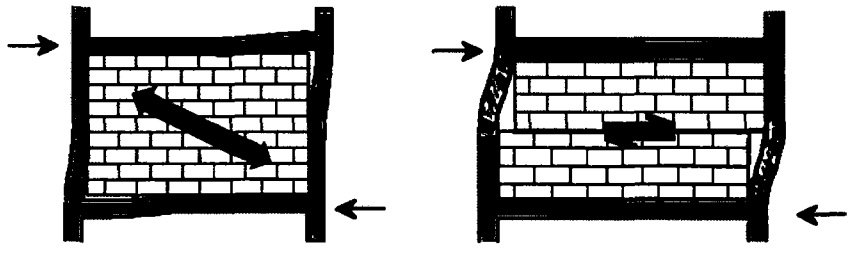


Abbildung 18: Entstehung von Druckdiagonalen in den Mauerwerkswänden (links), Versagen des Mauerwerkes durch Gleiten (rechts) [13]

Besonders ungünstig ist die Teilausfachung von Rahmen, wie z.B. im Fall von Aufmauern von Fensterbrüstungen. Die dadurch entstandenen kurzen Stützen sind durch sprödes Schubversagen gefährdet (Abbildung 19).

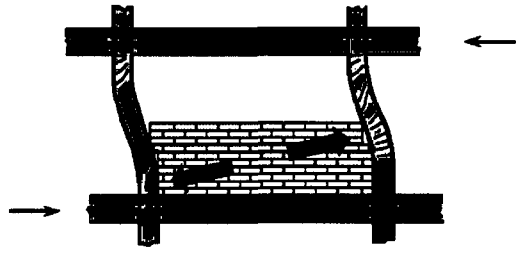


Abbildung 19: Negativer Einfluss von Brüstungen in Rahmentragwerken [8]

Um die oben genannten Versagensformen zu vermeiden, sollten planmäßig nicht tragende Bauteile vom Tragwerk durch ausreichend dimensionierte Fugen isoliert werden (Abbildung 20).

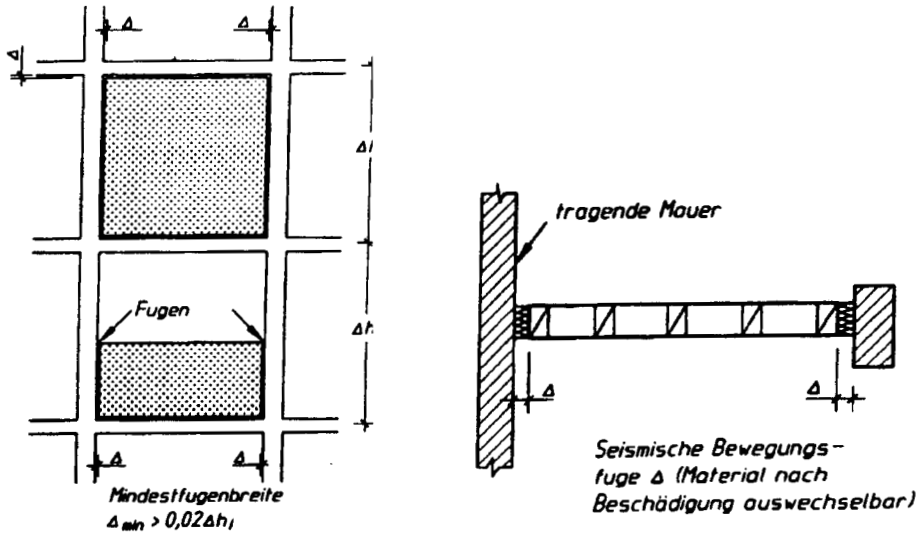


Abbildung 20: Mindestfugenbereiten für Ausfachungswände und Zwischenwände [4]

Die nicht tragenden Wände müssen im Erdbebenfall konstruktiv gehalten werden, um ihre Kippsicherheit zu gewährleisten. Dabei müssen solche Anschlüsse auch schall- und wärmetechnischen Anforderungen genügen (Abbildung 21).

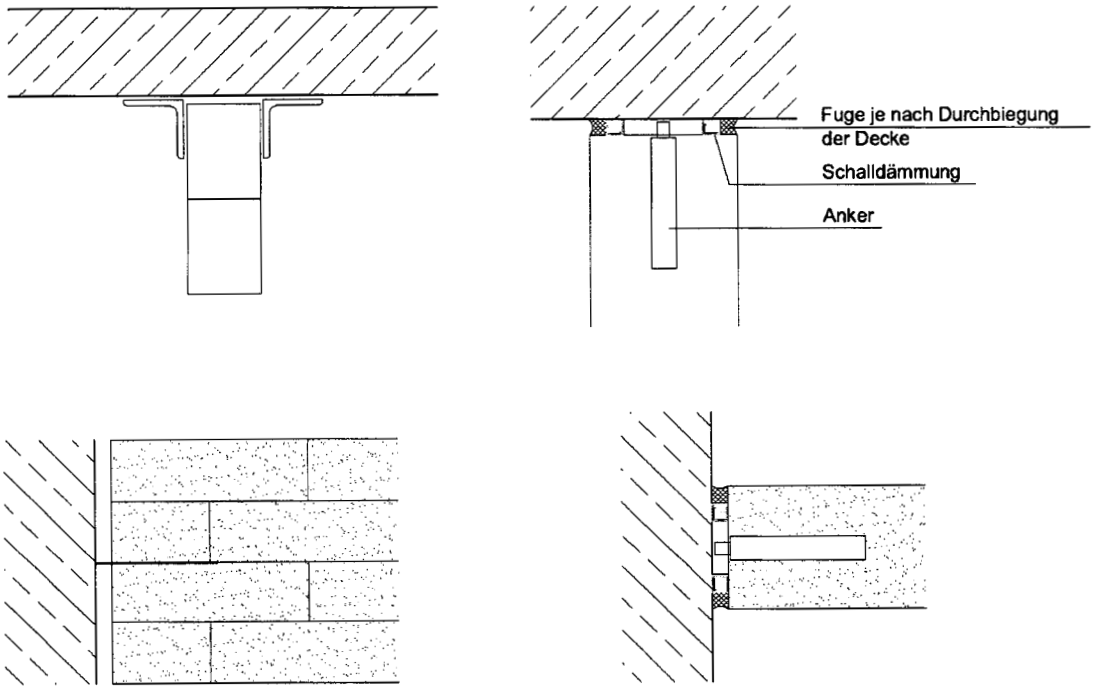


Abbildung 21: Details der Anschlüsse von nichttragenden Wänden an tragende Elementen [16]

2.5.5 SCHÄDEN BEI GEMISCHTEN TRAGSYSTEMEN

Gemischte Tragsysteme mit Stützen aus Stahlbeton und tragenden Mauerwerkswänden verhalten sich bei Erdbeben sehr ungünstig. Die Stützen bilden zusammen mit den Decken und evtl. Unterzügen Rahmen, die für horizontale Kräfte und Verschiebungen eine wesentlich geringere Steifigkeit als die Mauerwerkswände haben. Daher werden die Erdbebenkräfte von großen Bereichen weitgehend durch die wenigen Mauerwerkswände aufgenommen, damit sind die Verhältnisse wesentlich ungünstiger als bei „reinen" Mauerwerksbauten. Wenn die Mauerwerkswände infolge der Erdbebenkräfte bzw. –Verschiebungen versagen, können sie auch die vertikalen Lasten nicht mehr abtragen, was meist zu einem Totaleinsturz des Gebäudes führt. Mischsysteme mit Stützen und tragenden Mauerwerkswänden müssen deshalb unbedingt vermieden werden (Abbildung 22). *[13]*

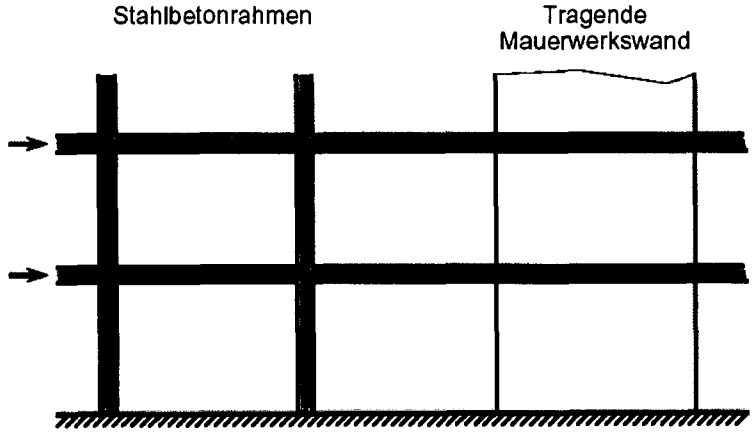


Abbildung 22: Gemischtes Tragsystem aus Rahmen und tragenden Mauerwerkswänden verhalten sich ungünstig [13]

2.6 KONZEPTIONELLE ENTWURFSGRUNDSÄTZE

2.6.1 ALLGEMEINE ENTWURFSGRUNDSÄTZE

2.6.1.1 EINLEITUNG

Zufolge seismischer Beanspruchung des Baugrundes entstehen Schwingungen im Bauwerk. Je nach Schwingungsamplituden, Frequenzgehalt und Dauer der Schwingungen sowie der Fundierung, Baumaterialien und Bauart erleiden Bauwerke mehr oder weniger schwere Schäden, bis hin zum Einsturz. Die Anordnung der Aussteifungselemente im Grundriss und Art und Weise ihrer Ausbildung spielt dabei eine sehr wichtige Rolle.

Für Gebiete mit geringer und mittlerer Seismizität (z.B. gefährdete Gebiete im mitteleuropäischen Bereich) sind Kerne und Wände am besten geeignet.

Rahmen sind weicher, was viel eher zu Schäden, aber nicht zwingend zu einem früheren Einsturz führt.

Fachwerke mit zentrischen Anschlüssen sind für die Aufnahme der zyklischen Erdbebeneinwirkungen wenig geeignet.

Sehr ungünstig verhalten sich Rahmenkonstruktionen mit nicht vollflächig gefüllten Füllwänden aus Mauerwerk, die große zusätzliche und ungünstig wirkende Querkräfte in die Stützen des Rahmens eintragen können.

Erfahrungsgemäß sind Systeme mit einem gemischten Aussteifungskonzept ebenfalls problematisch. *[14]*

2.6.1.2 GRUND- UND AUFRISSGESTALTUNG

Neben der Aussteifung trägt ein günstiges Grund- und Aufrisskonzept zur Erdbebenresistenz bei. Eine Vereinfachung der Gebäudeform kann ein besseres Erdbebenverhalten ermöglichen. Dies wird beispielhaft in den Abbildungen 23-28 dargestellt.

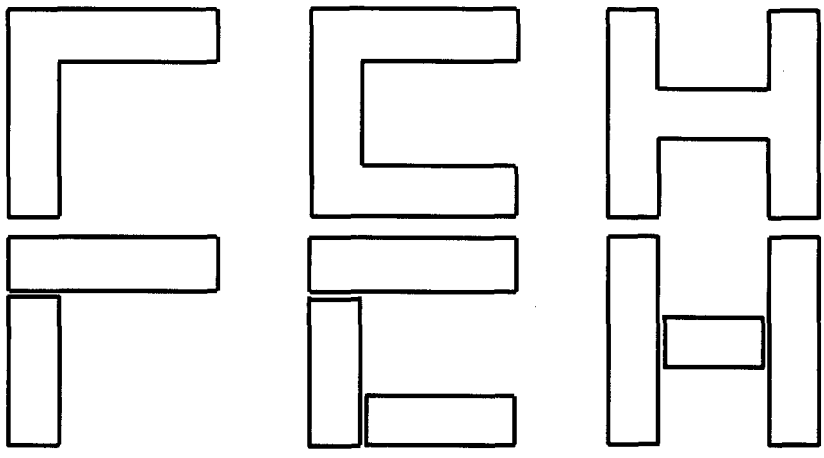


Abbildung 23: Ungünstige Grundrissformen (oben) sollten durch seismische Fugen getrennt werden (unten) [16]

Bauwerke mit länglichem, d.h. langem und schmalem Grundriss sind zu vermeiden. Am besten sollte das Verhältnis von Länge zur Breite den Wert 4 nicht überschreiten (Abbildung 24).

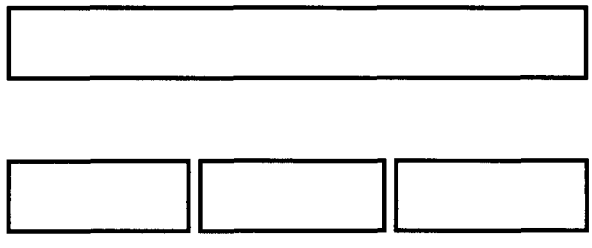


Abbildung 24: Der Grundriss von lang gestreckten Gebäuden (oben) sollte unterteilt werden (unten) [16]

Tragende Wände (und Stützen) sollten durchgehen und nicht unterbrochen werden (Abbildung 25).

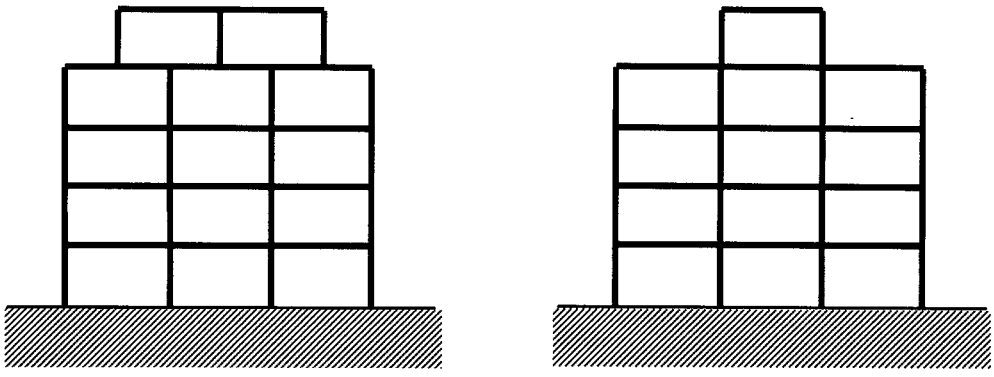


Abbildung 25: Versatz von Wänden und Stützen im Aufriss sind besonders ungünstig (links) und sollten vermieden werden (rechts) [16]

Auch Decken sollten durchgehen und nicht versetzt angeordnet werden (Abbildung 26).

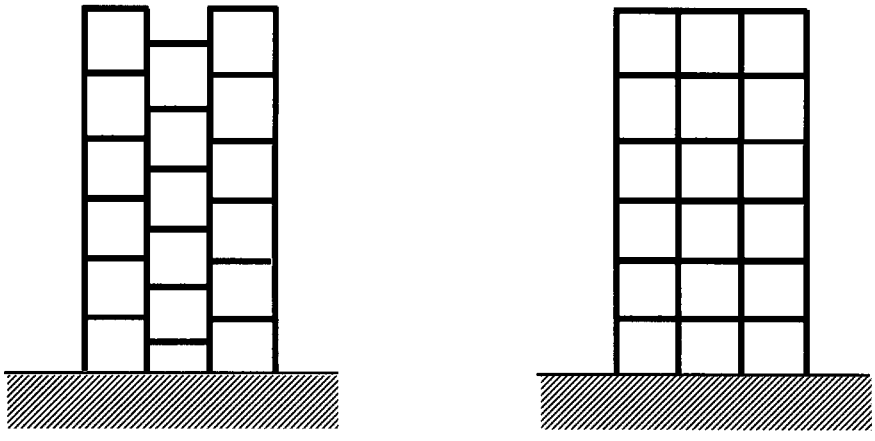


Abbildung 26: Deckensprünge (links) sollten vermieden und durchgehende Deckenscheiben angestrebt werden [16]

Bauwerke, bei denen Gebäudeteile im Falle eines Erdbebens einzeln und unterschiedlich schwingen können, weisen ein ungünstiges Verhalten im Erdbebenfall auf. Das kann zu großen Relativbewegungen zwischen Bauwerksteilen und durch einen Zusammenstoß zu großen Schäden führen (Abbildung 27).

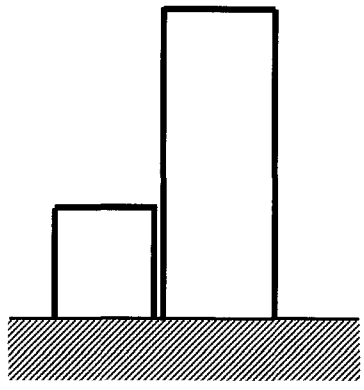


Abbildung 27: Unterschiedlich hohe Gebäuden sollten durch eine seismische Fuge getrennt werden (rechts) [16]

Unterschiedliche horizontale Steifigkeiten in Geschossen verursachen Probleme in so genannten schwachen Geschossen. Dies ist in besonderem Maß in Erdgeschossen der Fall (Schauräume, Garagen) (Abbildung 28).

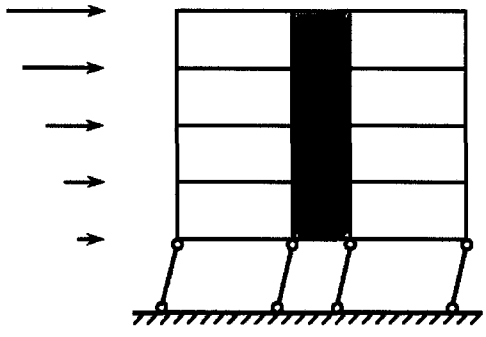


Abbildung 28: Weiche Geschosse sollten vermieden werden [16]

Bauwerke, die in unterschiedlichem Baugrund fundiert sind, unterschiedliche Fundierungstiefen aufweisen oder deren Fundamente Relativverschiebungen zueinander zulassen, verhalten sich im Erdbebenfall ungünstig. Deswegen sollten Einzelfundamente und Streifenfundamente durch Riegel miteinander verbunden werden.

2.6.1.3 ENTWURFSMETHODIK

Das Erdbebenverhalten eines Tragwerks hängt sowohl vom Tragwiderstand als auch von der Duktilität (Verhältnis der Grenzdeformation zur elastischen Deformation) ab (Abbildung 29).

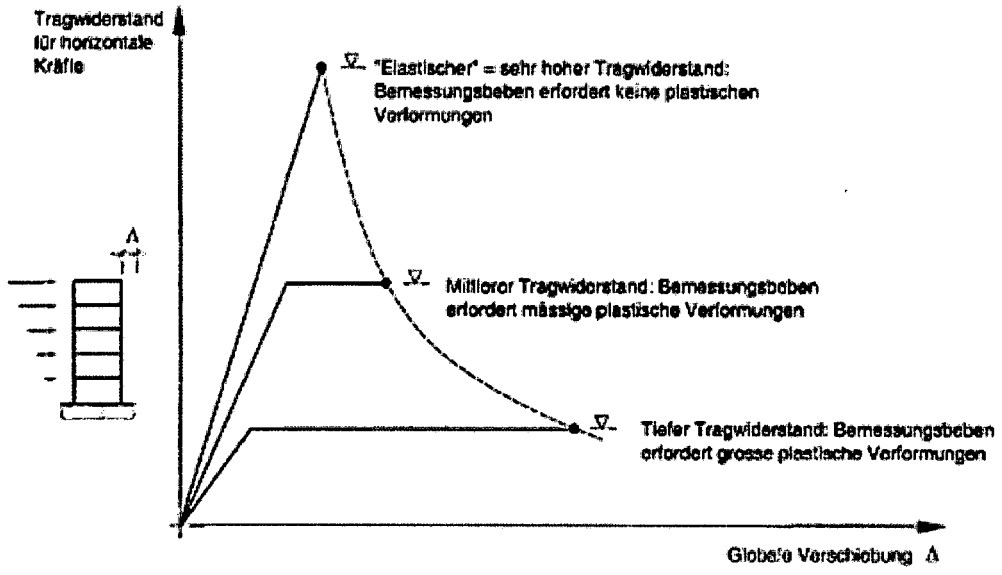


Abbildung 29: Erdbebenverhalten eines Tragwerkes in Abhängigkeit vom Tragwiderstand und Duktilität [15]

Unbewehrte Mauerwerksbauten weisen trotz relativ hoher Dämpfung bei Erdbebeneinwirkung (Die Dämpfungszahl des Bauwerkes wird laut ÖNorm B 4015 *[4]* mit ξ = 0,07 angesetzt), die sich aus der Reibung in den Fugen und der Ausbildung von Rissen ergibt, eine geringe Duktilität auf. Deswegen sind solche Gebäude mit steigender Bauhöhe und fehlender Scheibenwirkung der Decken kritisch zu betrachten.

In Abhängigkeit von der Konstruktionsweise der Mauerwerkswände wird nach EC 8 *[9]* zwischen folgenden Bauweisen mit entsprechendem Duktilitätsbeiwert unterschieden:

- Unbewehrtes Mauerwerk: q = 1,5;
- Unbewehrtes Mauerwerk bei Erfüllung gewisser Voraussetzungen: q = 1,5 – 2,5;
- Eingefasstes Mauerwerk: q = 2,0 – 3,0;
- Bewehrtes Mauerwerk: q = 2,5 – 3,0.

2.6.2 BESONDERE KONSTRUKTIVE HINWEISE

Im Folgenden wird auf die besonderen Anforderungen (unter anderem gemäß ÖNorm B 4015 *[4]*) für Schubwände für Bauwerke mit mehr als zwei Vollgeschossen eingegangen, wobei eine Scheibenwirkung der Deckenebenen oder eines Ringbalkens vorausgesetzt wird.

Die Wände sollten im Grundriss möglichst symmetrisch angeordnet werden. Die Symmetrie bewirkt, dass Schwerpunkt S und Schubmittelpunkt M zusammenfallen. Je geringer die Entfernung dieser zwei Punkte, desto geringer werden die Beanspruchungen der Wände bei einem Erdbeben infolge Torsionsschwingungen des Gebäudes (Abbildung 30).

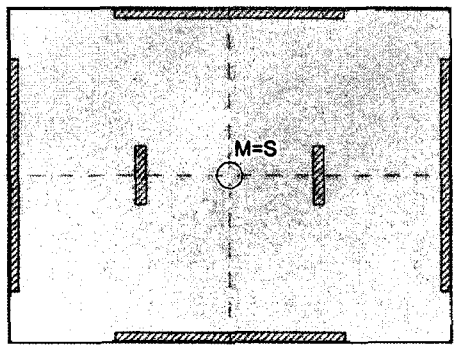


Abbildung 30: Grundriss von einem günstigen System (Steifigkeitsachse und Massenachse fallen zusammen) [16]

Dabei sollen mindestens jeweils zwei parallele Schubwände in zwei orthogonalen Richtungen angeordnet werden, wobei jede Wandlänge mehr als 30 % der Bauwerkslänge in Richtung der betrachteten Wand betragen muss. Der Abstand zwischen diesen Wänden soll mehr als 75 % der Bauwerksabmessung in der anderen Richtung betragen (Abbildung 31). *[4]*

Kurze Wände tragen in Analogie zu Stützen vorwiegend Vertikallasten ab. Im vorliegenden Beispiel sind dies die Wände in Gebäudemitte. Solche Hochbelasteten, knickgefährdeten Stützen sollten nach Möglichkeit vermieden werden.

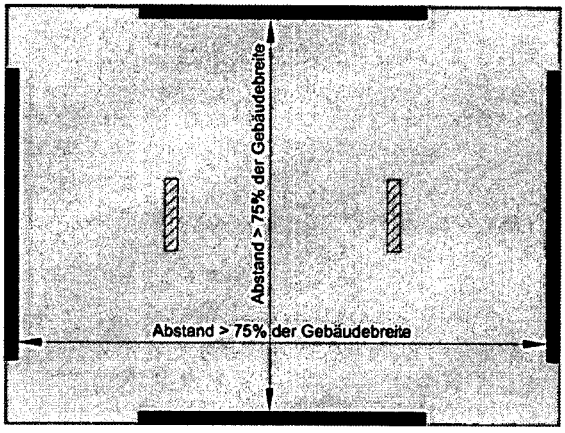


Abbildung 31: Schubwände sollten möglichst am Rande angeordnet werden [16]

Es sollten mindestens 75 % der Vertikallasten über Schubwände abgetragen werden. [4]

Des Weiteren sollten Trennwände nicht tragend ausgeführt werden, damit die Schubwände mit möglichst großen Vertikallasten beansprucht werden (Abbildung 32). Dies soll eine möglichst große Schubtragfähigkeit der Wand aktivieren.

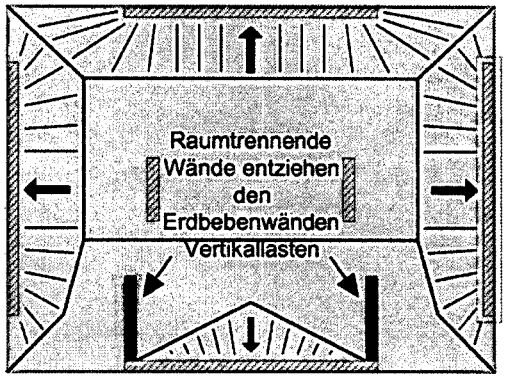


Abbildung 32: Trennwände (rot eingezeichnet) sollten nicht tragend ausgeführt werden [16]

Um das Problem einer ungenügenden Vertikalbelastung der Wände zu vermeiden, sollten Aussparungen in Decken neben den Schubwänden vermieden werden, ansonsten wird der Schubwiderstand erheblich verringert. Dazu werden eine statisch ungünstige und zwei statisch günstige Anordnungen der Treppenöffnungen in Abbildung 33 gezeigt.

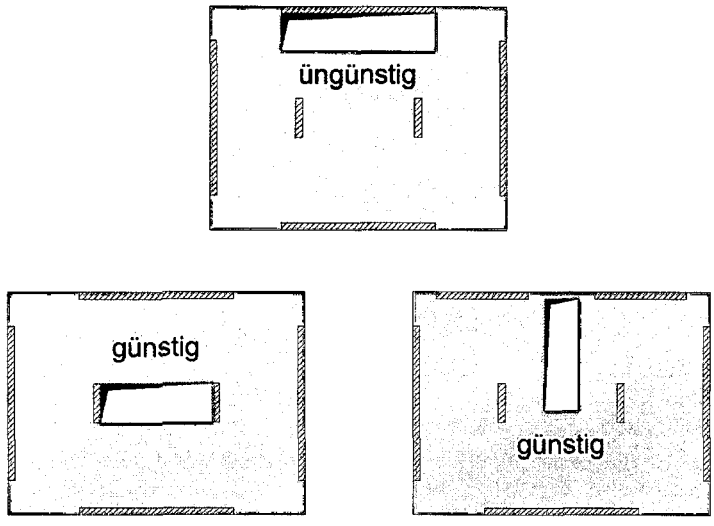


Abbildung 33: Ungünstige und günstige Anordnung von Aussparungen [16]

Der Masseunterschied zwischen zwei aufeinander folgenden Vollgeschossen soll kleiner 20 % sein (nicht überschritten) *[4]*

Die Differenz der Summe der Schubwandquerschnittflächen in jeder der orthogonalen Richtungen zwischen zwei aufeinander folgenden Vollgeschossen soll kleiner sein als 20 %. (nicht überschritten) *[4]*

In jedem Geschoß sollte die Schubwandquerschnittfläche in zwei orthogonalen Richtungen mehr als 3 % der darüber liegenden Deckenfläche betragen. *[4]*

Die Mindestwanddicke in den Erdbebenzonen 1 bis 3 (maximale effektive Bodenbeschleunigung 0,1.g) sollte bei einer höchstzulässigen Schlankheit von hef/t ≤15 (hef gemäß ÖNorm B 3350 *[17]*) 17 cm betragen. *[4]*

Die Mindestwanddicke sollte in der Erdbebenzone 4 (maximale effektive. Bodenbeschleunigung: 0,12.g) bei einer höchstzulässigen Schlankheit hef/t ≤12 (hef gemäß ÖNorm B 3350 [17]) 30 cm betragen. *[4]*

Die Widerstandsfähigkeit von tragenden Wänden aus Mauerwerk wird maßgeblich durch die Größe und Anordnung von Öffnungen geprägt. Erdbebenwände mit Öffnungen oder Schlitzen müssen ohne spezielle Nachweise grundsätzlich als einzelne Wände betrachtet werden, die unabhängig voneinander einen geringeren Schubwiderstand haben als eine einzige homogene Wand (Abbildung 34).

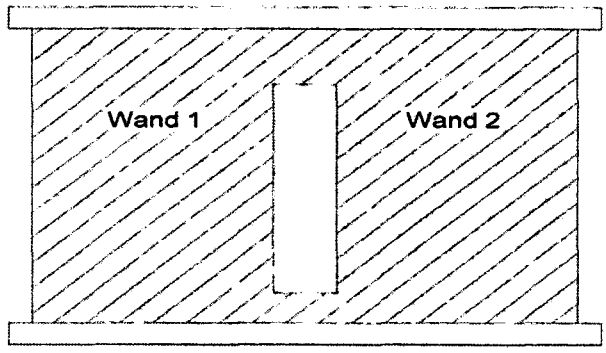
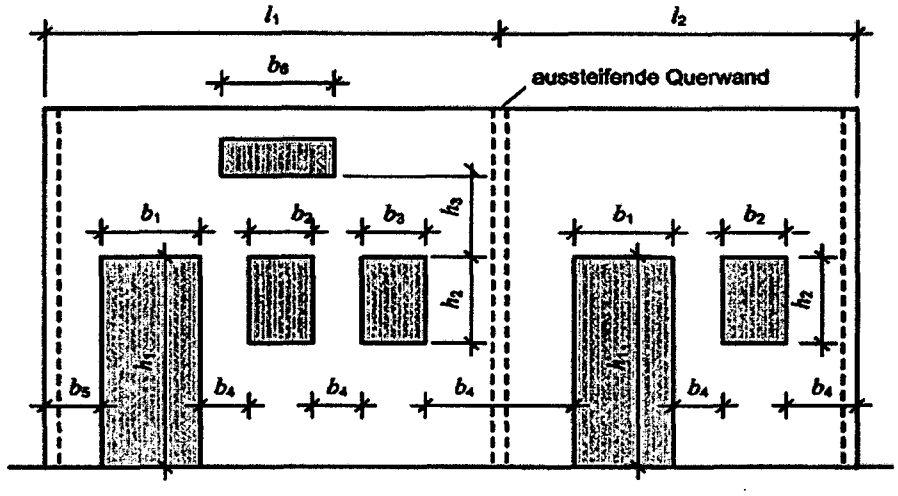


Abbildung 34: Zerteilung der Schubwände durch Öffnungen [16]

Während für aussteifende Wände in den Erdbebenzonen 1 bis 3 in Österreich (maximale effektive Bodenbeschleunigung: 0,1.g) die Einhaltung der Bedingungen von Abbildung 35 empfohlen wird, ist der Erdbebenzone 4 (maximale effektive Bodenbeschleunigung: 0,12.g) die Einhaltung dieser Bedingungen obligatorisch. *[4]*



$b_1 + b_2 + b_3 \leq 0{,}5\ l_1$
$b_1 + b_2 \leq 0{,}5\ l_2$
$b_4 \geq 0{,}5\ h_2$
$b_5 \geq 0{,}25\ h_1$
$h_3 \geq 60$ cm oder 0,5 (b_2 oder b_6), der größere Wert ist maßgebend

Abbildung 35: Bedingungen zur Anordnung von Öffnungen in Schubwänden [4]

Schlitze für elektrische Leitungen sollten an den Rändern der Wand angeordnet werden, damit der Schubwiderstand der Wand möglichst wenig beeinträchtigt wird. Wie in Abbildung 36 dargestellt, wird die rechnerische Länge der Wand dabei nur um die Länge der Störzone verkleinert.

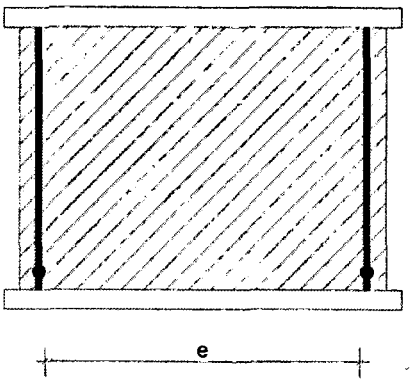


Abbildung 36: Tatsächliche wirksame Länge „e" der Schubwand bei Anordnung von tiefen Schlitzen [16]

Eine lange Wand kann durch zwei kürzere Wände ersetzt werden. Damit die Lage des Schubmittelpunktes M sich nicht ändert, sollten diese Wände je eine Länge von 70 bis 80 % der längeren Wand aufweisen (Abbildung 37). *[16]*

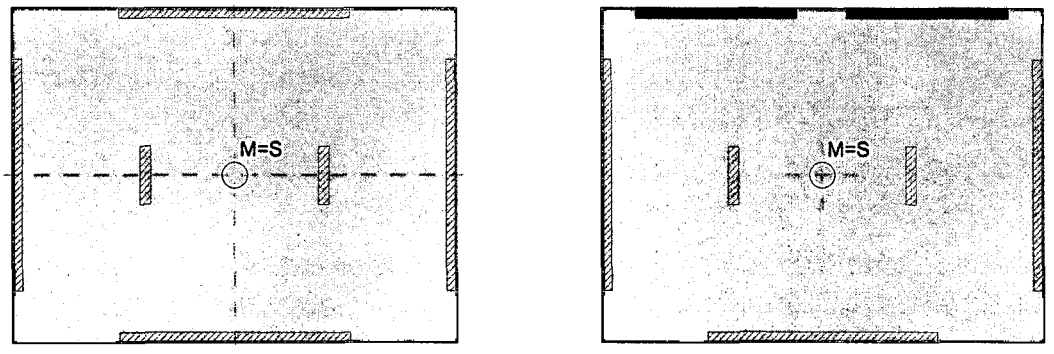


Abbildung 37: Aus statischer Sicht sind beide Anordnungen gleichwertig [16]

Schubwände aus Mauerwerk sollen über alle Stockwerke des Gebäudes geführt werden.

Idealerweise sollten Erdbebenwände durch Vertikallasten zentrisch beansprucht werden. Andernfalls nimmt ihr Schubwiderstand ab. Dabei muss zwischen der Exzentrizität in Längs -und Querrichtung einer Wand unterschieden werden. An Hand des Beispiels im Abbildung 38 wird sichtbar, dass die resultierende Vertikallast N aufgrund der Geometrie der Lasteinzugsfläche angreift. *[16]*

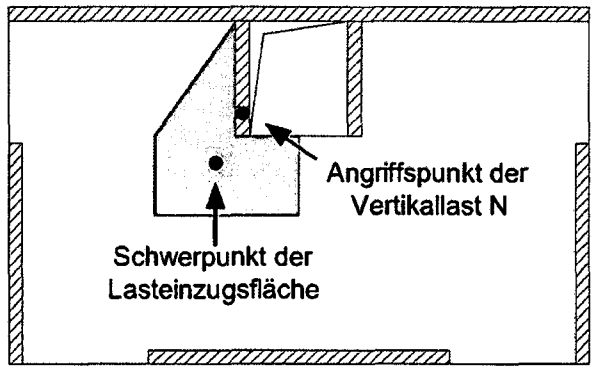


Abbildung 38: Exzentrischer Angriffspunkt der Vertikallast in Längsrichtung einer Wand [16]

Durch den exzentrischen Angriff der Vertikallast N in Längsrichtung wird aus Abbildung 39 deutlich, dass der Schubwiderstand der Wand nicht in beide Richtungen gleich groß ist. *[16]*

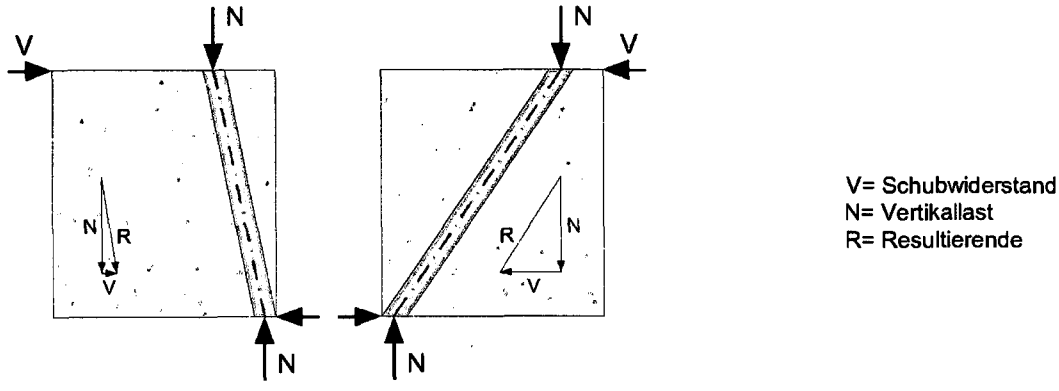


Abbildung 39: Unterschiedlicher Schubwiderstand zufolge exzentrischem Angriffspunkt der Vertikallast in Längsrichtung einer Wand [16]

Eine Durchbiegung der Decken bewirkt eine Verdrehung der Deckenauflager. Dadurch kann die Wand in der Querrichtung exzentrisch beansprucht werden (Abbildung 40). Somit nimmt der Schubwiderstand der Wand ab. Diesem Problem kann mit einer Vorspannung der Decke entgegengewirkt werden, da eine Vorspannung die Verformung der Decken stark reduziert. *[16]*

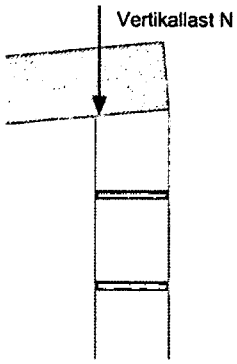


Abbildung 40: Exzentrischer Angriffspunkt der Vertikallast in Querrichtung einer Wand [16]

2.6.3 EINGEFASSTE MAUERWERKE

Wenn das Mauerwerk durch Pfeilerartige, vertikale Randelemente und horizontale Ringanker (Roste) aus Stahlbeton eingefasst wird, dann wird von eingefasstem Mauerwerk gesprochen (Abbildung 41). Die vertikalen Elemente werden hierbei nach Fertigstellung des Mauerwerkes betoniert, dadurch erreicht man einen besseren Verbund. Die vertikalen Elemente sollten längs der Bauwerkskanten, Mauerstößen und großer Öffnungen vorgesehen werden. Dadurch bilden sie zusammen mit den Ringankern räumliche Versteifungen, die Mauerwerkswände zusammenhalten. Eingefasste Mauerwerke haben eine größere Bruchverformung, ohne dass die Tragfähigkeit um mehr als 20% ansteigt (Duktilitätsbeiwert laut EC 8 *[9]*: q = 2,0 – 3,0)

Prinzipiell haben sich Vollziegel gegenüber Hohlziegl besser bewährt. *[12]*

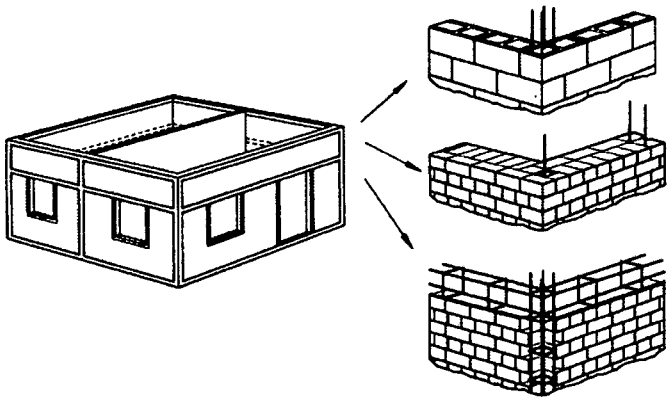


Abbildung 41: Eingefasste Mauerwerke [12]

Zusätzliche Anforderungen für eingefasstes Mauerwerk sind in Eurocode 8 *[9]* angegeben. Einige wichtige davon werden hier wiedergegeben:

Die Mindestwanddicke eingefasster Mauerwerke sollte bei einer höchstzulässigen Schlankheit von $h_{ef}/t \leq 15$ 24 cm betragen. Dabei darf das Verhältnis aus der Länge der Wand zur lichten Höhe der an die Wand angrenzenden Öffnungen den Wert 0,3 nicht überschreiten.

„Die horizontalen und vertikalen Einfassungsbauteile müssen miteinander verbunden und an den Bauteilen des Haupttragwerks verankert werden."

„Die Querschnittsabmessungen sowohl der horizontalen als auch der vertikalen Einfassungselemente dürfen nicht kleiner als 150 mm sein. In zweischaligen Wänden sollte die Dicke der Einfassungselemente die Verbindung der beiden Schalen und ihre effektive Einfassung sicherstellen."

„Vertikale Einfassungselemente sollten eingebaut werden:

– an den freien Enden jedes tragenden Wandbauteils

– zu beiden Seiten jeder Wandöffnung mit einer Fläche größer als 1,5 m²;

– innerhalb einer Wand, falls erforderlich, um einen Maximalabstand von 5 m zwischen den Einfassungselementen einzuhalten;

- an Kreuzungspunkten von tragenden Wänden, wenn die nach den o. g. Regeln angeordneten Einfassungselemente einen Abstand von mehr als 1,5 m haben."

„Horizontale Einfassungselemente müssen auf Höhe jeder Deckenebene in der jeweiligen Wandebene und in jedem Fall in vertikalen Abständen von nicht mehr als 4 m angeordnet werden."

„Die Längsbewehrung von Einfassungselementen muss einen Mindestquerschnitt von 300 mm² oder, falls größer, 1 % der Querschnittsfläche des Einfassungselements aufweisen."

„Die Längsbewehrung sollte mit Bügeln mit einem Durchmesser von nicht weniger als 5 mm und einem Abstand von nicht mehr als 150 mm verbügelt werden."

„Die Übergreifungslänge an Bewehrungsstößen muss mindestens 60 Stabdurchmessern entsprechen."

2.6.4 BEWEHRTE MAUERWERKE

Das bewehrte Mauerwerk weist ein gutes Verhalten bei Erdbebenbeanspruchung auf (Duktilitätsbeiwert laut EC 8 *[9]* q = 2,5 – 3,0).

Die Bewehrung wird bei dieser Bauweise ungeschwächt durch die Geschossdecken hindurchgeführt. Die entsprechenden Verankerungen, Stöße und Überlappungen sollten wie bei Stahlbetonwandscheiben ausgeführt werden (Abbildung 42).

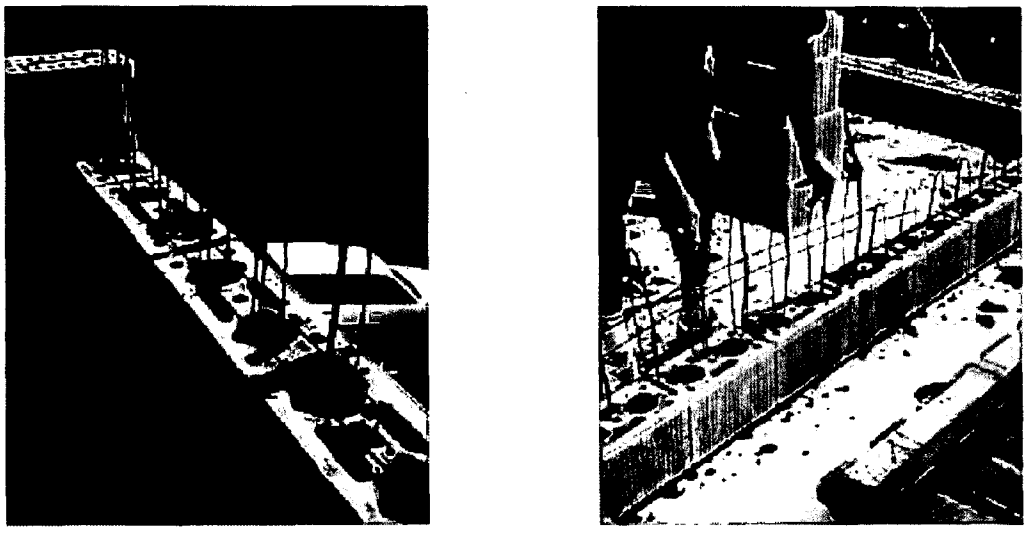


Abbildung 42: Bewehrte Mauerwerkswände [13]

Der Korrosionsschutz der Bewehrung stellt jedoch eine besondere Schwierigkeit bei dieser Konstruktionsweise dar. Da der Mörtel allein keinen ausreichenden Korrosionsschutz bietet, sind zusätzliche Maßnahmen notwendig, z. B. die Bildung eines Stahlbetonkerns in zweischaligen Mauerwerkswänden oder eine Verzinkung der Bewehrung. Die Verwendung von Hohlkörpern (Schalenbausteine) bietet eine günstige Lösung (Abbildung 43).

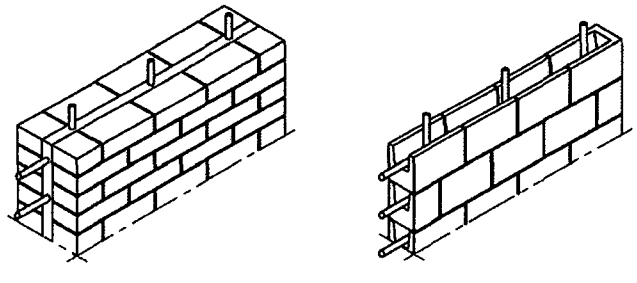


Abbildung 43: Bewehrte Mauerwerkswände mit Stahlbetonkern (links), aus Schalenbausteinen mit Betonverfüllung (rechts) [11]

Zusätzliche Anforderungen für bewehrtes Mauerwerk sind in Eurocode 8 *[9]* angegeben. Einige wichtige davon werden hier wiedergegeben:

Die Mindestwanddicke bewehrter Mauerwerke sollte bei einer höchstzulässigen Schlankheit von $h_{ef}/t \leq 15$ 24 cm betragen.

„Horizontale Bewehrung sollte in die Lagerfugen oder in geeignete Nuten der Mauersteine mit einem vertikalen Abstand von nicht mehr als 600 mm eingelegt werden."

„Der Mindestbewehrungsgrad der horizontalen Wandbewehrung, bezogen auf die Gesamtquerschnittsfläche, sollte 0,05 % nicht unterschreiten."

„In Stürzen und Brüstungen sollten Mauersteine mit Aussparungen für das Einlegen der erforderlichen Bewehrung vorgesehen werden."

„Hohe Bewehrungsgrade der Horizontalbewehrung, die zum Druckversagen der Mauersteine vor dem Fließen des Stahls führen, müssen vermieden werden."

„Zur Verbügelung der Vertikalbewehrung an den Wandenden sollten Bewehrungsstäbe mit einem Durchmesser von nicht weniger als 4 mm verwendet werden".

„Der Mindestbewehrungsgrad der in einer Wand verteilten Vertikalbewehrung sollte nicht weniger als 0,08 % der horizontalen Bruttoquerschnittsfläche der Wand betragen."

„Vertikale Bewehrung mit einer Querschnittsfläche von nicht weniger als 200 mm² sollte an folgenden Stellen angeordnet werden:

– an beiden freien Enden jedes Wandbauteils

– an jeder Wandkreuzung

– innerhalb der Wand, damit ein Abstand von 5 m zwischen solchen Vertikalbewehrungen nicht überschritten wird."

„Brüstungen und Stürze müssen im regelmäßigen Verband mit dem Mauerwerk der angrenzenden Wände ausgeführt und mit ihnen durch Horizontalbewehrung

verbunden werden."

2.6.5 AUSSTEIFUNG DURCH STAHLBETONWÄNDE

Mauerwerksbauten können durch Stahlbetonwände ausgesteift werden. Diese Wände können dann mit einem hohen Bewehrungsgehalt ausgeführt werden und müssen nicht duktil ausgebildet werden, da die Mauerwerkswände eine geringe Verformungsfähigkeit besitzen.

2.7 STRATEGIEN FÜR DIE VERBESSERUNG DER ERDBEBENSICHERHEIT BESTEHENDER BAUWERKE

2.7.1 PRINZIPIELLE VERBESSERUNGSGRUNDSÄTZE

2.7.1.1 EINLEITUNG

In den letzten Jahrzehnten haben sich die Erdbebenbestimmungen relativ rasch weiterentwickelt und verschärft. Ein großer Teil der bestehenden Bauwerke in Österreich genügt den heute gültigen Erdbebenbestimmungen nicht. Ob ein bestehendes Bauwerk gegen zu erwartende Erdbeben genügenden Widerstand besitzt, bestimmt sich nach dem aktuellen Stand der Technik. Verstärkung und Sanierung bestehender Bauwerke werden immer wichtiger. Es werden nun einige Maßnahmen zur Verbesserung der Erdbebensicherheit bestehender Bauwerke aufgezeigt.

2.7.1.2 VERBESSERUNG DER ERDBEBENSICHERHEIT DURCH ÄNDERUNG DES TRAGWIDERSTANDES UND DER DUKTILITÄT [14]

Verbesserungsmaßnahmen können anhand von 3 Fällen gezeigt werden (Abbildung 1):

„Fall 1: *Erhöhung des Tragwiderstandes und Reduktion der Duktilität (Stahlbetonrahmen mit nachträglich eingezogener Tragwand)*

Fall 2: *Erhöhung des Tragwiderstandes und Erhöhung der Duktilität (Ummantelung der Stützen eines Stahlbetonrahmens, so dass die plastischen Gelenke von den Stützen in die Riegel verlegt werden.)*

Fall 3: *Reduktion des Tragwiderstandes und Erhöhung der Duktilität (Stahlbetonrahmen, dessen Füllwände aus unbewehrtem Mauerwerk entfernt worden sind.)“*

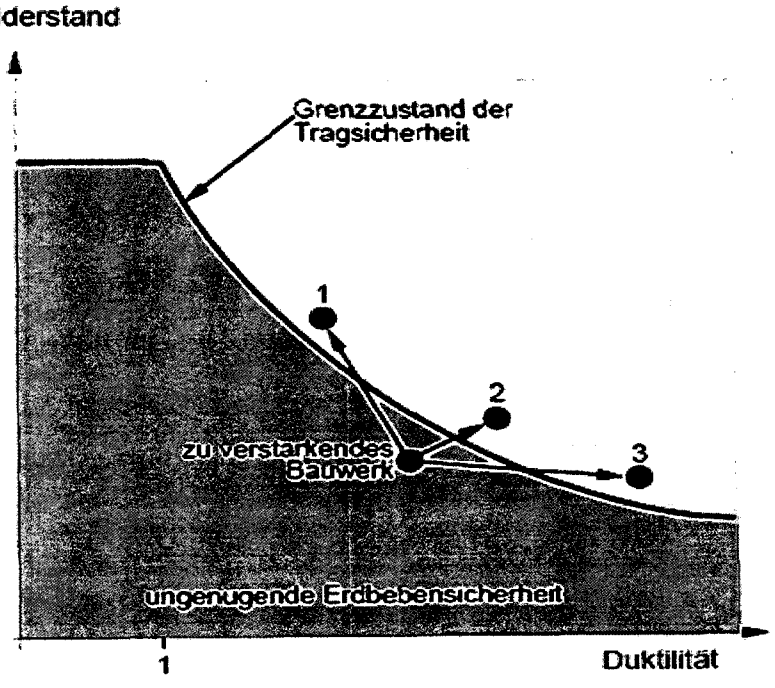


Abbildung 44: Verbesserung der Erdbebensicherheit durch Änderung des Tragwiderstandes und der Duktilität [14]

2.7.1.3 VERBESSERUNG DER ERDBEBENSICHERHEIT DURCH ÄNDERUNG DER STEIFIGKEIT UND DES TRAGWIDERSTANDES [1]

Verbesserungsmaßnahmen können anhand von 3 Fällen gezeigt werden (Abbildung 45):

„Fall 4: Reduktion der Steifigkeit (Seismische Isolation)

Fall 5: Erhöhung der Steifigkeit (ohne praktische Bedeutung)

Fall 6: Erhöhung der Steifigkeit verbunden mit einer Erhöhung des Tragwiderstandes (zusätzliche Stahlbetonwände)"

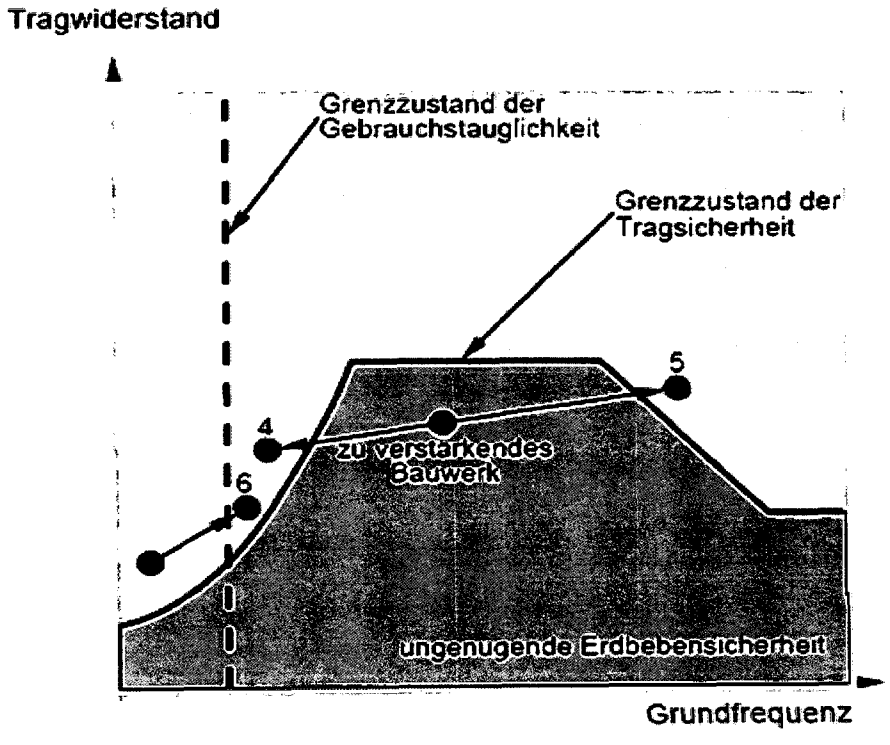


Abbildung 45: Verbesserung der Erdbebensicherheit durch Änderung der Steifigkeit und des Tragwiderstandes [14]

2.7.1.4 VERBESSERUNG DER ERDBEBENSICHERHEIT DURCH ÄNDERUNG DER DÄMPFUNG [1]

Abbildung 46 verdeutlicht diese Verbesserungsmaßnahme.

„Fall 7: Erhöhung der Dämpfung: (Seismische Isolation)"

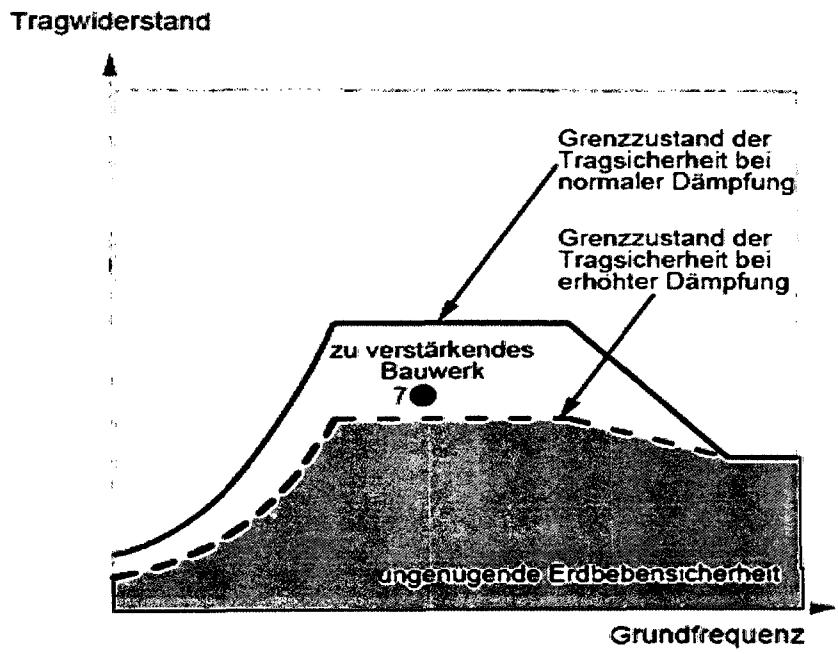


Abbildung 46: Verbesserung der Erdbebensicherheit durch Änderung der Dämpfung [14]

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass eine reine Verstärkung des Tragwerkes die Erdbebensicherheit auch ungünstig beeinflussen kann. Die Erdbebensicherheit wird durch eine Erhöhung des plastischen Verformungsvermögens (Duktilität) in jedem Fall verbessert. Auch eine Schwächung des Tragwerkes kann verbunden mit einer Erhöhung der Duktilität die Erdbebensicherheit erhöhen.

2.7.2 VERBESSERUNGSMASSNAHMEN ZUR ERHÖHUNG DER ERDBEBENSICHERHEIT BEI BESTEHENDEN MAUERWERKSBAUTEN

2.7.2.1 VERSTÄRKUNG VON SCHWACHEN GESCHOSSEN

Bei (nachträglich geschwächten) Geschoßen (hauptsächlich Erdgeschoß) sollte eine Verstärkung der Steifigkeit durch geeignete Maßnahmen, z.B. durch Einbau zusätzlicher Aussteifungselemente erfolgen. Dadurch soll die Steifigkeit schwacher Geschoße jener von ungeschwächten Geschoßen angenähert werden.

2.7.2.2 NACHTRÄGLICHER EINBAU VON SCHUBSTEIFEN DECKEN

Bei fehlender Wirkung der Decke als Schubsteife Scheibe oder bei fehlenden Ringbalken sollte eine Sanierung überlegt werden. Bei einer vorhandenen Holzdecke ist die Herstellung einer Holzbetonverbunddecke oder einer neuen Stahlbetondecke möglich.

2.7.2.3 NACHTRÄGLICHER EINBAU VON DURCHGEHENDEN STAHLBETONWÄNDEN

Ein nachträglicher Einbau von (über alle Geschosse durchlaufenden) Stahlbetonwänden (samt geeigneter Fundierung) ermöglicht die Aufnahme der Horizontallasten von diesen Wänden und gleichzeitige Entlastung der Mauerwerkswände.

2.7.2.4 MASSNAHMEN BEI NICHT TRAGENDEN BAUTEILEN

In Gebieten mit mäßiger seismischer Gefahr entstehen die größten Sachschäden an den „nichttragenden" Bauteilen (Zwischenwände, Fassadenbauteile einschließlich Fenster, Brüstungen, Unterdecken, Treppenelemente usw.). Mittelstarke Erdbeben beschädigen dabei nicht das Tragwerk, verursachen aber sehr oft Risse und Brüche in den Zwischenwänden und Fassadenbauteilen.

Das Herunterfallen von abgehängten Unterdecken, zerbrochene und umfallende Zwischenwände, auf den Gehsteig fallende Fassadenbauteile, umfallende Regale usw. kann aber auch Menschenleben gefährden.

Die Gefahr ist umso größer, je flexibler das Gebäude ist und je größer die Verformung des Bauwerkes ist. Einerseits kann durch die Beschränkung von zulässigen Geschossverschiebungen diese Gefahr minimiert werden. Anderseits können die Befestigungen dieser Elemente auf Kräfte und Verschiebungen im Erdbebenfall ausgelegt werden. Nicht vergessen sollte man auch die Sicherung von Trennwänden quer zur Wandebene.

2.7.2.5 SEISMISCHE ISOLATION

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

Das Prinzip ist eine Trennung des Bauwerkes vom Baugrund durch Basisisolatoren. Diese Elemente werden zwischen der Konstruktion und dem Fundament platziert (Abbildung 47).

Im Erdbebenfall verformen sich diese Elemente sehr stark (große horizontale Verformung) und bauen einen hohen Teil der seismischen Energie in Form von Wärme ab. Es wird eine Reduktion der Grundfrequenz des Gebäudes und eine Erhöhung der äquivalenten viskosen Dämpfung des Tragwerkes erreicht. Dadurch werden die Erdbebenlasten in einer abgeschwächten Form in das Bauwerk eingeleitet und die Stockwerksverschiebungen und –Beschleunigungen werden reduziert.

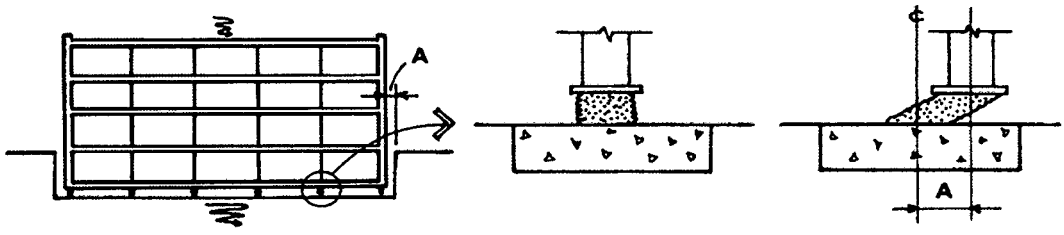


Abbildung 47: Trennung des Bauwerkes vom Baugrund durch Basisisolatoren
A = erforderliche Fugenbereite zwischen Kellerwände und der umliegenden Erdschicht [18]

Die begrenzte Tragfähigkeit dieser Elemente auf vertikale Lasten beschränken die Einsatzmöglichkeiten der Basisisolatoren.

2.7.2.6 NUTZUNGSÄNDERUNG

Eine Nutzungsänderung anstelle von baulichen Maßnahmen kann auch eine Erhöhung der Erdbebensicherheit bewirken, was eine Deklassierung eines Bauwerks in eine niedrigere Bauwerksklasse bedeutet (z.B. Spital zu Wohngebäude). *[14]*

3 ERDBEBENNORMUNG

3.1 GESCHICHTLICHE ENTWICKLUNG EC 8 & ÖNORM B 4015

In den 20er und 30er-Jahren des vorigen Jahrhunderts sind in Staaten wie Russland, den Vereinigten Staaten und Japan neue Erdbebenbemessungen und konzeptionelle Regeln entstanden.

Als einfachste Regelung wurde festgestellt, dass zehn Prozent der vertikalen Lasten als gleichmäßige auf die Gebäude Höhe verteilte Erdbebenlast angenommen werden kann.

Mit der weiteren Entwicklung des Erdbebeningenieurwesens wurde später festgestellt, dass die Beanspruchungen auch zusätzlich 10-15 % höher sein können.

In Österreich fängt die Entwicklung der Erdbebennormung im Jahr 1945 Anfang an. Die ÖNorm B4000-3 „Berechnung und Ausführung der Tragwerke - allgemeine Grundlagen Windlast und Erdbebenkräfte" wurde in den Ausgaben 1955, 1956 und 1961 herausgegeben und berücksichtigte die Erdbebeneinwirkung. Drei Jahre nach dem schweren Erdbeben in Friaul 1976 wurde 1979 eine neue ÖNORM 4015-1 „Erdbebenkräfte an nicht schwingungsanfälligen Bauwerken" herausgegeben.

Die weiteren schon geplanten Teile (Berechnungsanleitung und diverse Berechnungsverfahren) wurden leider nicht angefertigt.

Der Grund war die Entwicklung des Eurocode 8. Bei der Ausarbeitung des EC 8 wurde festgestellt, dass im erstern Teil der ÖNORM B4015 gravierende Änderungen vorgenommen werden müssen.

Ende des Jahres 1989 und Anfang 1990 gründete die CEN einen Fachnormenausschuss (CENT/TC 250) mit der Aufgabe Eurocodes für unterschiedliche Konstruktionen zu entwickeln.

Die englische Fassung erschien im Jahr 1994 und drei Jahre später ist der EC 8 als Vornorm ÖNORM 1998 mit dem Titel: „Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben" als deutsche Fassung erschienen. Diese Norm ist für Entwurf, Bemessung und Konstruktion von Bauwerken des Hoch- und Ingenieurbaus in Erdbebengebieten gültig.

Im Jahr 1997 wurde die ÖNORM B 4015-1: „Außergewöhnliche Einwirkungen - Erdbebenwirkungen und Grundlagen in Anlehnung an den Eurocode 8" herausgegeben.

Ein Jahr später ist Teil 2 als ÖNORM B 4015-2 „Außergewöhnliche Einwirkungen - Erdbebeneinwirkungen; Berechnungsverfahren" erschienen.

Im Juni 2002 wurde die ÖNORM B 4015 (Teil1 und Teil 2 zusammengefasst) unter dem Titel: „Außergewöhnliche Einwirkungen, Grundlagen und Berechnungsverfahren" herausgegeben.

Diese Norm beinhaltet die Erdbebengefährdung in Österreich, den erforderlichen Nachweis der Tragsicherheit und konstruktive Grundlagen und diverse Berechnungsverfahren (Berechnung nach der quasistatischen Methode und der Antwortspektrummethode).

Die grundsätzliche Änderung im Sinne einer Anpassung an den EC 8 war die Erhöhung der mittleren Wiederkehrperiode von 200 Jahre auf 475 Jahre (dieser Wert wird von den meisten erdbebengefährdeten Staaten verwendet).

Eine Wiederkehrperiode von 475 Jahren ergibt sich für ein Bauwerk mit einer durchschnittlichen Lebensdauer von 50 Jahren bei Annahme einer statistischen Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10 %. Ebenso wurde eine neue Erdbebengefährdungskarte mit angepassten Bodenbeschleunigungswerten herausgegeben. In dieser Karte kann die relevante effektive Bodenbeschleunigung abgelesen werden. In einer zusätzlichen Karte ist die zu erwartende effektive Bodenbeschleunigung, eingeteilt in 5 Zonen, dargestellt (die effektive Bodenbeschleunigung wird mit 70 % der max. Bodenbeschleunigung angenommen).

2003 wurde der EC 8 als Norm-Entwurf prEN 1998–1 „Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben" herausgegeben. Der Entwurf dieser Norm befindet sich gerade in der Endphase der Bearbeitung und wird vorraussichtlich 2008 als endgültige Norm herausgegeben.

Anhang E der Ausgabe 01.06.2002 nimmt teilweise Bezug auf alte Gebäude, sowie Anhang E2 im Entwurf 03/2006.

3.2 VERGLEICH EC 8 - ÖNORM B 4015

In diesem Kapitel wird teilweise oder im ganzen aus Normen zitiert. Für jedes Land sind die jeweiligen Werte im EC 8 definiert.

3.2.1 SEISMISCHE ZONEN

3.2.1.1 EC 8

Für jedes Land gibt es eine Gefährdungskarte. Mit dem Bemessungswert der Bodenbeschleunigung sind die Ausnahmeregelungen abgestuft.

Definitionsgemäß wird die Gefährdung innerhalb jeder Zone als konstant angenommen. Die Gefährdung ist als Funktion eines einzigen Parameters beschrieben, des Werts a_{gR} der Baugrundklasse A.

Für seismischen Zonen mit [22]:

$a_{gR} \cdot S \leq (0{,}04) \cdot g$ = (0,39m/s²); Baugrundklasse A

oder

$a_{gR} \cdot S \leq (0{,}05) \cdot g$ müssen die Bestimmungen des EC 8 nicht berücksichtigen werden

Für seismischen Zonen mit::

$a_{gR} \cdot S \leq (0{,}08) \cdot g$ = (0,78m/s2) für die Baugrundklasse A

oder

$a_{gR} \cdot S \leq (0{,}10) \cdot g$ kann ein vereinfachtes Verfahren für bestimmte Bauwerkstypen angewandt werden

Eine geringe Seismizität liegt vor im Fall: $\chi \times a_{gR} \times S \leq 0{,}132g \left(1{,}29m/s^2\right)$

Eine sehr geringere Seismizität im Fall: $\chi \times a_{gR} \times S \leq 0{,}043g \left(0{,}42m/s^2\right)$

a_{gR} .....Referenzbodenbeuschleunigung der Baugrundklasse A die von nationalen Behörden für jede Erdbebenzone gewählt wird. Diese entspricht der Referenzwiederkehrperiode T_{NCR} der Erdbebenwirkung für die Standardsicherheitsbedingung (Referenz – Überschreitungswahrscheinlichkeit in 50 Jahren P_{NCR})

3.2.1.2 ÖN B4015

Die Bodenbeschleunigungswerte a_h [m/s²] sind für Österreich lt. ÖNORM grafisch mittels Isolinien dargestellt (effektive horizontale Bodenbeschleunigung). Der obere Grenzwert der effektiven horizontalen Bodenbeschleunigung, liegt in Österreich bei 1,4 m/s² gerechnet für anstehenden Fels. Für die Bodenbeschleunigung in vertikaler Richtung kann 67 % von a_h angenommen werden.

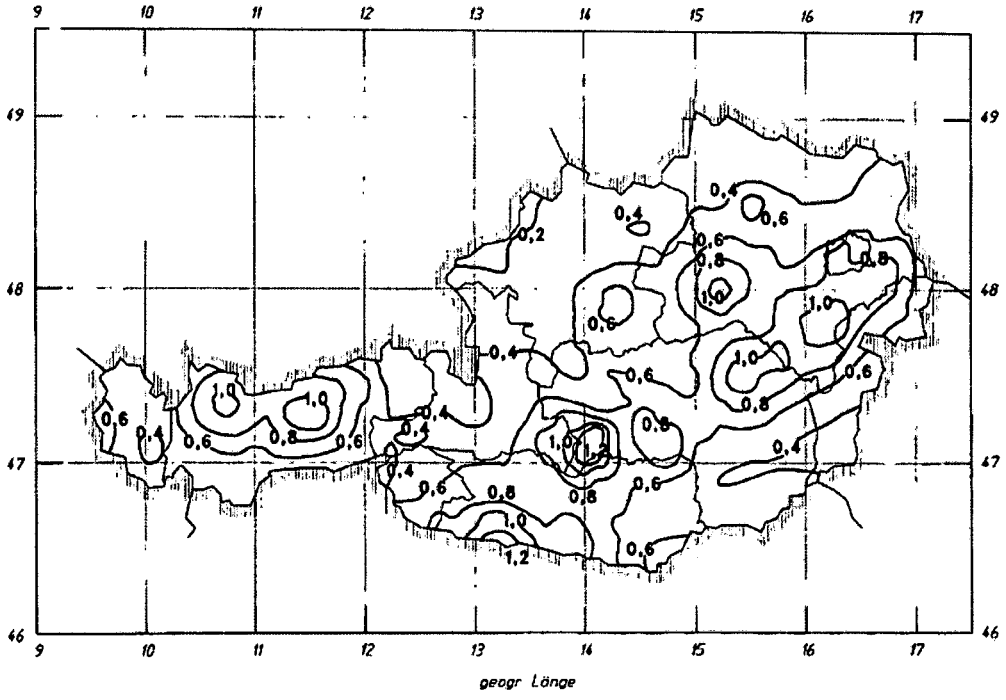


Abbildung 48: Isolinien der effektiven horizontalen Bodenbeschleunigung in Österreich [21]

Die Bemessungswerte der Bodenbeschleunigung bis 0,35 g sind als Zone 0 festgesetzt.

In dieser Zone ist kein Nachweis über die Einhaltung der Konstruktiven Berechnung und Ausführungsnormen erforderlich.

Bemessungswerte der Bodenbeschleunigung zwischen 0,35 bis 0,50 Zone 1

0,50 bis 0,75: Zone 2

0,75 bis 1,00: Zone 3

> 1,00: Zone 4

Im ungünstigsten Fall in der Zone 3 ist das quasistatische Verfahren als Nachweis ausreichend.

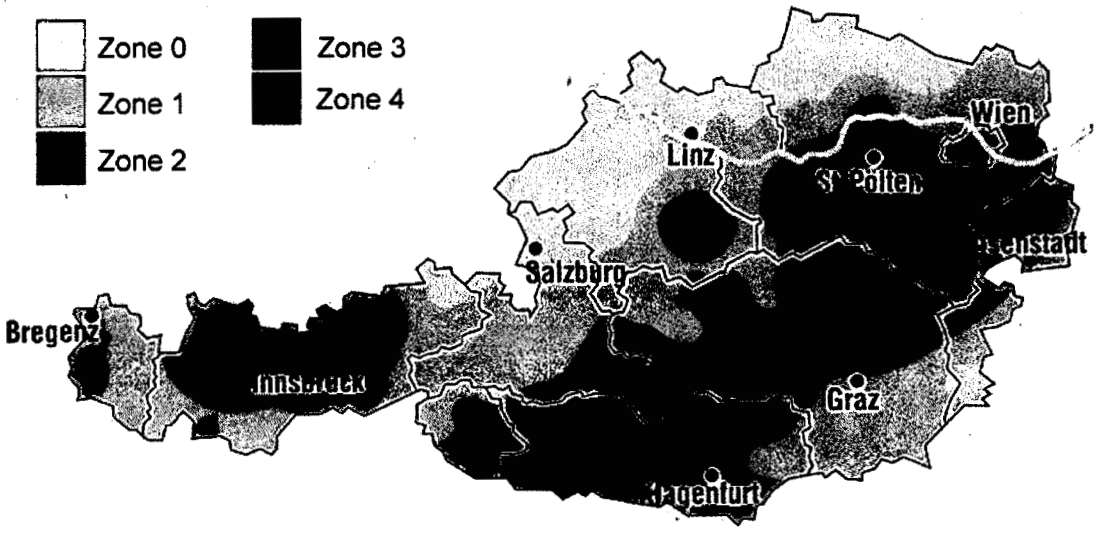


Abbildung 49: Österreich – Erdbebengefährdungszonen [21]

3.2.2 DIE KLASSIFIZIERUNG DES BAUGRUNDES

3.2.2.1 EC 8

Baugrundklasse	Beschreibung des stratigraphischen Profils	Parameter		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (Schläge/30cm)	c_u (kPa)
A	Fels oder andere felsähnliche geologische Formation, mit höchstens 5 m weicherem Material an der Oberfläche	> 800	–	–
B	Ablagerungen von sehr dichtem Sand, Kies oder sehr steifem Ton, mit einer Dicke von mindestens einigen zehn Metern, gekennzeichnet durch einen allmählichen Anstieg der mechanischen Eigenschaften mit der Tiefe	360 – 800	> 50	> 250
C	Tiefe Ablagerungen von dichtem oder mitteldichtem Sand, Kies oder steifem Ton, mit Dicken von einigen zehn bis mehreren hundert Metern	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Ablagerungen von lockerem bis mitteldichtem kohäsionslosem Boden (mit oder ohne einige weiche kohäsive Schichten), oder von vorwiegend weichem bis steifem kohäsivem Boden	< 180	< 15	< 70
E	Ein Bodenprofil bestehend aus einer Oberflächen-Alluvialschicht mit v_s - Werten nach C oder D und veränderlicher Dicke zwischen etwa 5 m und 20 m über steiferem Bodenmaterial mit v_s > 800 m/s			
S_1	Ablagerungen bestehend aus (oder enthaltend) eine(r) mindestens 10 m dicke(n) Schicht weicher Tone oder Schluffe mit hohem Plastizitätsindex (PI > 40) und hohem Wassergehalt	< 100 (indikativ)	–	10 - 20
S_2	Ablagerungen von verflüssigbaren Böden, empfindlichen Tonen oder jedes andere Bodenprofil, das nicht in den Klassen A bis E oder S_1 enthalten ist			

Tabelle 3: Baugrundklassen [22]

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

Tabelle 4: Parameter zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren TYP 1 [22]

S .....Bodenparameter

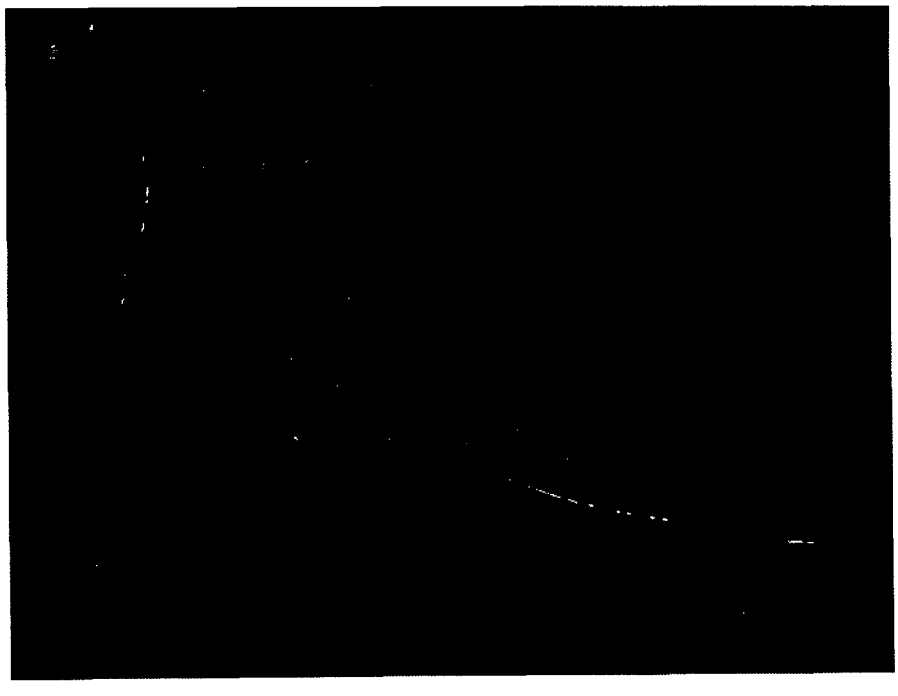


Abbildung 50: Empfohlene elastische Antwortspektren vom TYP 1 (maßgebend in Österreich) für Baugrundklassen A bis E (5 % Dämpfung)

Baugrundklasse	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

Abbildung 51: Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren TYP 2 [22]

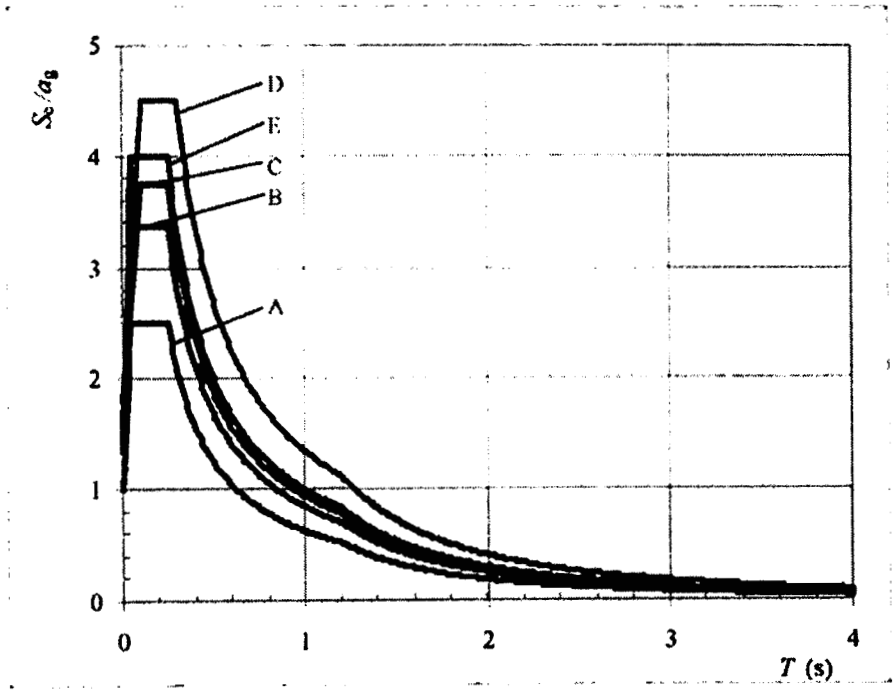


Abbildung 52: Empfohlene elastische Antwortspektren vom TYP 2 (nicht maßgebend in Österreich) für Baugrundklassen A bis E (5% Dämpfung) [22]

3.2.2.2 ÖN B4015

Die Klassifizierung des Baugrundes teilt sich in drei Gruppen:

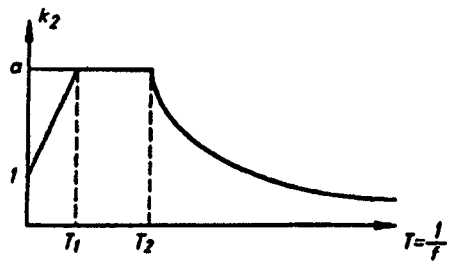
Gruppe 1 – Festgefügtes Gestein (Kalkstein, Sandstein, Schiefer) und Fels (Granit,Basalt,Gneis)

Gruppe 2 – Dichtgelagerte Sedimente (Sand oder Kies, fester Ton, Mergel, verwittertes Gestein)

Gruppe 3 – Locker gelagerte Sedimente (Sand, Kies, weicher Ton und Lehm)

Die Bodenverhältnisse sind sehr stark durch die Form der nominierten Antwortspektren für die einzelnen Bodenklassen beeinflusst (Eckperiode). Grundsätzlich wird der Einfluss des Baugrundes mit dem Gründungskoeffizienten k_1 multipliziert und berücksichtigt. Die Form der Kurve ist klar mit dem nominierten Bemessungsspektrum der Pseudobeschleunigung k_2 beschrieben.

Das Bemessungsspektrum der Pseudobeschleunigung für eine Dämpfung von 5% ist als Reaktionskoeffizient oder Koeffizient des Bauwerksverhaltens k_2 definiert.



Art des Untergrundes	T_1	T_2	β_0	k_1
Gruppe I: Festgefügtes Gestein (Kalkstein, Sandstein, Schiefer) und Fels (Granit, Basalt, Gneis u.a.)	0,1	0,4	2,5	0,9
Gruppe II: Dichtgelagerte Sedimente (Sand oder Kies, fester Ton, Mergel, verwittertes Gestein)	0,15	0,6		1,0
Gruppe III: Locker gelagerte Sedimente (Sand, Kies, weicher Ton und Lehm)	0,2	0,8		1,2

Abbildung 53: Koeffizient k_2 des Bauwerkverhaltens (Reaktionskoeffizient) [21]

Der Kurvenverlauf ist mit folgenden Formeln beschrieben [21]:

$T \leq T1 \qquad k_2(T) = 1 + \frac{T_j}{T_1}(a-1)$

$T1 \leq T \geq T2 \qquad k_2(T) = a$

$T \geq T2 \qquad k_2(T) = a + \frac{T_2}{T_j}$

3.2.3 BAUWERKSKLASSEN - GEBÄUDEKATEGORIEN

3.2.3.1 EC 8

Bedeutungswerte für Hochbauten

Bedeutungs-kategorie	Gebäude	Bedeutungsbeiwert γ_1
I	Bauten von geringer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit, z. B. landwirtschaftliche Bauten usw.	[0,8]
II	Gewöhnliche Bauten, die nicht unter die anderen Kategorien fallen.	[1,0]
III	Bauwerke, deren Beanspruchbarkeit gegen Erdbeben wichtig ist im Hinblick auf die mit einem Einsturz verbundenen Folgen, z. B. Schulen, Versammlungsräume, kulturelle Einrichtungen usw.	[1,2]
IV	Bauwerke, deren Unversehrtheit während Erdbeben von höchster Wichtigkeit für den Zivilschutz ist, z. B. Krankenhäuser, Feuerwachen, Kraftwerke usw.	[1,4]

Tabelle 5: Bedeutungswerte für Hochbauten [22]

γ_1 .....Bedeutungswert multipliziert den Spektralwert aus dem Bem-spektrum S_d

Es ist hervorzuheben, dass die beiden Tabellen wenig über alte und historische Gebäude aussagen. (keine Bewertung von alten Gebäuden)

3.2.3.2 ÖN B4015

SK	Merkmale des Bauwerkes bzw. der Bauwerksnutzung	Beispiele	γ_n
1	– keine großen Menschenansammlungen – keine besonders wertvollen Güter und Einrichtungen – keine Gefährdung der Umwelt bei Beschädigung	– Wohn-, Büro- und Gewerbegebäude – Heime, Beherbergungsbetriebe – Industrie- und Lagergebäude – Parkgaragen	1,00
2	– größere Menschenansammlungen wahrscheinlich – besonders wertvolle Güter und Einrichtungen – bedeutende Infrastrukturfunktionen – beschränkte (lokale) Gefährdung der Umwelt bei Beschädigung	– Einkaufszentren, Sportstadien, Kinos, Schulen und Kirchen – Heime, Beherbergungsbetriebe – Büro- und Verwaltungsgebäude – Hochhäuser (h_{ges} > 40 m) – Fußgängerbrücken – Stützmauern und Böschungen im Bereich von Verkehrswegen, die von erheblicher Bedeutung nach einem Erdbeben sein können – Bauwerke sowie Anlagen und Einrichtungen für Versorgung und Entsorgung sowie für die Telekommunikation, sofern sie nicht in die Sicherheitsklasse 3 eingeordnet sind – hohe Schornsteine, Kühltürme, Aussichtstürme u.dgl.	1,10
3	– lebenswichtige Infrastrukturfunktion – erhebliche Gefährdung der Umwelt bei Beschädigung	– Spitäler samt Anlagen und Einrichtungen – Bauwerke sowie Anlagen und Einrichtungen für den Katastrophenschutz, wie beispielsweise Feuerwehrgebäude, Ambulanzgaragen u.Ä. – Straßen- und Eisenbahnbrücken – Stützmauern und Böschungen im Bereich von Verkehrswegen mit großer Bedeutung für die Zugänglichkeit ausgewählter Bauwerke oder eines Gebietes nach einem Erdbeben – ausgewählte lebenswichtige Bauwerke, Anlagen und Einrichtungen für Versorgung und Entsorgung sowie für die Telekommunikation – Tanklager	1,20

Tabelle 6: Bauwerksklassen [21]

γ_n .....Bedeutungswert

3.2.4 GESCHOSSVERSCHIEBUNGEN

3.2.4.1 EC 8

Die Verschiebungen bei Erdbebenwirkung basieren auf einer Wiederkehrperiode von 95 Jahren für gewöhnliche Gebäude.

Stockwerksverschiebung x Abminderungsfaktor	d_r x v
Hochbauten - nichtragende Bauteile aus spröden Werkstoffen an der Tragwerk befesigt sind	< 0,005 h
Hochbauten mit duktilen nicht tragenden Bauteilen	< 0,0075 h
Hochbauten -mit nichtragende Bauteilen an der Tragwerk befesigt sind aber ohne Einfluß auf tragenden Teile	< 0,01 h

Abminderungsfaktor v	v
Bedeutungskategorie I	0,5
Bedeutungskategorie II	0,5
Bedeutungskategorie III	0,4
Bedeutungskategorie IV	0,4

Tabelle 7: Abminderungsfaktoren [22]

3.2.4.2 ÖN B4015

Die Verschiebungen sind mit einer Wiederkehrperiode von 475 Jahren als Bemessungsebene definiert.

Die relative Geschossverschiebung ist die Differenz der Verschiebungen zweier aufeinander folgender Geschosse.

$$\Delta d_i = d_i - d_{i-1}$$

Die maximale Grenzgeschossdrift pro Geschosshöhe ist in folgenden Tabelle dargestellt und darf in keinem Fall die Werte überschritten.

Grenzwerte des Geschossdrift pro Geschosshöhe

Bauwerks-Bewertungsfaktor gemäß Tabelle 4	1	2	3	4
Grenzgeschossdrift pro Geschosshöhe $\frac{\Delta d_{grenz}}{\Delta h_i}$	0,015	0,015	0,012	0,012

Tabelle 8: Grenzwerte des Geschossdrifts pro Geschosshöhe [21]

Es ist zu bemerken, dass nicht tragende Bauteile, die nicht vom auftretenden Geschossdrift Δd, ausreichend vom Hauptragwerk isoliert sind, in das dynamische Bauwerksmodell einzubeziehen und auf die einwirkenden anteiligen horizontalen Ersatzkräfte nach folgender Formel zu bemessen sind:

$$F_E = \varepsilon \cdot C_E \cdot G_E$$

Nicht tragende Bauteile	C_E
Vorgähängte Fassade	3
Wandvorsprunge	3
Feuermauern	0,9
nichtragende Aussenwände	0,9
Trennwände zw Räumen	0,8
Decken	0,9
Stiegenhäuser, Stiege	1,5
Aufzugschächte	1,5
sonstige vertikale Schächte	0,9
Gänge (Fluchtwege)	1
Behälter,freistehende Bauteile	1,5
mechanische und elektr. Einrichtungen	1,5
architektonische Austattung (an Decke, Wand oder Fussboden befestigt)	0,9

Tabelle 9: Seismischer Reaktionskoeffizient C_E für verschiedene Bauteile [21]

3.2.5 NACHWEISVERFAHREN

Das Nachweisverfahren beim EC 8 fundiert auf dem Antwortspektrenverfahren. Die AS-Methode ist wie die Quasistatische Methode der ÖNORM B 4015, oder die Modale Antwortspektrenmethode.

3.2.5.1 EC - ANTWORTSPEKTREN

Die horizontale Erdbebenwirkung wird durch die zwei orthogonalen Komponenten beschrieben, die als voneinander unabhängig und zum gleichen Antwortspektrum gehörig betrachtet werden. Die Form des elastischen Antwortspektrums (Bemessungsspektrum) wird für die Anforderung an die Standsicherheit und die Schadensbegrenzung von einer Seite, und die Überprüfung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von anderer Seite angenommen. Die Wahl der Form des in einem Land oder in einem Teil davon zu verwenden elastischen Antwortspektrums kann in jedem Land unabhängig festgelegt werden.

Für die Horizontalkomponenten der Erdbebenwirkung wird das elastische Antwortspektrum $S_E(T)$ durch folgende Begriffe angenommen:

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

$$T_B \le T \le T_C \div S_e(T) = 2{,}5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta$$

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

$$T_D \le T \le 4s \div S_e(T) = 2{,}5 \cdot a_g \cdot S \cdot \eta\left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right] \qquad \eta = \sqrt{\frac{10}{(5+\xi)}} \ge 0{,}55$$

$S_e(T)$ .....Ordinate des elastischen Antwortspektrums

T .....Schwingungsdauer eines linearen Einmassenschwingers

a_g .....Bemessungsbodenbeschleunigung für Baugrundklasse A $(a_g = \gamma 1 \cdot a_{gR})$

T_B .....untere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung

T_C .....obere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung

T_D .....Beginn des Bereichs konstanter Verschiebungen

S .....Bodenparameter

η .....Dämpfungs-Korrekturbeiwert mit $\eta = 1$ für 5 %

ξ .....Dämpfungsverhältnis des Bauwerkes in %

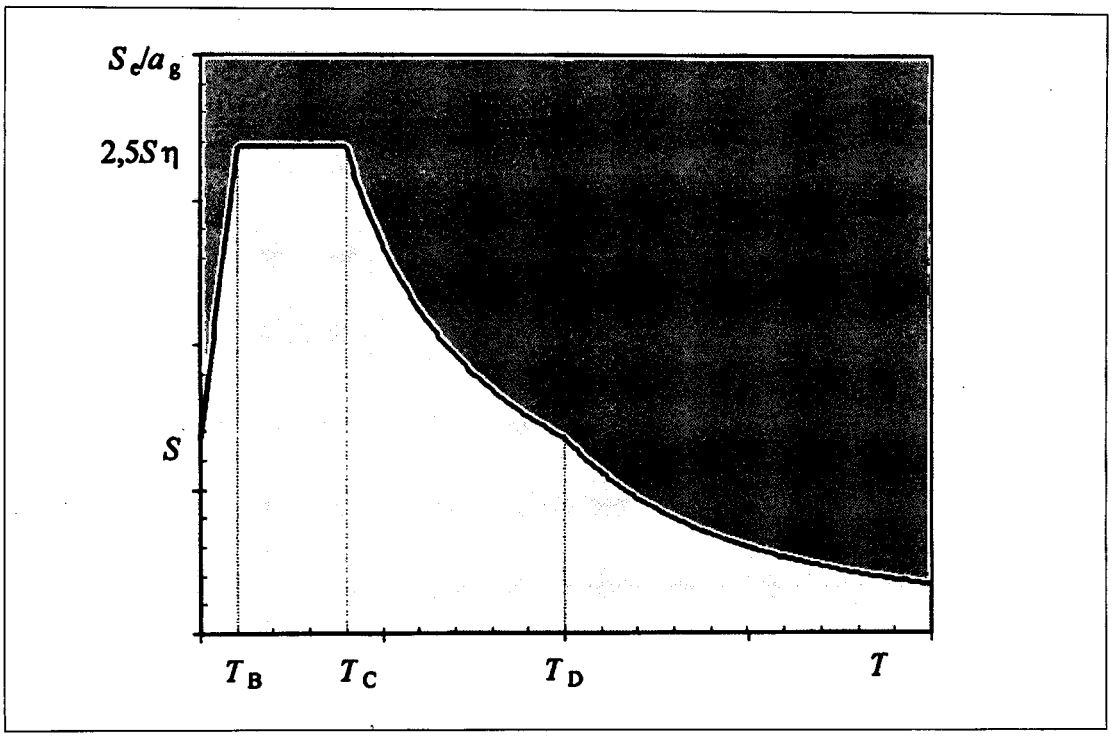


Abbildung 54: Form des elastischen Antwortspektrums [22]

Die Werte der Schwingungsdauer T_D, T_C, T_D und des Bodenparameters S zur Beschreibung der Form des elastischen Antwortspektrums hängen sehr stark von der Baugrundklasse ab.

Wird die geologische Untersuchung des Untergrundes nicht berücksichtigt, können zwei Typen von Spektralformen verwendet werden. **(In Österreich Typ 1)**

Haben die Erdbeben, die am meisten zu der zum Zweck einer probabilistischen Gefährdungsuntersuchung für den Standort definierten seismischen Gefährdung beitragen, eine Oberflächenwellenmagnituden M_s die nicht größer als 5,5 ist, ist Typ 2 zu verwenden.

System	$M \ddot{u} + C \dot{u} + K u = - M \cdot 1 \cdot \ddot{u}_g$	
Eigenwertproblem	$(K - \omega^2 M) \phi = O \rightarrow \omega_i , \phi_i$	
Entkopplung	$\ddot{y}_i + 2 \xi_i \omega_i \dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = - \frac{L_i}{M_i} \ddot{u}_g$ $L_i = \phi_i^T M \cdot 1 , \quad M_i = \phi_i^T M \phi_i$	
Antwortspektrum	$y_{i,max} = \frac{L_i}{M_i} \cdot \frac{1}{\omega_i^2} S_{a,i}$ $S_{a,i} = S_{a,i} (T_i, \xi_i)$ DIN 4149: $\xi_i = 0,05 ; \quad S_{a,i} = \beta_i \text{ cal a}$ $\text{cal a} = \kappa \alpha a_0$	
Rücktransformation	$u_{i,max} = \phi_i y_{i,max}$	maßgebende Eigenformen
Ersatzlasten	$H_{E,i} = M \phi_i \frac{L_i}{M_i} S_{a,i}$	
Schnittkräfte je Eigenform	M_i , Q_i , N_i	
Überlagerung zu Gesamtschnittkräften	$M = \sqrt{\Sigma M_i^2}$ $Q = \sqrt{\Sigma Q_i^2}$ $N = \sqrt{\Sigma N_i^2}$	

Abbildung 55: Übersicht des Antwortspektrenverfahrens [23]

3.2.5.2 EC - MODALES ANTWORTSPEKTRENVERFAHREN

Die Lösung des Eigenwertproblems führt auf die Eigenfrequenzen und die Eigenformen des Systems mit n Freiheitsgraden und n Eigenformen. (Eigenformen sind nicht linear abhängig - die Orthogonalität der Eigenformen ermöglicht die Transformation eines komplizierten dynamischen Systems in mehrere fiktive Einmassenschwinger). Die zeitlich veränderlichen Verformungen des

Bauwerks kann auch durch Superposition der Eigenformen berücksichtigt werden und ist als modale Superposition bekannt.

$[M]\{\ddot{u}(t)\}+[K]\{u(t)\}=\{0\}$ ungedämpfter Mehrmassenschwinger in Matrizenform

$\{u(t)\}=[\Phi]\{y(t)\}=\{\phi_1\}y_1(t)+\longrightarrow\{\phi_n\}y_n(t)$ modaler Superposition

Mathematisch kann gesehen werden, dass sich die Eigenformen des Systems sowohl zur Massenmatrix als auch zur Steifigkeitsmatrix orthogonal verhalten, dies aber unter der Annahme, dass die Dämpfungsmatrix $[C]$ angenommen wird.

Dämpfungsmatrix: $[C]=a[K]+b[M]$

Die Orthogonalität ist durch folgende Therme definiert [23]:

$\{\phi_m\}^T[K]\{\phi_n\}=0$ für m ≠ n

$\{\phi_m\}^T[K]\{\phi_n\}=K_n$ für m =n

Analog gelten diese Bezeichnungen auch für die Massenmatrix und die Dämpfungsmatrix. Setzt man den Ansatz der modalen Superpositionen in die Bewegungsdifferentialgleichung ein und multipliziert danach $[\Phi]^T$ vor, so erhält man nach Entkoppelung der Differentialgleichungen n unabhängige Gleichungen der Form [23]:

$$M_i\ddot{y}_i+C_i\dot{y}_i+K_iy_i=\{\phi_i\}^T\{P(t)\}$$

M_i.....Modale Masse
C_i.....Modale Dämpfung
K_i.....Modale Steifigkeit

Diese unabhängigen Differentialgleichungen entsprechen den Gleichungen des Einmassenschwingers und können sehr einfach nach Duhamel gelöst werden. Nach der Lösung müssen die n Einmassenschwinger zur Lösung des Gesamttragwerks superponiert werden.

Duhamel-Integral: $u(t)=\frac{1}{m\omega_D}\int_0^t P(\tau)e^{-\xi\omega_0(t-\tau)}\sin\omega_D(t-\tau)dt$ [12]

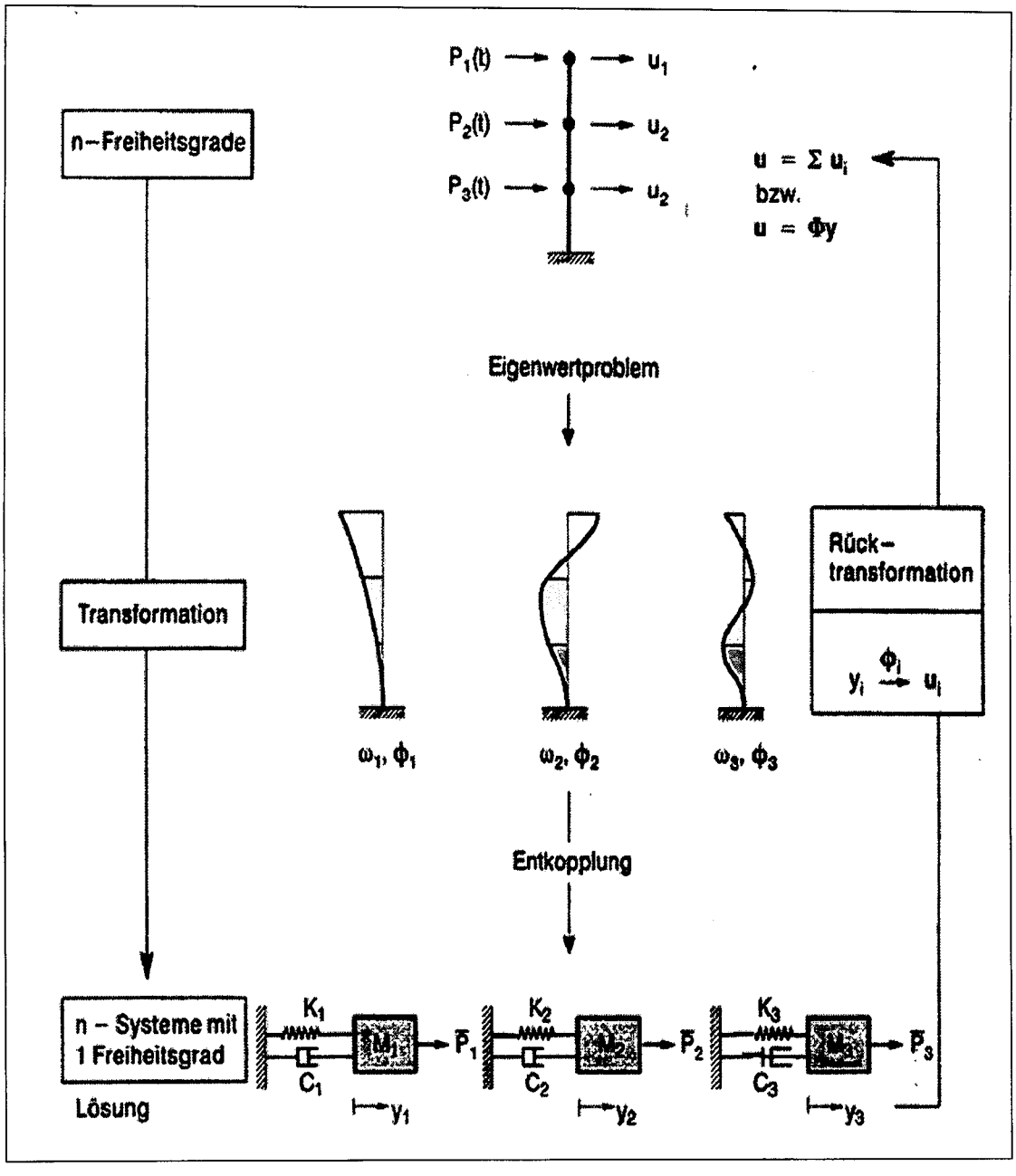


Abbildung 56: Übersicht Modales Antwortspektrenverfahren [23]

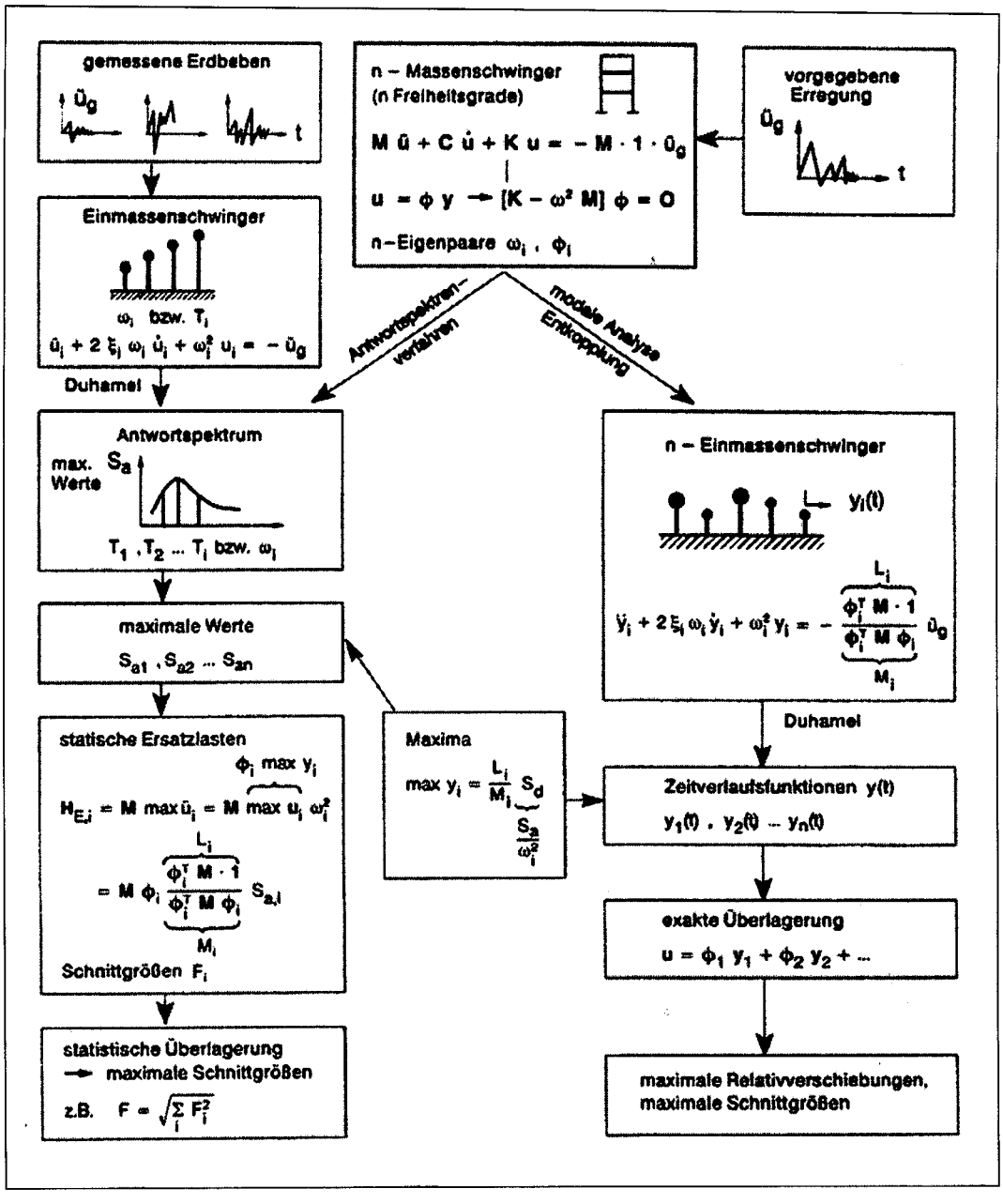


Abbildung 57: Vergleich - Antwortspektrensverfahren und Modale Analyse [23]

Auswirkung der konstruktiven Regelmässigkeit auf die Erdbebenberechnung

REGELMÄSSIG		Zulässige Vereinfachung		Verhaltensbeiwert
Grundriss	Aufriss	Rechnerisches Modell	Linear-elastische Berechnung	für lineare Berechnung
Ja	Ja	Eben	Vereinfacht **	Referenzweert
Ja	Nein	Eben	Modal	Abgemindert
Nein	Ja	Räumlich *	Vereinfacht **	Referenzwert
Nein	Nein	Reäumlich	Modal	Abgemindert

* 2 D Model mit vereinfachtem Antwortspektrenvarfahrem möglich

** Grundperode T_1 muss < 2 sec. & $T_1 < 4*T_2$

Tabelle 10: Auswirkung der konstruktiven Regelmäßigkeit auf die Erdbebenberechnung [22]

Die Regelmäßigkeitskriterien sind in Punkt 2.6 im Detail beschrieben, und sind für EC 8 und ÖN B4015 sehr ähnlich.

3.2.5.3 ÖN B4015

Es gibt diverse Arten der Nachweisverfahren der Tragsicherheit

Methode K: Neben der Erhaltung der konstruktiven Berechnungs - und Ausführungsnormen ist für Hochbauten die Einhaltung der konstruktiven Grundlagen erforderlich. (Abschnitt 6/ÖNORM B 4015)

Methode Q: Quasistatische Methode (Abschnitt 9/ÖNORM B 4015)

Methode A: Antwortspektrenmethode (Abschnitt 10/ÖNORM B 4015)

Die Anwendung der Methode bei Hochbauten ist in folgender Tabelle dargestellt:

Schwingungsanfälligkeit gemäß Tabelle 6	Bauwerks-Bewertungsfaktor gemäß Tabelle 4				
	0	1	2	3	4
G (gering schwingungsanfällig)	[1]	K	K	K	K
M (mittel schwingungsanfällig)	[1]	K	K	Q	Q
H (hoch schwingungsanfällig)	K	Q	Q	A	A[2]

[1] Es ist kein über die Einhaltung der konstruktiven Berechnungs- und Ausführungsnormen hinausreichender Nachweis erforderlich.

[2] In diesem Fall sind Überlegungen über die Notwendigkeit genauerer dynamischer Methoden (zB Bauwerksmodelle mit mehreren Freiheitsgraden pro Stockwerk, Zeitverlaufsanalysen an räumlichen Modellen, probabilistische Verfahren) anzustellen.

Tabelle 11: Tab.2 ÖN B4015 [21]

Bauwerke - Bewertungsfaktoren 1 bis 4 in Abhängigkeit von Sicherkeitsklasse und Erdbebenzone

Sicherkeitsklasse SK	ERDBEBENZONE				
	0	1	2	3	4
SK 1	0	0	1	2	2
SK 2	0	1	1	2	3
SK 3	1	1	2	3	4

Tabelle 12:Bauwerke – Bewertungsfaktoren [21]

Zur Tabelle 2 der ÖN ist folgendes anzumerken:

Q - Quasistatische Methode ist nur bei jenen Hochbauten verwendbar, bei denen höhere Schwingungsformen in jeder Richtung keinen Einfluss haben.

$$T_1 \leq 4 \cdot T_2 \qquad T_1 \leq 2 \text{ sec}$$

T_2 ist aus Tabelle 9 zu entnehmen.

T_1 ist bei Stahlbeton und Mauerwerk mit der Biege- und Schubfestigkeit in gerissenem Zustand zu berechnen, wobei diese als die halben Steifigkeiten des ungerissenen Zustandes angenommen werden dürfen.

Alle horizontalen Aussteifungssysteme wie Kerne, tragende Wände oder Rahmen müssen ohne Unterbrechung von der FOKBP bis zur OK des Gebäudes durchgehen oder bis zur OK des entsprechenden Gebäudeteiles.

Masse und Horizontalsteifigkeit der einzelnen Geschosse müssen konstant sein ohne große Sprünge von der Fundierungsebene.

Die Q Methode, die zum Antwortenspektrenverfahren des EC 8 gehört, (einfaches Verfahren) ist die Regelmethode und kann, mit entsprechendem räumlichen Modell als Grundlage zur Berechnung der ersten Eigenfrequenz (geringer Schwingungsfälligkeit – T<1,25 sec.), auch bei alten Gebäude verwenden werden.

Bei Hochbauten die der Gruppe der schwingungsanfälligen Gebäude angehören (T>3,3 sec.) und in Erdbeben Zone 3 und 4 fallen, ist es wichtig das Antwortspektrenverfahren anzuwenden.

3.2.5.4 ÖN B4015 - METHODE K (KOSNTRUKTIVE GRUNDREGELN)

Gebäude mit Wandscheiben

Es ist darauf zu achten, dass die Gebäudestrukturen hinsichtlich horizontaler Kraftwirkung in ausreichendem Maße ausgeführt werden. Für gering schwingungsanfällige Bauwerke mit Bewertungsfaktoren 2 bis 4 sowie für mittel-schwingungsanfällige Bauwerke mit Bewertungskategorie 1 und 2 (im Allgemeinen Bauwerke mit Wänden und Geschosszahlen gemäß ÖNORM B 3350, wie Wohnungsanlagen oder ähnliche Objekte) bestehet die Möglichkeit, den Nachweis der Tragsicherheit gegen Erdbebenwirkung durch Einhaltung konstruktiver Grundregeln zu führen:

- Ausbildung von Öffnungen in tragenden Wände (s. Seite 29)
- Ausbildung von Rosten, Verschließungen und Deckenauflagern
- Verbindung von Dach und Deckenkonstruktion mit tragenden Wänden
- Ausführung einer unter Umständen notwendigen Bewehrung (Eckbewehrung, Rost in Stützenebene sowie Umschließungsbewehrung von Öffnungen nur in den Erdbebenzonen 3 und 4 oder Nichteinhaltung der Abstände (s. Seite 29))

Besondere Bedeutung für die Erdbebenwirkung von Bauwerken hat eine entsprechend ausgeführte Verbindung von tragenden und aussteifenden Wänden, sowie die Ausführung von Decken durch gleichzeitiges Hochziehen der Wände im Verband.

Bei Nichteinhaltung dieser Grundregeln ist eine Berechnung vorzunehmen

Bei alten und historischen Gebäuden (Gründerzeithäuser), ist es meist nicht möglich die K-Methode zu verwenden, trotz Möglichkeiten für SK 1.

Begründung:

- Keine steifen Decken (üblicherweise Holztramdecken oder Dippelbaumdecken)
- Ziegeldruckfestigkeit und Mörteldruckfestigkeit sind sehr niedrig und entsprichen nicht den Normen B3350 und B4015
- Erdgeschosse sind meisten als Weiche Geschosse zu betrachten (Pendelstütze und diverse Unterfangungen ohne Rahmenwirkungen)
- Zwischenwände sind in den oberen Geschossen meistens ohne Ersatzmaßnahmen entfernt
- Meist wurde der Zustand (Original - Zustand) des Gebäudes durch verschiedene Umbauten verschlechtert.

Daher ist für den Erdbebennachweis mindestens eine Q- oder A-Methode erforderlich. Dazu sind realistische Parameter festzustellen (Boden-, Ziegel- und Mörtelqualität, Zustand der bestehenden Bausubstanz) und danach berechnen.

3.2.5.5 ÖN B4015 - METHODE Q – QUASISTATISCHE METHODE

In der Regel wird nur die Horizontalkomponente als äquivalente statische Ersatzkraft in der Höhe jeder Geschossdecke im Massenmittelpunkt angreifend, sowohl in der für die Konstruktion ungünstigsten, als auch in der dazu orthogonalen Richtung berücksichtigt.

Unter Annahme einer starren Einspannung an der Basis ergibt sich die auf das i-te Geschoss einwirkende horizontale Ersatzkraft $E_{h\text{-}i}$ [21]:

$$E_{h,i} = k_{E,i} \cdot P_{tot,i} \qquad k_{E,i} = \varepsilon \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_{3,i}$$

ε = Erdbebenkoeffizient, k_1 = Gründungskoeffizient

k_2 = Reaktionskoeffizient, $k_{3,i}$ = Verteilungskoeffizient

$$T \le T1 \qquad k_2(T) = 1 + \frac{T_j}{T_1}(a-1)$$

$$T1 \le T \ge T2 \qquad k_2(T) = a \qquad k_2 \ge 0{,}2 \text{ sein muss } T_1 \text{ und } T_2$$

$$T \ge T2 \qquad k_2(T) = a \cdot \frac{T_2}{T_j}$$

$$T = \frac{1}{f}; \qquad a = \frac{\beta_0 \cdot \eta}{k_5} \qquad f = \frac{1}{0{,}9 \cdot 2\Pi}\sqrt{\frac{g}{w_g}} \qquad k_3 = \frac{h_i \cdot \sum_{j=1}^{n} P_{tot,j}}{\sum_{j=1}^{n}(P_{tot,j} \cdot h_j)}$$

a .....Hilfswert zur Berechnung von k_2

β_0 .....Verstärkungswert

η .....Faktor zur Berücksichtigung der Bauwerksdämpfung

k_5 .....Bauwerksduktilität (Verhältnis der Grenzdeformation zur elastischen Deformation)

g .....Fallbeuschleunigung 9,81 m/sec²

w_g .....maximale horizontale Formänderungen des Systems bei Ansatz der seismisch wirksamen Masse in Richtung der ersten horizontalen Eigenform

$P_{tot,j}$ .....Gesamtlast der seismische beanspruchten Massen in der j - ten Geschoss

ξ .....Dämpfungszahl des Bauwerkes (Lehr'sches Dämpfungsmaß)

η .....Faktor zur Berücksichtigung der Bauwerksdämpfung

Ohne Ermittlung der Grundschwingungsperiode kann $k_2 = a$ angenommen werden.

Material	ξ	η
Stahlbeton	**0,05**	**1,00**
Spannbeton	**0,06**	**1,12**
Stahk,verschraubt	**0,03**	**1,00**
Stahl, verschweißt	**0,05**	**1,02**
Holz	**0,08**	**0,55**
Mauerwerk	**0,07**	**0,91**

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+100 \cdot \xi}}$$

Tabelle 13: Dämpfungswerte bei Erdbebenwirkung [21]

Auf den folgenden Seiten ist ein einfaches Programm in Excel dargestellt, für eine grobe Abschätzung der Erdbebenkräfte:

3.2.5.6 MUSTERBEISPIEL

Berechnung der Erdbebeneinwirkung auf ein Gebäude nach ÖN B4015 Ausgabe 01.06.2002 (quasistatische Methode)

Projekt : **MUSTERBEISPIEL**

1. LASTANNAHMEN

gemäß der ÖN B4015, Tabelle 7 ist der Koeffizient ψ 2,i
zur Abminderung der Nutzlast nach ÖN B4012 in Rechnung zu stellen.

Veränderliche Einwirkung - Nutzlasten auf Decken	ψ2,i
Wohnräume,Aufenthaltsräume,Büroräume einschließlich Nebenräume,Stiegen,Garage	**0,3**
Versamlungsräume, Verkaufsäume	0,6
Lagerräume	0,8
Verkers-und Parkflächen für leichte Fahrzeuge, Gesamtlast je Fahrzeug bis 30 KN	0,8
Verkers-und Parkflächen für leichte Fahrzeuge, Gesamtlast je Fahrzeug 30 bis 60 KN	0,4
Verkers-und Parkflächen für leichte Fahrzeuge, Gesamtlast je Fahrzeug 60 bis 120 KN	0,3

	Nutzung	ψ2,i	G_i	Q_i	ψ2,i*Qi	P_{tot}
Decke über Dach	Wohnung	0,3	1454 kN	253 kN	76 kN	1530 kN
Decke über 1.DG	Wohnung	0,3	2762 kN	1407 kN	422 kN	3184 kN
Decke über 3.OG	Wohnung	0,3	12101 kN	1759 kN	528 kN	12629 kN
Decke über 2.OG	Wohnung	0,3	12862 kN	1759 kN	528 kN	13390 kN
Decke über 1.OG	Wohnung	0,3	13588 kN	1759 kN	528 kN	14116 kN
Decke über EG	Wohnung	0,3	15212 kN	1759 kN	528 kN	15740 kN

2. ERMITTLUNG DER HORIZONTALEN ERSATZKRÄFTE

Unter Annahme einer Einspannung an der Basis ergibt sich die auf das i-te Geschoß einwirkende horizontale Ersatzkraft mit $E_{h,i} = k_{Ei} * P_{tot,i}$.

$E_{h,i}$ ... horizontale Ersatzkraft im Geschoß i
k_{Ei} ... seismischer Koeffizient für das Geschoß i
$P_{tot,i}$ ... seismisch beanspruchte Masse im Geschoß i

Der seismische Koeffizient k_{Ei} ist das Produkt von dem von der Geophysik vorgegebenen Koeffizienten der Erdbebenstärke ε und vier weiteren Koeffizienten k_1, k_2, k_{3i}

2.1 Ermittlung des ortsabhängigen Erdbebenkoeffizienten ε nach Anhang A.2

Ort: **1040 Wien**

Zone: 3 **⇒ ε = 0,082**

2.2 Ermittlung des Gründungskoeffizienten k_1 lt. Tabelle 9 der ÖN B4015

Art des Untergundes: Dichtlagerte Sendimente

Gruppe II **⇒ k_1 = 1,00**

2.3 Ermittlung des Reaktionskoeffizienten k_2 nach ÖN B4015

Der Reaktionskoeffizient k_2 ist abhängig von mehreren Koeffizienten und errechnet sich in Abhängigkeit der Grundschwingungsperiode zu:

$T \leq T_1$ $\Rightarrow k_2 = 1 + (T / T_1) * (a - 1)$

$T_1 \leq T \leq T_2$ $\Rightarrow k_2 = a$

$T_2 \leq T$ $\Rightarrow k_2 = a * (T_2 / T)$

... T1 und T2 sind der ÖN B4015, Tabelle 9 zu entnehmen:

Grp.	Art des Untergrundes	T_1	T_2	β_0	k_1
I	Festgefügtes Gestein (Kalkstein, Sandstein, Schiefer) und Fels (Granit, Basalt, u.ä.)	0,1	0,4	2,5	0,9
II	dichtgelagerte Sedimente (Sand oder Kies, fester Ton, Mergel, verwittertes Gestein)	0,15	0,6		1
III	locker gelagerte Sedimente (Sand, Kies, weicher Ton und Lehm)	0,2	0,8		1,2

vorhandener Boden: dichtlagerte Sendimente ⇒

T_1 =	0,15
T_2 =	0,6
β_0 =	2,5

Abschätzung der Grundschwingungsperiode:

Variante A: Abschätzung nach Gl. (3) der ÖN B4015

Variante B: Berechnung der 1. Eigenschwingung mit Ersatzstabverfahren

... ohne Ermittlung der Grundschwingungsperiode kann k_2 = a gesetzt werden

b_m – horizontale Abmessung des größten Horizontalkräfte aufnehmenden Bauteils gemessen in Schwingungsrichtung

⇒ Abschätzung nach Gl. (3) der ÖN B4015 :

$$f = 12{,}5 * \sqrt{b_m} / h_{ges}$$

mit b_m = 20,0 m und h_{ges} = 21,5 m

folgt f = 2,60 Hz **⇒ T = 1 / f = 0,385 s**

⇒ Berechnung der 1. Eigenschwingung mit Ersatzstabverfahren:

Die Ermittlung der Querschnittswerte der jeweiligen Geschoße erfolgt extern mit geeigneten EDV-Programmen:

Ergebnisse:

E ... E-Modul der Wandscheiben im i-ten Geschoß
Iy,S ... Hauptträgheitsmoment der Wandscheiben im i-ten Geschoß

Geschoß	E [kN/m²]	$I_{y,S}$ [m⁴]
Dach	4000000	450
1.DG	4000000	500
3.OG	4000000	5797
2.OG	4000000	4989
1.OG	4000000	5696
EG	4000000	5814

E =	4.000.000,00 kN/m²

z.B.: Ziegelmauerwerk 4,00E+06
Beton 3,00E+07

Im Folgenden werden stabweise die Schnittgrößen und Verschiebungen unter einer Einheitslast (1kN/m) ermittelt. Anschließend wird die Steifigkeit eines Ersatzstabes (mit EI=const.) bei identer Gesamtverschiebung rückgerechnet.

Geschoß	Δh_i	Σh_i	Q_i [kN]	M_i [kNm]	Formänderungsanteil	Summe Formänd.
Dach	3,5 m					
		3,5 m	3,5	6,1	1,0421E-08 m	1,0421E-08 m
1.DG	3,2 m					
		6,7 m	6,7	22,4	1,1657E-07 m	1,2699E-07 m
3.OG	3,5 m					
		10,2 m	10,2	52,0	4,7488E-08 m	1,7447E-07 m
2.OG	3,4 m					
		13,6 m	13,6	92,5	1,4648E-07 m	3,2096E-07 m
1.OG	3,9 m					
		17,5 m	17,5	153,1	3,2687E-07 m	6,4783E-07 m
EG	3,7 m					
		21,2 m	21,2	224,7	5,8161E-07 m	1,2294E-06 m

⇒ äquivalenter Kragträger mit konstantem Trägheitsmoment:

δ_{res} = 1,2294E-06 m Gesamtgebäudehöhe h_{ges}= 21,2 m

E_{ges} = 4000000 kN/m²

$I_{äqui}$ = $(q * l^4) / (8 * E * \delta_{res})$ = 5134,38 m⁴

⇒ Berechnung der Grundschwingungsperiode:

$$T = 1{,}5 \cdot \sqrt{\left(\frac{h_{ges}}{3 \cdot E_{ges} \cdot I_{äqu}} + \frac{1}{C_K \cdot I_F} \right) \cdot \sum_{i=1}^{n} G_i \cdot h_i^2}$$

Parameter:

Gesamtgebäudehöhe h_{ges} = 21,2 m

E-Modul des Gesamtgebäudes E_{ges} = 4000000 kN/m²

äquivalentes Trägheitsmoment $I_{äqu}$ = 5134,38 m^4

dyn. Elastizitätsmodul des Baugrundes $E_{s,dyn}$ = 40000 kN/m²

Fläche der Erdgeschoß A = 126,72 m^2

axiales Trägheitsmoment der Erdgeschoß I_F = 5814 m^4

mit C_K = 14213,4 kN

tabellarische Zusammenstellung von hi und zugehörigem Gi:

Geschoßdecke	Δh_i	$h_{i,zug}$	$h_{i,zug}^2$	G_i	$G_i * h_i^2$
Decke über Dach		21,2 m	449,4 m²	1454 kN	653485,8 kNm²
	3,5 m				
Decke über 1.DG		17,7 m	313,3 m²	2762 kN	865307,0 kNm²
	3,2 m				
Decke über 3.OG		14,5 m	210,3 m²	12101 kN	2544235,3 kNm²
	3,5 m				
Decke über 2.OG		11,0 m	121,0 m²	12862 kN	1556302,0 kNm²
	3,4 m				
Decke über 1.OG		7,6 m	57,8 m²	13588 kN	784842,9 kNm²
	3,9 m				
Decke über EG		3,7 m	13,7 m²	15212 kN	208252,3 kNm²
	3,7 m				
					6612425,2 kNm²

nach Einsetzen aller Parameter ergibt sich T zu: 0,430 s

Die errechnete Grundperiode liegt zwischen den Werten von T1 und T2!

$\Rightarrow$ **k2 = a** **mit** $a = (\beta_0 * \eta) / k_5$

η ... Faktor zur Berücksichtigung der Bauwerksdämpfung, siehe Tabelle 11 ÖN B4015 (siehe unten)

k_5 ... Strukturfaktor zur Berücksichtigung der Bauwerksduktilität, siehe Tabelle 12 der ÖN B4015 (siehe unten)

Wahl/Ermittlung von η nach ÖN B4015, Tabelle 11:

		ξ	δ	η
Konstruktionsart	Stahlkonstruktionen - geschraubt - geschweißt	 0,005 bis 0,010 0,003 bis 0,005	 0,031 bis 0,063 0,019 bis 0,031	
	Stahlbetonkonstruktionen	0,005 bis 0,020	0,031 bis 0,126	
	Spannbetonkonstruktionen	0,005 bis 0,015	0,031 bis 0,094	
	Holzkonstruktionen	0,010 bis 0,030	0,063 bis 0,188	
	Mauerwerksbauten	0,010 bis 0,030	0,063 bis 0,188	
Zuschläge	dämpfende Einbauten z.B. Ausmauerungen	0,005	0,031	
	Gründungsdämpfungen	0,001 bis 0,003	0,006 bis 0,019	
Bsp. für Bauwerke	turmartige Bauwerke - aus Stahl - aus Stahlbeton	 0,004 bis 0,008 0,006 bis 0,010	 0,025 bis 0,050 0,038 bis 0,063	 1,31 bis 1,36 1,29 bis 1,34
	Brücken - aus Stahl - aus Stahlbeton	 0,005 bis 0,015 0,006 bis 0,020	 0,031 bis 0,094 0,038 bis 0,0126	 1,24 bis 1,35 1,20 bis 1,34
	Rahmenkonstruktionen - aus Stahl - aus Stahlbeton	 0,010 bis 0,020 0,015 bis 0,025	 0,063 bis 0,126 0,094 bis 0,157	 1,20 bis 1,29 1,15 bis 1,24

die Ermittlung erfolgt über das Lehr'sche Dämpfungsmaß ξ und die Beziehung

$$\eta = \sqrt{(10 / (5 + 100 \times \xi)}$$

gewählt: ξ = 0,07 $\Rightarrow$ η = 0,88192

Wahl/Ermittlung von k_5 nach ÖN B4015, Tabelle 12:

TRAGWERKSTYP	k_5 bei duktilitätserhöhenden Maßnahmen	k_5 ohne duktilitätserhöhenden Maßnahmen
Rahmen (als Skelett)	3,0	1,5
Schubwände	2,5	1,5
Kern [1)]	2,0	1,5
Rahmen,Fachwerke und durch Verbände aus.Stb	>3,0	2,0
Stahlbeton-Brückenpfeiler	3,0	1,5

[1)] nimmt mehr als 65% der Erdbebenwirkung auf
[2)] für Stahltragwerke können für bestimmte Bauweisen Duktilitätsfaktoren Ks >3 mach der ONORM ENV

gewählt: k_5 = 1,5

Der Faktor k_2 errechnet sich somit zu:

β_0 = 2,5
η = 0,88192 $\Rightarrow$ a = 1,46986 $\Rightarrow$ **k_2 = 1,46986**
k_5 = 1,5

2.4 Ermittlung des Verteilungskoeffizienten k3i nach (17) ÖN B4015

Der Verteilungskoeffizient k_{3i} errechnet sich lt. ÖN B4015 je Geschoß zu:

$$k_{3,i} = \frac{h_i \cdot \sum_{j=1}^{n} P_{tot,j}}{\sum_{j=1}^{n} \left(P_{tot,j} \cdot h_j \right)}$$

f = 1 / T = 2,32 Hz

Geschoßdecke	h_i	$P_{tot,j}$	$P_{tot\,j} * h_j$	$h_i * \Sigma P_{tot,j}$	$k_{3,i}$
Decke über Dach	21,2 m	1529,9	32434	1284458,3	2,1967
Decke über 1.DG	17,7 m	3184,1	56359	1072401,5	1,8341
Decke über 3.OG	14,5 m	12628,6	183115	878521,0	1,5025
Decke über 2.OG	11,0 m	13389,6	147286	666464,2	1,1398
Decke über 1.OG	7,6 m	14115,7	107279	460466,2	0,7875
Decke über EG	3,7 m	15739,6	58237	224174,3	0,3834
		60588	584710	4586486	

2.5 Berechnung der seismischen Koeffizienten $k_{E,i}$ der horizontalen Ersatzlasten sowie der Schnittgrößen nach der quasistatischen Methode

$$E_{h,i} = k_{E,i} \cdot P_{tot,i}$$ mit

$E_{h,i}$ ... horizontale Ersatzkraft im i-ten Geschoß

$k_{E,i}$ ... seismischer Koeffizient für das i-te Geschoß

$$k_{E,i} = \varepsilon \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_{3,i}$$

Geschoß	Δh_i	h_i	$k_{E,i}$	$E_{h,i}$	M_i	Q_i
		21,2 m	0,2648	405,1 kN		
Dach	3,5 m					
		17,7 m	0,2211	703,9 kN	1417,8 kNm	405 kN
1.DG	3,2 m					
		14,5 m	0,1811	2287,0 kN	4966,4 kNm	1109 kN
3.OG	3,5 m					
		11,0 m	0,1374	1839,5 kN	16852,1 kNm	3396 kN
2.OG	3,4 m					
		7,6 m	0,0949	1339,8 kN	34652,4 kNm	5235 kN
1.OG	3,9 m					
		3,7 m	0,0462	727,3 kN	60295,8 kNm	6575 kN
EG	3,7 m					
		0,0 m			87315,2 kNm	7303 kN

Die horizontale Ersatzlast entspricht 11,0% der vertikalen Gesamtlast (g+p)

3.2.5.7 ÖN B4015 - ANTWORTSPEKTRENMETHODE

In der ÖNORM B 4015 sind diverse Formeln für die Berechnung der horizontalen Ersatzlast angegeben.
Es geht um die Ersatzlast im i-ten Geschoß der j-ten Eigenform:

$$E_{h,i,j} = k_{E,i,j} \cdot P_{tot,j} \qquad [21]$$

Der seismische Koeffizient $k_{E,i,j}$ ergibt sich wie folgt:

$k_{E,i,j} = k_1 \cdot k_{2,j} \cdot k_{3,i,j}$ k_1.....Gründungskoeffizient gemäß Tabelle 9

Für den Bauwerkskoefizient $k_{2,j}$ gilt :

$T_j \le T_1$ $\qquad k_{2,j} = 1 + \frac{T_j}{T_1}(a-1)$ [21]

$T_1 < T_j < T_2$ $\qquad k_{2,j} = a$

$T_j \ge T2$ $\qquad k_{2,j}(T) = a \cdot \frac{T_2}{T_j}$ $\qquad$ mit $T_j = \frac{1}{f_j}$ und $a = \frac{\eta \cdot \beta_0}{k_5}$

für $k_{3,i,j}$ gilt: $k_{3,i,j} = \Psi_{i,j} \cdot \frac{\sum_{i=1}^{n} P_{tot,j} \cdot \Psi_{i,j}}{\sum_{i=1}^{n} P_{tot,i} \cdot \Psi^2{}_{i,j}}$ $\qquad$ Faktor k_5 gemäß Tabelle 12

Der Berechnung der Schnittgrößen in der j-ten Eigenform nach den Regeln der Statik, erfolgt nach Ermittlung der horizontalen Ersatzgrößen $E_{h,i,j}$.

Die Ermittlung der Geschossdriften $\Delta d_{i,j}$

$$\Delta d_{i,j} = d_{E,i,j} - d_{E,1-1,j} \qquad d_{E,i,j} = \frac{k_5 \cdot E_{h,i,j} \cdot g}{\left(4 \cdot \Pi^2 \cdot P_{tot,i} \cdot f_j^2\right)} \qquad d_{E,i-1,j} = \frac{k_5 \cdot E_{h,j-1,j} \cdot g}{\left(4 \cdot \Pi^2 \cdot P_{tot,j-1} \cdot f_j^2\right)} \qquad [21]$$

Die Rechenwerte von Geschoss V_i und M_i werden durch Kombination der modalen Anteile für jedes Geschoss ermittelt.

$\frac{f_i}{f_j} < \frac{1}{1+10\cdot\xi}$ mit $f_i \le f_j$ und $j = 1$ bis z für $M_i = \sqrt{\sum_{m=1}^{z} M^2{}_{i,m}}$

SRSS (Square root of the sum of the square), bei nicht erfüllen $\frac{f_i}{f_j} < \frac{1}{1+10\cdot\xi}$ kann die Kombination durch CQC Methode erfolgen.

$$M_i = \sqrt{\sum_{m=1}^{z}\sum_{k=1}^{z} M_{i,j}\cdot\rho_{jk}\cdot M_{i,k}}$$

$$\rho_{j,k} = \frac{8\xi^2\left(1+r_f\right)\cdot r_f^{1,5}}{\left(1-r_f^2\right)^2 + 4\xi^2\cdot\left(1+r_f\right)^2}$$

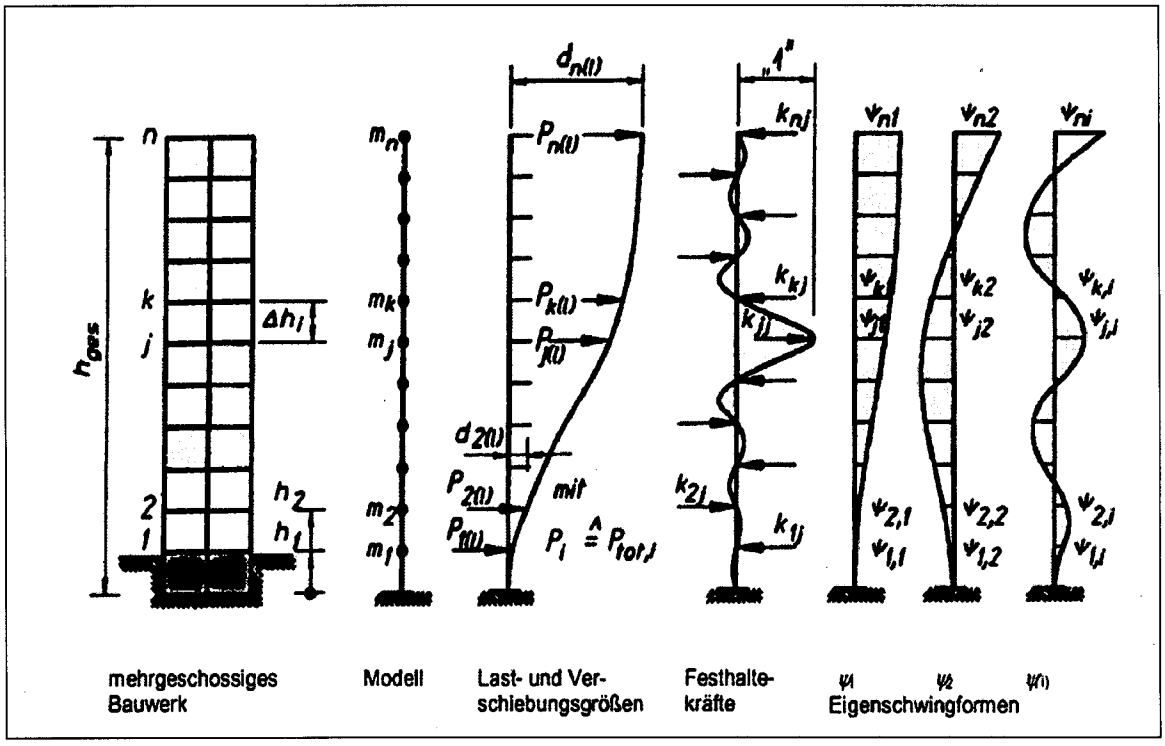


Abbildung 58: Bauwerksmodellbildung für Erdbebenrechnung [21]

$\Delta d_{i,j}$ Geschossdrift im i-ten Geschoss in der j-ten Eigenform

$d_{i,j}, d_{i,k}, d_{i,m}$ modale Verschiebungen der i-ten Geschossebene in der j-ten Eigenform

f_i, f_j i-te oder j-te Eigenfrequenz

$d_{E,ij}$ elastische Verschiebung in der i-ten Geschossebene in der j-ten Eigenform

$\Psi_{i,j}$ Amplitude der j-ten Eigenform im i-ten Geschoss

$\rho_{j,k}$ Wechselfaktor bei der Kombination der modalen Anteile

3.2.6 MAUERWERKSBAUTEN

3.2.6.1 EC 8

In Eurocode 8 ist ein Kapitel (Kapitel 9) den Mauerwerksbauten gewidmet. Es ist auch zu bemerken, dass EC 8 nur in Kombination mit EC 6 (EN 1996) angewandt werden kann. Dieser Abschnitt gilt für die Bemessung von Hochbauten aus unbewehrtem, eingefasstem und bewehrtem Mauerwerk in Erdbebengebieten.

In diesem Teil wird nur auf unbewehrte Mauerwerke eingegangen.

Mindestfestigkeit von Mauersteinen:

Die Mauerarten und Mindestfestigkeiten von Mauersteinen sind nach EN 772 definiert, dürfen aber nicht geringer als die folgenden Mindestwerte sein [22]:

<u>senkrecht zur Lagerfuge</u> $f_{b,\min} = 2$ N/mm^2

<u>parallel zur Lagerfuge in der Wandebene</u> $f_{bh,\min} = 5$ N/mm^2

Diese Werte sind empfohlene Werte und von jedem Land unabhängig definiert.

Mörtel:

Es wird eine Mindestfestigkeit des Mörtels $f_{m,\min}$ gefordert, die im Allgemeinen größer als die in der EN 1996 angegebene Mindestfestigkeit ist.
Die empfohlenen Werte sind $f_{m,\min} = 5$ N/mm^2 und $f_{m,\min} = 10$ N/mm^2 für bewehrtes Mauerwerk.

Mauerwerksverbund:

Es gibt drei Klassen der Stoßfugenführung:

Vollständig vermörtelte Stoßfugen

unvermörtelte Stoßfugen

unvermörtelte Stoßfugen mit mechanischer Verbindung zwischen den Mauersteinen

Bauwerkstypen und Verhaltensbeiwerte:

Bauwerke aus unbewehrtem Mauerwerk

(gültig nur in Gebieten mit geringer Seismizität-Empfehlung, $a_{g,urm} = 0,20g$)

(lt. ÖNORM EN 1998-1/2005 geringere Seismizität liegt bei $a_{gR} = 0,132g$)

Bauwerkstyp	Verhaltensbeiwert q
Unbewehrtes Mauerwerk nach EN 1996 (empfohlen nur in Fällen geringer Seismizität)	1,5
Unbewehrtes Mauerwerk nach EN 1998-1	1,5 - 2,5
Eingefasstes Mauerwerk	2,0 – 3,0
Bewehrtes Mauerwerk	2,5 - 3,0

Tabelle 14: Bauwerkstypen und Höchstbeträge der Verhaltensbeiwerte [22]

Für Bauwerke die im Aufriss nicht regelmäßig sind sollten die Verhaltensbeiwerte um 20% abgemindert werden, wobei keine Abminderung auf Werte kleiner 1,5 nötig ist.

Bauwerke aus eingefasstem Mauerwerk

Bauwerke aus bewehrtem Mauerwerk

Tragwerksberechnung:

Im Tragwerksmodell des Bauwerkes, muss durch die Biege- und Schubverformbarkeit die Steifigkeitseigenschaften des ganzen Systems berücksichtiget werden.

Wenn bei einer nachvollziehbaren Berechnung die Bestimmung der Steifigkeitseigenschaften nicht vorliegt, darf die gerissene Biege- und Schubsteifigkeit als die Hälfte der elastischen Steifigkeit des ungerissenen Bruttoquerschnitts angesetzt werden.

Im Tragwerksmodell dürfen Wandabschnitte über Fensteröffnungen als Koppelbalken zwischen zwei Wandelementen (Pfeiler) betrachtet werden, wenn sie im regelmäßigen Verband mit den angrenzenden Wänden ausgeführt und sowohl mit dem Ringanker der Decke als auch mit den darunter liegenden Stürzen verbunden sind.

Wenn die Koppelbalken im Tragwerksmodell berücksichtigt werden, kann eine Rahmenberechnung zur Bestimmung der Schnittgrößen in den vertikalen und horizontalen Bauteilen des Tragwerks verwendet werden.

Eine Umverteilung der durch lineare Berechnung nach Scheibenwirkung der Decken (Kapitel 4.2.1.5- EC 8) ermittelten Gesamterdbebenlast auf einzelne Wände darf vorgenommen werden wenn:

- Die gleiche Gesamterdbebenkraft und die gleiche Position der resultierenden Kraft erreicht wird
- Die Querkraft in keiner Wand um mehr als 24% reduziert oder um 33% erhöht wird
- Die Konsequenzen der Lastumlagerung für die Decken berücksichtigt werden.

Auslegungskriterien:

- Die Decken und Wände müssen in zwei orthogonalen und einer vertikalen Richtung miteinander verbunden sein.
- Die Verbindung zwischen den Decken und Wänden muss durch Stahlanker oder Stahlbetonringbalken erfolgen.
- Jeder Deckentyp darf verwendet werden, vorausgesetzt die allgemeinen Kontinuitätsanforderungen und eine wirksame Scheibenwirkung sind sichergestellt.
- Die Schubwände sollten in mindestens zwei orthogonalen Richtungen, mit einer entsprechende Dicke nicht geringer als ein Mindestwert $t_{ef,min}$, vorgesehen werden.
- Das Verhältniss h_{ef}/t_{ef} der effektiven Knicklänge der Wand zu Ihrer effektiven Dicke, darf einen Höchstwert $(h_{ef}/t_{ef})_{max}$ nicht überschreiten.

- Die Verhältnisse der Wandlänge l zur größeren lichten Höhe h von an diese Wand angrenzenden Öffnungen, darf nicht geringer als ein Mindestwert $(l/h)_{min}$ sein.
- Schubwände, die den geometrischen Mindestanforderungen nicht entsprechen, dürfen als sekundäre Tragelemente angesehen werden. Die erforderlichen geometrischen Bedingungen für Schubwände sind in folgender Tabelle dargestellt.

Mauerwerksart	$t_{ef,min}$ (mm)	$(h_{ef}/t_{ef})_{max}$	$(l/h)_{min}$
Unbewehrt, aus natürlichen Mauersteinen	350	9	0,5
Unbewehrt, aus beliebigen anderen Mauersteinen	240	12	0,4
Unbewehrt, aus beliebigen anderen Mauersteinen bei geringer Seismizität	170	15	0,35
Eingefasstes Mauerwerk	240	15	0,3
Bewehrtes Mauerwerk	240	15	unbegrenzt
Die verwendeten Formelzeichen haben folgende Bedeutung: t_{ef} Wanddicke (siehe EN 1996-1-1:2004) h_{ef} Knicklänge der Wand (siehe EN 1996-1-1:2004) h größere lichte Höhe der an die Wand angrenzenden Öffnungen l Länge der Wand.			

Tabelle 15: Empfohlene geometrische Bedingungen für Schubwände [22]

Eine zusätzliche Anforderung an unbewehrtes Mauerwerk ist, dass in Höhe jeder Decke und in vertikalen Abständen von nicht mehr als 4 m, horizontale Stahlbetonbalken (oder alternativ Stahlanker), vorgesehen werden. Diese Balken oder Ringanker sollten über den gesamten Umfang des Gebäudes durchlaufende Verbindungsbauteile darstellen und auch miteinander verbunden sein.

Die horizontalen Stahlbetonbalken sollten eine Mindestbewehrung mit einem Querschnitt von nicht weniger als 200 mm^2 aufweisen.

Zusätzliche Anforderungen für eingefasstes Mauerwerk :

Die horizontalen und vertikalen Einfassungsbauteile müssen miteinander verbunden mit den Bauteilen des Hauptragwerks verankert, und nach der Ausführung des Mauerwerks betoniert werden. Die Querschnittsabmessungen (horizontale und vertikale) dürfen nicht kleiner als 150 mm sein.

Vertikalen Einfassungselementen sollten an jedem freien Rand (Anfang und Ende), zu beiden Seiten jeder Wandöffnung mit einer Fläche größer als 1,5 m^2 innerhalb einer Wand, falls erforderlich, mit einen Maximalabstand von 5 m zwischen Einfassungselementen eingebaut werden.

Horizontale Einfassungselemente müssen auf Höhe jeder Deckenebene, in der jeweiligen Wandebene, und in jedem Fall in vertikalen Abständen von nicht mehr als 4 m angeordnet werden.

Die Längsbewehrung von Einfassungselementen muss einen Mindestquerschnitt von 300 mm^2 bzw. mindestens 1 % der Querschnittsfläche des Einfassungselementes aufweisen. Der Bügeldurchmesser darf nicht weniger als 5 mm und der Bügelabstand nicht mehr als 150 mm betragen.

Sicherheitsnachweise:

In Nachweisen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit in der Erdbeben – Bemessungssituation sollten Teilsicherheitswerte γ_m und γ_s angenommen werden.

Die empfohlenen Werte sind [22]:

$\gamma_m \geq 1{,}5$ Teilsicherheitsbeiwert für Mauerwerk

$\gamma_s = 1$ Teilsicherheitsbeiwert für Bewehrung

Für einfache Bauwerke (unbewehrtes Mauerwerk) in Abhängigkeit vom Produkt a_g * S am Gebäudestandort, sowie vom Bauwerktyp sollte die zulässige Anzahl der Geschosse über dem Geländeniveau begrenzt werden und es sollten Schubwände in zwei Richtungen mit einem Mindestquerschnitt A_{min} in jeder Richtung vorgesehen werden.

Der Mindestwandquerschnitt wird als Prozentangabe $p_{A,min}$ der gesamten Gebäudegrundrissfläche je Geschoss angeben.

In Tabelle 16 sind Werte empfohlen, die zusätzlich von einem Korrekturwert k abhängen. Diese sind für unbewehrtes Mauerwerk unter Annahme einer Steindruckfestigkeit von 12 N/mm^2 und für eingefasstes sowie bewehrtes Mauerwerk unter Annahme einer Steindruckfestigkeit von 5 N/mm^2 ermittelt worden.

Für Gebäude, bei denen mindestens 70 % der betrachteten Schubwände länger als 2 m sind, beträgt der Beiwert k:

$$k = \frac{(l_{av} - 2)}{4} \leq 2$$

l_{av} .....mittlere Wandlänge der betrachteten Schubwände in [m]

In allen anderen Fällen ist k=1.

Der Gebäudegrundriss sollte folgenden Bedingungen genügen:

1.Der Grundriss sollte annähernd rechteckig sein.

2. Verhältnis zwischen B und L

$$\frac{B_{grundriss}}{L_{Grundriss}} \geq 0{,}25$$

B .....Länge der kürzeren Seite

L.....Länge der längeren Seite

3. Die Fläche der projizierten Abweichungen von der Rechteckform sollte nicht größer als der Wert p_{max} in Prozent der gesamten Gebäudegrundrissfläche oberhalb der betrachteten Ebene sein. Der empfohlene Wert ist 15 %.

Die Schubwände des Gebäudes sollten folgende Bedingungen erfüllen:

1. Das Gebäude sollte durch Schubwände ausgesteift sein, die im Grundriss nahezu symmetrisch in zwei orthogonalen Richtungen angeordnet sind.
2. Mindestens 2 parallele Wände sollten in zwei orthogonalen Richtungen angeordnet sein, wobei die Länge jeder Wand größer als 30 % der Bauwerkslänge in der betrachteten Richtung sein muss.

3. Für die Wände in mindestens einer Richtung sollte der Abstand zwischen diesen Wänden größer als 75 % der Gebäudelänge in der anderen Richtung sein.
4. Mindestens 75 % der Vertikallasten sollten von den Schubwänden getragen sein.
5. Schubwände sollten über alle Geschosse von der Gründung bis zum Dach durchgehen.
6. Für unbewehrte Mauerwerksbauten sollten die Schubwände in einer Richtung mit Wänden in der dazu orthogonalen Richtung in einem maximalen Abstand von 7 m verbunden werden.

Beschleunigung am Gebäudestandort $a_g \cdot S$		$\leq 0{,}07 \cdot k \cdot g$	$\leq 0{,}10 \cdot k \cdot g$	$\leq 0{,}15 \cdot k \cdot g$	$\leq 0{,}20 \cdot k \cdot g$
Bauwerkstyp	Anzahl der Geschosse (n)**	Mindestsumme der Querschnittsflächen von horizontalen Schubwänden in jeder Richtung als Prozentsatz der gesamten Geschossfläche ($p_{A,min}$)			
Unbewehrtes Mauerwerk	1	2,0%	2,0%	3,5%	n/a
	2	2,0%	2,5%	5,0%	n/a
	3	3,0%	5,0%	n/a	n/a
	4	5,0 %	n/a*	n/a	n/a
Eingefasstes Mauerwerk	2	2,0%	2,5%	3,0%	3,5%
	3	2,0%	3,0%	4,0%	n/a
	4	4,0%	5,0%	n/a	n/a
	5	6,0%	n/a	n/a	n/a
Bewehrtes Mauerwerk	2	2,0%	2,0%	2,0%	3,5%
	3	2,0%	2,0%	3,0%	5,0%
	4	3,0%	4,0%	5,0%	n/a
	5	4,0%	5,0%	n/a	n/a

* n/a bedeutet „nicht anwendbar"

** ausgebaute Dachgeschosse über Vollgeschossen sind in der Anzahl der Geschosse nicht berücksichtigt

Tabelle 16: Empfohlene zulässige Anzahl von Vollgeschossen für einfache Mauerwerksbauten [22]

3.2.6.2 ÖN B4015

Die Erdbebennorm ÖN B4015 (Stand 01.06.2002) ist dem EC 8 ähnlich.

Ähnlichkeiten gibt es besonders in den Kapiteln 6.3 bis 6.5 der ÖNorm die im Detail wie der EC 8 aufgebaut sind.

Grundsätze der Tragwerksgestaltung sind auch sehr ähnlich zum EC 8.

Die alten Bauwerke bzw. Mauerwerksbauten werden nur in Anhang E berührt. Hauptaussage ist, dass die bauliche Maßnahmen an bestehenden Bauwerken den ursprünglichen Bauzustand nicht verschlechtern dürfen, auch nicht in Bezug auf die Horizontalbelastung.

Im Bedarfsfall sind entsprechende Kompensationsmaßnahmen zu setzen oder die erforderlichen Nachweise nach B 4015 zu führen.

Es ist zu unterscheiden ob eine Aufstockung als neue zusätzliche Masse zu betrachtet ist, sowie ob es als Neubau oder Umbau gilt.

Die Altbauten sind meistens sehr gedrungene Konstruktionen. Es stellt sich daher immer die Frage ob der Ansatz der erhöhten Baugrunddämpfung zulässig ist.

Bei Mauerwerksbauten mit einem Verhältnis $h_{ges}/b \leq 2$ in den Zonen 3 und 4 darf bei den Bodentypen in den Zeilen 2 und 3 der Tabelle 9 gemäß Abschnitt 11, Bild 10, eine zusätzliche Baugrunddämpfung von $\xi_b = 0{,}05$ oder eine Gesamtdämpfung von $\xi_b = 0{,}12$ angesetzt werden.

Der Parameter $\eta = \sqrt{\frac{10}{5+100\cdot\xi}}$ beträgt 0,767. Daraus ergibt sich mit Annahme $\beta_0 = 2{,}5$ und $k_s = 1{,}5$ aus der Formel $k_2 = a = \frac{\beta_0 \cdot \eta}{k_s}$ ein Wert k_2 = 1,28.

Im Entwurf der ÖNORM B4015 ist im Anhang E2 als Ergänzung zum Anhang E (01.06.2002) folgendes festgehalten:

Für einen Umbau und Dachgeschoßeinbau in Leichtbauweise ohne maßgeblichen Zusatz an Masse sind keine Nachweise der Ableitung der Erdbebenkräfte über den Bestand zu führen.

Die zusätzliche seismisch beanspruchte Masse von maximal 7,20 kN/m² (entspricht 9,5 kN/m²) oberhalb der letzten Bestandsdecke ist als Hauptkriterium definiert.

Bei Aufbringung neuer, zusätzlicher Massen auf ein bestehendes Gebäude ist die Ableitung der Erdbebenkräfte nach Methode Q nachzuweisen. Dabei sind die konstruktiven Änderungen gemäß ÖNORM B3350 für Neubauten in jedem Fall einzuhalten bzw. Kompensationsmaßnahmen erforderlich.

Zusammenfassung:

Die beiden Normen haben im Konzept die gleiche Annahme. Die ÖNORM ist etwas einfacher und handlicher in der Anwendung, und die quasistatische Methode ist eine Regelmethode vergleichbar mit der Antwortspektren Methode im EC 8.

BEZEICHNUNG	EUROCODE 8	ÖNORM B 4015
Bemessungswert der Bodenbeeschleunigung für Baugrund Klasse A effektive horizontale Bodenbeschleunigung	a_g	a_h
kein seismischer Koeffizient seismischer Koeffizient	-	ε
Bodenparameter Gründungskoeffizient	S	k_1
Eckwerte der Periode Reaktionskoeffizient	T_B,T_C,T_D	T_1 & T_2
Verstärkungsbeiwert Verstärkungsbeiwert	2,5	2,5
Masse Last	m (kg)	P_{tot} (kN)
Verhaltensbeiwert Bauwerksduktilität durch Bauwerksdämpfung	q	k_5
Bedeutungsbeiwert Teilsicherheitsbeiwert	$\gamma 1$	γ_n

Tabelle 17: Vergleich der Bezeichnungen im EC 8 und in der ÖN B4015

3.3 FORMULAR – DIE BEURTEILUNG DES GEBÄUDESZUSTANDES

Auf den folgenden Seiten wird ein Vorschlag zur Beurteilung des Gebäudezustands in Hinblick auf Erdbeben dargestellt. Dabei werden die maßgebenden Aspekte für eine Bewertung bestehender Gebäude berücksichtigt. Zur Beurteilung wird ein Punktesystem herangezogen.

Die Punkt-Bewertung basiert auf subjektiver Erfahrung und Ergebnissen diverser Berechnungsverfahren. Bei der geometrischen Gebäudebeschreibung (1) wo die Grundrissform betrachtet ist, sind maximal 5 Punkte zu vergeben. Im Fall einer Verbindung mit dem Nachbargebäude (ein- oder beidseitige Verzahnung) gibt es einen Zuschlag. Die Symmetrie des Gebäudes kann mit 3 Punkten bewertet werden.

Die geometrische Gebäudebeschreibung (2) beurteilt die vorhandene Aufrissform. Weiche Geschosse, versetzte Wände, Fassadensprünge und Mischsysteme ziehen Punkteabzügen nach sich.

Im Formular technische Gebäudebeschreibung (1) werden die Deckenarten inkl. der Deckenöffnungen geschoßweise betrachtet und mit maximal 6 Punkten im Falle der STB-Decke (steife Decke) bewertet. Deckenaussparungen haben Punkteabzüge zur Folge (0 oder -3).

Technische Gebäudebeschreibung (2) bewertet die Wandscheiben auf Grund des Baustoffs, der Mörtelqualität und der Öffnungsbreite mit maximalen 10 Punkten. Unterfangungen haben eine sehr negative Wirkung auf den Erdbebenwiderstand und werden auf Blatt (3) der technischen Gebäudebeschreibung mit negativen Punkte bewehrtet (-8 Punkte für Unterfangung im Erdgeschoss).

Bei technischer Beschreibung (4) wird die Fundierungsart sowie die Einbindungstiefe bewertet. Ein Maximum von 5 Punkten wird durch Plattengründung erzielt. (Bei schon umgebauten Häusern, sonst ist die Breite der Fundamente meist mit der Wandbreite ident).

Die Einbindungstiefe ist mit einer Grenze von 60 cm angenommen, da diese bei Gründzeithäusern sehr oft der Fall ist.

Auf den folgenden Seiten ist ein Formular als Vorschlag für die Beurteilung des Gebäudezustands von alten Gebäuden (Gründerzeithäusern) im Hinblick auf Erdbeben dargestellt.

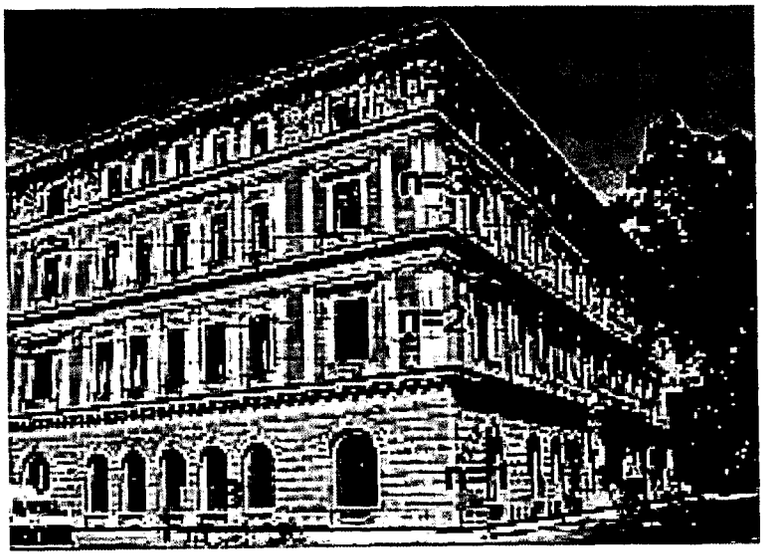


Abbildung 59: 3 D Darstellung mit der Breite (B1) und Länge (L1) und Stockzahl (n)

3.3.1 FORMULAR

GEBÄUDEZUSTAND von GRÜNDERZEITHÄUSERN

(IM HINBLICK AUF ERDBEBENNACHWEISE)

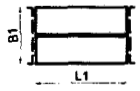
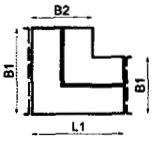
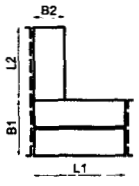
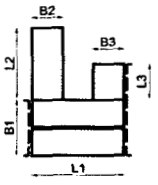
PROJEKTDATEN

Postleitzahl ___ *Strasse* Traumhaus

Hausnr. ___ *Baujahr* ____

GEOMETRISCHE GEBÄUDEBESCHREIBUNG (1)

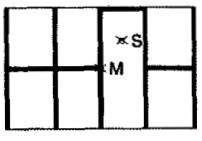
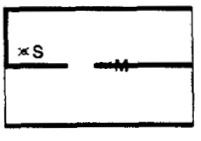
GRUNDRISS - ANORDNUNG DER AUSTEIFENDEN WÄNDE
(- - - VERZAHNUNG MIT NACHBARGEBÄUDE)

Gr. Form 5 Pkt.	Gr. Form 4 Pkt.	Gr. Form 3 Pkt.	Gr. Form 2 Pkt.
			
5	0	0	0

ZUSCHLAG FÜR VERZAHNUNG:

Beidseitige Verzahnung: 2 Punkte
Einseitige Verzahnung: 1 Punkt

2

Geometriedaten				**symmterisch** 3 Punkte	**asymmetrisch** 0 Punkte
L1	15 m	B1	10 m		
L2	m	B2	m		
L3	m	B3	m		
A_{Brutto}	150 m²	A_{netto}	120 m²		
F>400 = 1.5 Pkt. **F<400 = 3 Pkt.**		3		3	0

Punkte

G. Form	5
Verzahnung	2
G. Daten	3
Sym./Asym.	3
Σ	13

Übertrag...

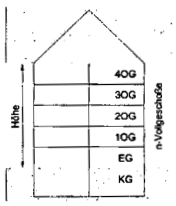
GEBÄUDEZUSTAND von GRÜNDERZEITHÄUSERN

(IM HINBLICK AUF ERDBEBENNACHWEISE)

GEOMETRISCHE GEBÄUDEBESCHREIBUNG (2)

AUFRISS

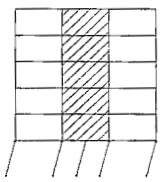
Geschoßanzahl n



für n=1 5 Pkte
für n=2 4 Pkte
für n=3 3 Pkte
für n=4 2 Pkte
für n=5 1 Pkte

5

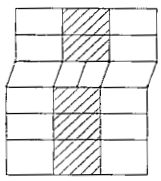
weiches EG



-5

0

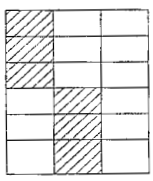
weiches OG



-3

0

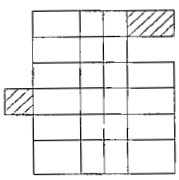
versetzte Wände



-4

-4

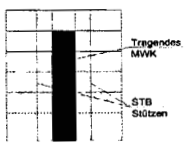
Fassadensprünge



-2

0

Mischsystem



-3

0

	Punkte
Geschoßanzahl	5
weiches Erdgeschoß	0
weiches Obergeschoß	0
versetzte Wände	-4
Fassadensprünge	0
Mischsystem	0
Σ	1

GEBÄUDEZUSTAND von GRÜNDERZEITHÄUSERN

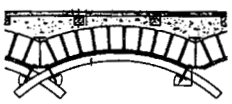
(IM HINBLICK AUF ERDBEBENNACHWEISE)

TECHNISCHE GEBÄUDEBESCHREIBUNG (1)

DECKEN

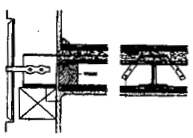
Gewölbedecke (Ziegel)
5 Pkt.

DüEG	5
Dü10G	
Dü20G	
Dü30G	
Dü40G	
	5



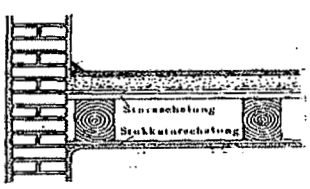
Platzldecke (Stahl/ Ziegel)
4 Pkt.

	4
	4
	4
	4
	16



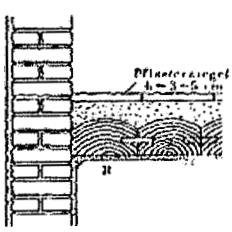
Traversendecke (Stahl/ Holz)
3 Pkt.

	0



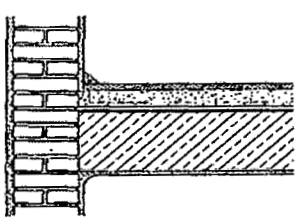
Tramdecke (Holz)
1 Pkt.

DüEG	
Dü10G	
Dü20G	
Dü30G	
Dü40G	
	0



Dippelbaumdecke (Holz)
2 Pkt.

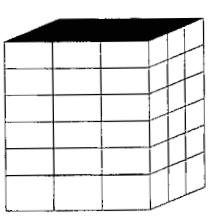
	0



Stahlbetondecke (Beton)
6 Pkt.

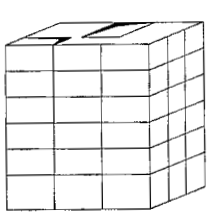
	0

kleine Aussparungen
0



0

große Aussparung
-3



0

	Punkte
Gew.Zieg	**5**
Platzldecke	**16**
Traversendecke	**0**
Tramdecke	**0**
Dippelbaumdecke	**0**
STB-Decke	**0**
kl. Aussparungen	**0**
Gr. Aussparungen	**0**
Σ	**21**

GEBÄUDEZUSTAND von GRÜNDERZEITHÄUSERN

(IM HINBLICK AUF ERDBEBENNACHWEISE)

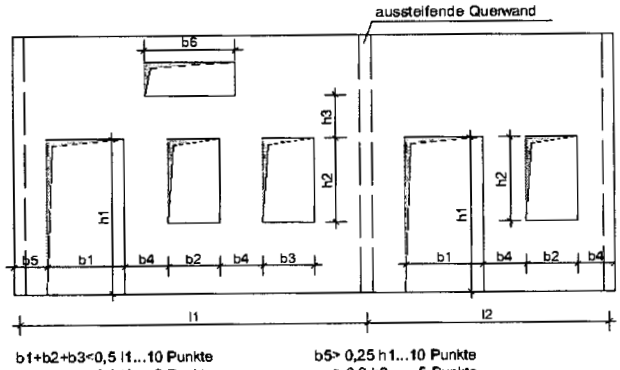
TECHNISCHE GEBÄUDEBESCHREIBUNG (2)

WANDSCHEIBEN (1)

	Stahlbeton 6 Pkt.	Beton 5 Pkt.	Bruchstein 0 Pkt.	Ziegel 4 Pkt.
EG	6			
1OG		5		
2OG				4
3OG				4
4OG				4
	6	**5**	**0**	**12**

	Hohlziegel 3 Pkt.	f_m =1,0-1,9 N/mm² 1 Pkt.	f_m =2,0-2,9 N/mm² 3 Pkt.	f_m >3,0 N/mm² 10 Pkt.
EG			3	
1OG			3	
2OG			3	
3OG			3	
4OG			3	
	0	**0**	**15**	**0**

Öffnungen in tragenden Wänden 5/10 Pkte.



b1+b2+b3<0,5 l1...10 Punkte
<0,6 l1... 5 Punkte
b1+b2< 0,5 l2...10 Punkte
< 0,6 l2... 5 Punkte
b4> 0,5 h2...10 Punkte
> 0,3 h2... 5 Punkte

b5> 0,25 h1...10 Punkte
> 0,3 h2... 5 Punkte
h3> 60cm oder 0,5 (b2) oder b6),
der größere Wert ist maßgebend

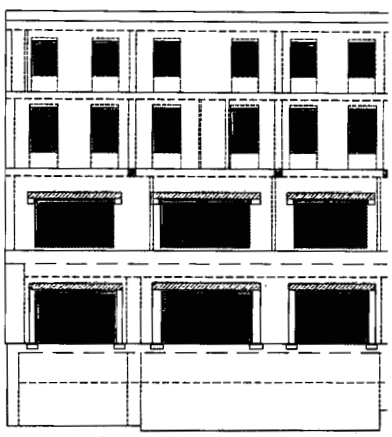
	Punkte
Stahlbeton	**6**
Beton	**5**
Bruchstein	**0**
Hohlziegel	**12**
Ziegel	**0**
f_m	**15**
Öffnungen	**5**
Σ	**43**

GEBÄUDEZUSTAND von GRÜNDERZEITHÄUSERN

(IM HINBLICK AUF ERDBEBENNACHWEISE)

TECHNISCHE GEBÄUDEBESCHREIBUNG (3)

WANDSCHEIBEN (2)



Umbau - Unterfangungen

	Aussenmauer (Strasse)	Aussenmauer (Hof)	Mittelmauer	Giebelmauer
EG	-8			
1OG				
2OG				
3OG				
4OG				
	-8	0	0	0

Unterfangung im EG	-8
Unterfangung im 1.0G	-6
Unterfangung im 2.0G	-3
Unterfangung im 3.0G	-2
Unterfangung im 4.0G	-1
	0

Punkte

Aussenmauer SS	-8
Aussenmauer HS	0
Mittelmauer	0
Giebelmauer	0
Unterfangungen	0
Σ	-8

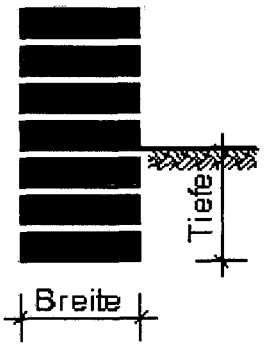
GEBÄUDEZUSTAND von GRÜNDERZEITHÄUSERN

(IM HINBLICK AUF ERDBEBENNACHWEISE)

TECHNISCHE GEBÄUDEBESCHREIBUNG (4)

FUNDIERUNG

Plattenfundierung	Streifenfundierung
5 Pkt.	3 Pkt.
5	0



Einbindetiefe < 0,6m	3 Pkt.
Einbindetiefe > 0,6m	5 Pkt.

3

	Punkte
Plattenfundierung	5
Streifenfundierung	0
Einbindetiefe	3
Σ	8

Gesamtpunkte

	Punkte
Grundriss	13
Aufriss	1
Decken	21
Wandscheiben (1)	43
Wandscheiben (2)	-8
Fundierung	8
Σ	[illegible]

Beurteilungspunkte					
Gechoss	n	Sehr schlecht	schlecht	normal	mittel-gut
EG	n=1	-	1 bis 15	16 bis 30	≥ 30
EG+1. OG	n=2	‹ 0	1 bis 25	26 bis 54	≥ 55
EG+1,2.OG	n=3	‹ 0	1 bis 35	36 bis 64	≥ 65
EG+1,2,3.OG	n=4	‹ 0	1 bis 40	41 bis 74	≥ 75
EG+1,2,3,4.OG	n=5	‹ 0	1 bis 54	55 bis 84	≥ 85

Tabelle 18: Beurteilungspunkte

Bedeutungskategorie	ERDBEBENZONE				
	0	1	2	3	4
I	normal	normal	normal	normal	normal
II	normal	normal	normal	normal	normal
III	normal	normal	mittel-gut *	mittel-gut *	mittel-gut *
IV	normal	normal	mittel-gut *	mittel-gut *	mittel-gut *

mittel-gut *	UPDATE IN SITU HILFREICH MEIST ERFORDERLICH

Tabelle 19: Beurteilungstabelle

Die Ergebnisse sind auf die Geschosszahl des Gebäudes angepasst. Das Excel-Formular ist im Anhang dieser Arbeit eingefügt.

Für bestehende Bauwerke die in die Erdbebenzonen 3 & 4 und Bedeutungskategorie III & IV fallen, ist eine sehr genauere Berechung erforderlich. Es sollte zumindest eine dynamische Analyse durchgeführt werden. Bei im Erdgeschoss sehr weichen Gebäuden (Geschäftslokale und Gebäude mit diversen Unterfangungsmaßnahmen im Zuge von Umbauten) sind folgende Untersuchungen unbedingt erforderlich:

1. Bodenparameter feststellen (Bodengutachten)
2. Mauerwerksuntersuchungen (Mörtel und Ziegel)
3. Deckenuntersuchungen - Probenlöcher (Scheibenwirkung)
4. In Situ-Messungen des Schwingungsverhaltens

Nach all diesen Punkten ist es erforderlich ein Rechenmodell zu erstellen und mit realistischen Parametern auf die Daten in Situ anzupassen um einen Gesamterdbebenwiderstand festzulegen.

4 VERSTÄRKUNGSMASSNAHMEN

Die Verstärkungsmaßnahmen müssen so ausgeführt werden, dass bei einer der Norm entsprechenden Belastung im Lastfall Erdebeben nur solche Gebäudeschäden verursacht werden, welche die Tragstruktur nicht zum kollabieren bringen. In jedem Fall darf das Gebäude nach einer Veränderung der Tragstruktur durch einen Umbau bzw. auch durch das Setzen von Verstärkungsmassnahmen und der damit verbunden Veränderung der Gebäudesteifigkeit, im Hinblick auf den Lastfall Erdbeben kein schlechteres Tragverhalten aufweisen als die urspüngliche Struktur.

Ertüchtigungen können auch an Gebäuden durchgeführt werden welche nicht durch Erdbeben beschädigt wurden, falls bei diesen nach einer Erdbebenanalyse für ein Erdbeben entschprechender Intensität ohne Widerstandserhöhung des Gebäudes große Schäden zu erwarten wären.

Inhaltlich versteht man unter Verstärkungen der Tragfähigkeit im Lastfall Erdbeben all jene Bauarbeiten, die Verbesserungen an Fundamenten, tragenden Wänden, Aussteifungswänden, Decken, Dachkonstruktionen, Kaminen, diversen konstruktiven Verbindungen zwischen den tragenden Elementen herbeiführen (auch Maßnahmen an nichttragenden Elementen speziell im Hinblick auf deren Verbindung mit den tragenden Elementen). In jedem Fall ist es erforderlich die Festigkeitswerte der verwendeten Materialien und Bauteile festzustellen.

Das Ziel von Verstärkungsmaßnahmen im Hinblick auf die Erhöhung des Erdbebenwiderstands kann eine Erhöhung der Duktilität des Tragwerks bedeuten.

4.1 EINLEITUNG

In der heutigen Zeit basiert eine moderne und für jedermann plausible Erdbebenplanung auf der Aussage, dass:

- bei kleineren Erdbeben mit geringer Stärke das Bauwerk keine Schäden erleiden soll
- bei mittelstarken Erdbeben mit höherer Stärke leichte Schäden an der Gebäudestruktur erlaubt sind
- bei sehr starken Erdbeben mit hoher Intensität und Dauer große Schäden an der Gebäudestruktur eintreten dürfen, ohne aber, dass das Tragsystem kollapiert

Oft ist es sehr schwierig, diese drei Aussagen numerisch bzw. rechnerisch gemeinsam zu betrachten, da jedes Erdbeben ein Unikatereignis mit unbekannter Intensität und Dauer ist. Es wird daher immer Fälle geben wo Bauwerke die sich bei bestimmten Kombinationen aus Dauer, Intensität und Richtung der Erdbebeneinwirkung anders verhalten und ein anderes Schadensbild aufweisen, als gleiche Gebäude mit dem selben rechnerischen Ansatz. (Einfluss von Umgebungsbedinungen).

Die Folgen vergangener Erdbeben wurden in einem Schadenskataster für einen Bezirk, eine Stadt oder eine Region aufgenommen. Die Erfahrungen und das Schadensbild für diverse Bauwerke können systematisiert werden und transparent durch Schadensdiagramme dargestellt werden. Diese können auf einen anderen Teil des Landes mit vergleichbaren Bedingungen angewandt werden. (Gleichwertige Zone, gleichwertige Bodenbeschleudigung etc.)

Bei der Sanierung von Gebäuden zur Verbesserung des Erdbebenwiderstandes ist generell folgende Regel zu beachten:

- Jedes Gebäude muss als Einzelfall (Unikat) betrachtet werden und die Verstärkungsmaßnahmen müssen so einfach wie möglich sein.

Grundsätzlich unterscheiden wir zwei Arten von Sanierungen:

I. Veränderungen, die das Nutzerverhalten im Gebäude betreffen und die tragende Struktur nicht verändern (Umbauarbeiten ohne Lasterhöhung bzw. ohne Veränderung des Tragverhaltens)

II. Veränderungen und Sanierungsmaßnahmen die einen Eingriff in oder auf die tragende Struktur haben (Aufstockungen, Unterfangungen, Auswechslungen, etc.).

Bei Veränderungen der tragenden Struktur ist es wichtig, die natürlichen Gegebenheiten und die grundsätzlichen Prinzipien der Erdbebenwirkung zu kennen. So ist es möglich zu entscheiden in welcher Art und Weise das bestehende Bauwerk saniert bzw. verstärkt werden kann oder verstärkt werden muss.

Oft ist es nicht ausreichend Maßnahmen nur an einem Element der Tragstruktur auszuführen, wie oft bei der Betrachtung unter statischen Gesichtspunkten. Dann müssen die Verstärkunsmaßnahmen genau aufeinander abgestimmt werden, da solche Eingriffe auf das Tragverhalten der gesamten Gebäudestruktur Auswirkungen haben.

Alle Maßnahmen bezüglich der Erdbebensicherheit eines Gebäudes, verlangen entsprechende Kenntnisse und Erfahrung des Erdbebeningenieurwesen. Dabei geht es um die Erhöhung der Tragfähigkeit oder der Duktilität des Systems oder beider Größen.

Um zu wissen nach welcher Methode und nach welcher Art die Verstärkungsmaßnahmen bei bestehenden Bauwerken erfolgen sollen, müssen die folgenden Bedingungen bekannt sein:

a) Seismische Daten und Normung (Stochastische Prinzipien, Wiederkehrperiode 475 Jahre)

b) Parameter der Maueruntersuchungen, Bodenkennwerte etc.

c) Eine umfassende Beurteilung des bestehenden Gebäudes - Ingenieurbefund inkl. Beurteilung des bestehenden seismischen Widerstandes

Besonders eine Modalanalyse (bei Zone 3 und 4) kann zur Beurteilung des Bestands sehr hilfreich sein. Bei Gebäuden in der Erdbebenzone 3 und 4, wo eine Gefahr eines weichen Erdgeschoßes vorhanden ist, sind Messungen in situ sehr hilfreich und meist notwendig.

4.1.1 VERSUCHSPROGRAMM

Zur Untersuchung der Wirkung von Verstärkungsmaßnahmen wurden Schubversuche an Mauerwerkswänden, hergestellt aus alten Ziegeln und Mauermörtel wie sie in Wiener Altbauten vorgefunden werden, durchgeführt. Es wurden drei Fälle untersucht. Eine unverstärkte Ziegelwand, eine Verstärkung der Wand durch einen Stahlbetonrahmen und eine Verstärkung durch eine Stahlbetonvorsatzschale.

Da für das Schubverhalten die Auflast maßgebend ist, wurden verschieden große vertikale Lasten angesetzt. Während der Versuchsdurchführung wurde die horizontale Last gesteigert, und die horizontale Verschiebung gemessen. Die Versuchsergebnisse der unterschiedlichen Modelle wurden untereinander verglichen und Berechnungen gegenübergestellt.

4.1.2 PROBEKÖRPER

Die Ziegelwände weisen eine Länge von 1,50 m und eine Höhe von 1,0 m auf. Verwendet wurden Ziegel ca. 29 x 13,6 x 6,9 cm, entnommen aus einem altem Ziegelmauerwerk eines in Wien abgebrochenen Gebäudes. Die Druckfestigkeit dieser Ziegel beträgt im Mittel 26 N/mm², wobei diese zur Prüfung mit Zementmörtel abgeglichen wurden. Die Ziegel waren mit Kalk-Zementmörtel vermauert, dessen Prismendruckfestigkeit im Mittel 1,6 – 1,7 N/mm² nach ÖNORM B 3350 betrug.

4.2 FALL 1 - ZIEGELWAND

Die Ziegelwand besteht aus Ziegel, welche bei einem Abbruch eines Wiener Gründerzeithaus erhalten wurden. Mit Hilfe der TVFA Wien, wo alle Versuche stattgefunden haben, ist auch die Ziegel und Mörtelfestigkeit untersucht worden. Ziel war es, alle Werte der Ziegel und Mörtel qualitätsmäßig an die Daten eines Gründerzeitgebäudes anzupassen. Nach verschiedenen Proben und Versuchen ist es gelungen folgende Werte zu erreichen.

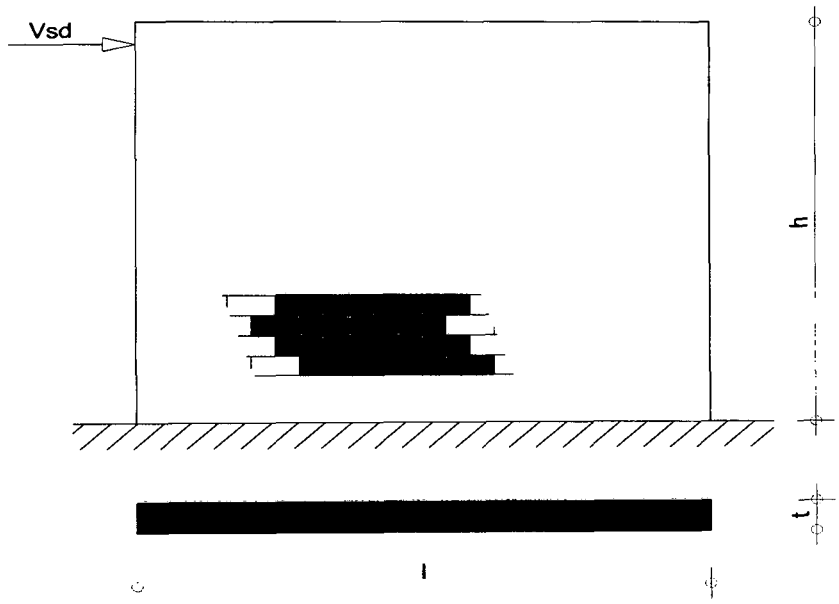


Abbildung 60: Ziegelwand

4.2.1 ZIEGEL- UND MÖRTELFESTIGKEITEN

Mauermörtel-Proben									
						Biegezug		Druckfestigkeit	
Nummer	Prüf-masse	L (mm)	B (mm)	H (mm)	Rohdichte	Pmax =(N)	Saz =(N/mm2)	Pmax =(N)	fb =(N/mm2)
1	466,10	160,10	40,00	39,90	1,82	334,00	0,79	4,5 &4,2	1,8 &1,68
2	469,00	160,00	40,00	39,90	1,84	321,00	0,76	4,3 &4,6	1,72 & 1,84
3	469,60	160,00	40,00	39,90	1,84	300,00	0,71	4,5 &4,2	1,68 & 1,72
					1,83		0,75	fm = 1,74 N/mm2	
Maschine: Stempel 62,5 x 40 mm									

Druckprüfungen - Ziegelproben						
Nummer	Länge(mm)	Breite(mm)	Höhe(mm)	Gewicht(g)	F-KN	Festigkeit
Z1	289,00	136,00	67,00	4240,00	885,00	22,52
Z2	285,00	135,00	67,00	3830,00	1023,00	26,59
Z3	291,00	142,00	69,00	4240,00	1015,00	24,56
Z4	289,00	138,00	71,00	3850,00	715,00	17,93
Z5	292,00	137,00	61,00	3810,00	1217,00	30,42
Maschine: B16N003 N=1500 KN, Alfred Amsler						
						24,40
					mittlere Nennfestigkeit	fb=18,40 N/mm2

Tabelle 20: Ziegel und Mörtel Daten

4.2.2 VERSUCHSDURCHFÜHRUNG

Die vertikale Last wurde durch eine hydraulische Presse aufgebracht und über zwei Rollen und eine zur Lastverteilung angebrachten Eisenbahnschiene an der Wandoberseite eingeleitet.

Um eine gleichmäßige Schubkrafteinleitung in die Wände zu erhalten, wurde die horizontale Last im oberen Drittelpunkt über ein Stahlprofil eingeleitet. Dieses, am unteren Ende drehbar gelagerte Profil, wurde mittels hydraulischen Kolbens belastet, wobei die Last gleichmäßig gesteigert wurde. Die horizontalen Verschiebungen wurden mittels induktiven Wegaufnehmern an zwei Stellen gemessen. An der Oberseite auf der Seite der Krafteinleitung sowie an der Unterseite der gegenüberliegenden Mauerwerksseite. So konnten horizontale Bewegungen berücksichtigt bzw. ein Kippen festgestellt werden.

Es wurden verschieden große Auflasten angesetzt, nämlich 10, 20, 30, 50, 100 kN und 150 kN. Die Ergebnisse in Form von Last-Verformungslinien für die drei Fälle sind in den Abbildungen dargestellt.

Für den Fall ohne Verstärkungen ergaben sich horizontale Verschiebungen der Ziegel entlang der Lagerfugen mit zum Teil klaffenden Stoßfugen. Die Ergebnisse im Diagramm sind lt. rechnerischem Formular für alle drei Auflasten dargestellt:

N = 50 KN alle Widerstände berechnet inkl. Verschiebung

N= 100 KN alle Widerstände berechnet inkl. Verschiebung

N= 150 KN alle Widerstände berechnet inkl. Verschiebung

4.2.3 FALL 1 – DIAGRAMM (RECHNERISCHE ERGEBNISSE)

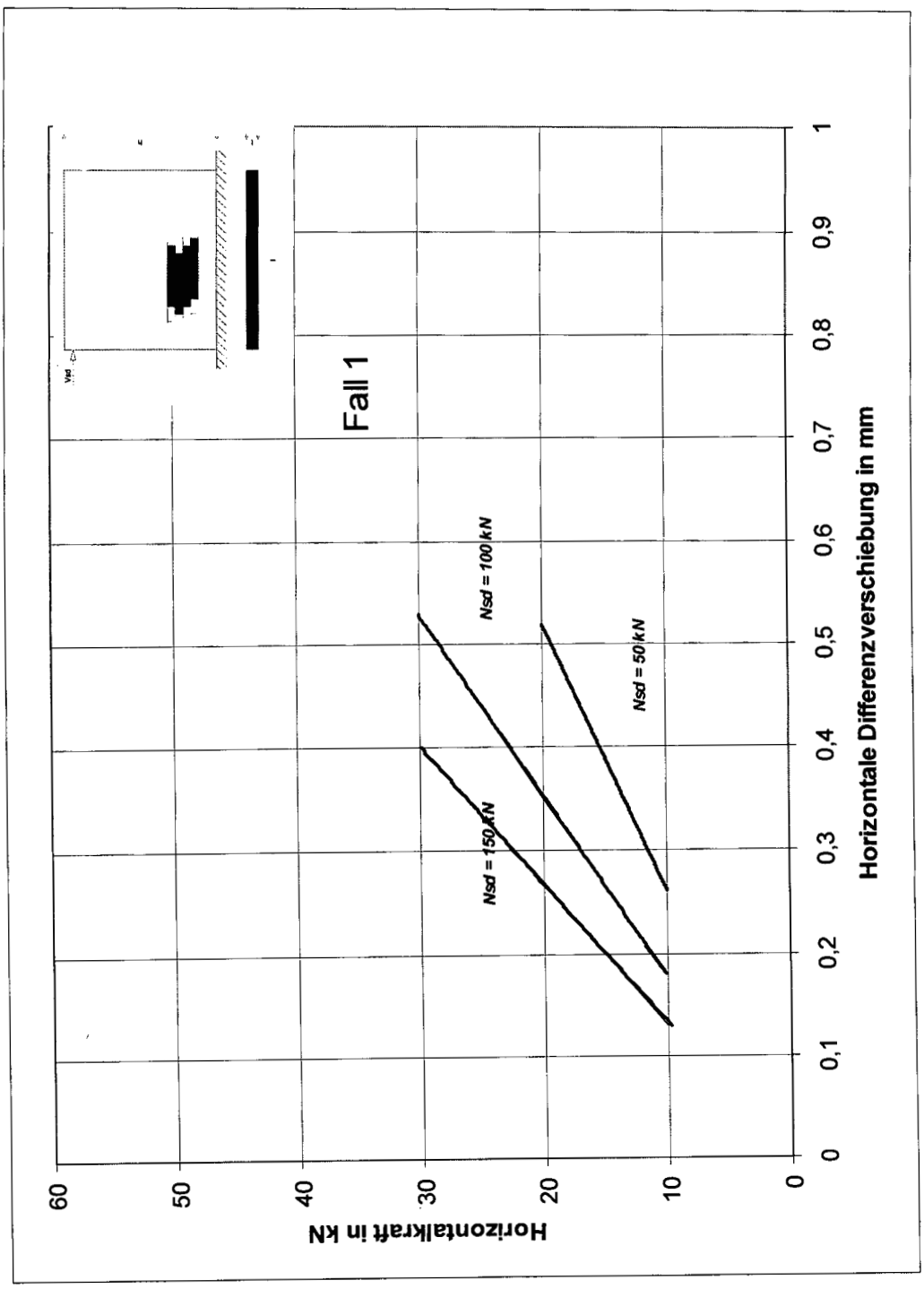


Abbildung 61: Diagramm H(KN) – Diff. Versch.(mm)

4.2.4 RECHNERISCHE NACHWEISE NACH B 3350 FÜR N_{SD}=50,100,150 KN

NACHWEIS B 3350
Bemessungswiderstand einer Wand

BAUVORHABEN : **POSITION :** **Fall 1**

1 Geometrischen Daten

Steinabmessungen
Länge/ Breite 240 δ= 0,66 Mörtelgruppe Normalmörtel
Höhe 65 Zieglgruppe Ziegel Gruppe 1

Wandabmessungen

Länge	L=	1,54	m
Stärke	t=	14	cm
Höhe	h=	0,88	m
Abminderungsfaktor für ausgesteifte Wände	ρ_n=	1,00	
	h_{eff}=	0,88	m
Abminderungsfaktor	ϕ=	0,81	

2 Festigkeitswerte/ Rechenwerte

f_m= 1,74 N/mm² $\overline{f_b}$= 18,4 N/mm²

Steindruckfestigkeit f_b= 12,1 N/mm²

char. Mauerwerksfestigkeit k= 0,60 a= 0,65 b= 0,25 f_k= 3,49 N/mm² $f_k = k \times f_b^a \times f_m^b$

3 Schnittgrößen

V_{Sd}=	**20**	**kN**
M_{Sd}=	**0**	**kNm**
N_{Sd}=	**50**	**kN**

e= 0,00 m

Fall 1

(Bemessungsfall laut DIN 1053-1; Tabelle E.1.10)

4 Mauerwerkspannungen

σ_1= 0,23 N/mm² σ_2= 0,23 N/mm²

σ_D= 0,23 N/mm² (weitere Bemessung mit dem Mittelwert)

L_c= 1,54 m

5 vertikaler Bemessungswiderstand

γ_M= 2,2 Normallast

f_k= 3,49 N/mm²

N_{Rd}= 276 kN > 50 kN =N_{Sd}

6 horizontaler Bemessungswiderstand

$f_{vk,0}$= 0,1 N/mm² γ_M= 2,2 Normallast

vermörtelte Stoßfuge

f_{vk}= 0,19 N/mm²

V_{Rd}= 19 kN < 20 kN =V_{Sd}

7 horizontale Verschiebung **Km= 197.765** N/mm

δ= 0,52 mm

NACHWEIS B 3350
Bemessungswiderstand einer Wand

BAUVORHABEN : **POSITION :** **Fall 1**

1 Geometrischen Daten

Steinabmessungen

Länge/ Breite 240 — Mörtelgruppe Normalmörtel

δ= 0,66

Höhe 65 — Zieglgruppe Ziegel Gruppe 1

Wandabmessungen

Länge	L=	1,54	m
Stärke	t=	14	cm
Höhe	h=	0,88	m
Abminderungsfaktor für ausgesteifte Wände	ρ_n=	1,00	
	h_{eff}=	0,88	m
Abminderungsfaktor	ϕ=	0,81	

2 Festigkeitswerte/ Rechenwerte

f_m= 1,74 N/mm² $\overline{f_b}$= 18,4 N/mm²

Steindruckfestigkeit f_b= 12,1 N/mm²

char. Mauerwerksfestigkeit k= 0,60
a= 0,65 f_k= 3,49 N/mm² $f_k = k \times f_b^a \times f_m^b$
b= 0,25

3 Schnittgrößen

V_{Sd}= 10 kN e= 0,00 m
M_{Sd}= 0 kNm
N_{Sd}= 100 kN **Fall 1**
(Bemessungsfall laut DIN 1053-1; Tabelle E.1.10)

4 Mauerwerkspannungen

σ_1= 0,46 N/mm² σ_2= 0,46 N/mm²

σ_D= 0,46 N/mm² (weitere Bemessung mit dem Mittelwert)

L_c= 1,54 m

5 vertikaler Bemessungswiderstand

γ_M= 2,2 Normallast

f_k= 3,49 N/mm² **N_{Rd}= 276 kN > 100 kN =N_{Sd}**

6 horizontaler Bemessungswiderstand

$f_{vk,0}$= 0,1 N/mm² γ_M= 2,2 Normallast

vermörtelte Stoßfuge

f_{vk}= 0,29 N/mm² **V_{Rd}= 28 kN > 10 kN =V_{Sd}**

7 horizontale Verschiebung

Km= 197.765 N/mm
δ= 0,18 mm

NACHWEIS B 3350
Bemessungswiderstand einer Wand

BAUVORHABEN : **POSITION :** **Fall 1**

1 Geometrischen Daten

Steinabmessungen
Länge/ Breite 240 δ= 0,66 Mörtelgruppe Normalmörtel
Höhe 65 Zieglgruppe Ziegel Gruppe 1

Wandabmessungen

Länge	L=	1,54	m
Stärke	t=	14	cm
Höhe	h=	0,88	m
Abminderungsfaktor für ausgesteifte Wände	ρ_n=	1,00	
	h_{eff}=	0,88	m
Abminderungsfaktor	ϕ=	0,81	

2 Festigkeitswerte/ Rechenwerte

f_m= 1,74 N/mm² $\overline{f_b}$= 18,4 N/mm²

Steindruckfestigkeit f_b= 12,1 N/mm²

char. Mauerwerksfestigkeit k= 0,60 a= 0,65 b= 0,25 f_k= 3,49 N/mm² $f_k = k \times f_b^a \times f_m^b$

3 Schnittgrößen

V_{Sd}= 20 kN e= 0,00 m
M_{Sd}= 0 kNm
N_{Sd}= 100 kN **Fall 1**
(Bemessungsfall laut DIN 1053-1; Tabelle E.1.10)

4 Mauerwerkspannungen

σ_1= 0,46 N/mm² σ_2= 0,46 N/mm²
σ_D= 0,46 N/mm² (weitere Bemessung mit dem Mittelwert)
L_c= 1,54 m

5 vertikaler Bemessungswiderstand

γ_M= 2,2 Normallast

f_k= 3,49 N/mm²

N_{Rd}= 276 kN > 100 kN =N_{Sd}

6 horizontaler Bemessungswiderstand

$f_{vk,0}$= 0,1 N/mm² γ_M= 2,2 Normallast

vermörtelte Stoßfuge

f_{vk}= 0,29 N/mm²

V_{Rd}= 28 kN > 20 kN =V_{Sd}

7 horizontale Verschiebung

Km= 197.765 N/mm
δ= 0,35 mm

NACHWEIS B 3350
Bemessungswiderstand einer Wand

BAUVORHABEN : **POSITION :** **Fall 1**

1 Geometrischen Daten

Steinabmessungen
Länge/ Breite 240 δ= 0,66 Mörtelgruppe Normalmörtel
Höhe 65 Zieglgruppe Ziegel Gruppe 1

Wandabmessungen

Länge	L=	1,54	m
Stärke	t=	14	cm
Höhe	h=	0,88	m
Abminderungsfaktor für ausgesteifte Wände	ρ_n=	1,00	
	h_{eff}=	0,88	m
Abminderungsfaktor	ϕ=	0,81	

2 Festigkeitswerte/ Rechenwerte

f_m= 1,74 N/mm² $\overline{f_b}$= 18,4 N/mm²

Steindruckfestigkeit f_b= 12,1 N/mm²

char. Mauerwerksfestigkeit k= 0,60 a= 0,65 b= 0,25 f_k= 3,49 N/mm² $f_k = k \times f_b^a \times f_m^b$

3 Schnittgrößen

V_{Sd}= 30 kN e= 0,00 m
M_{Sd}= 0 kNm
N_{Sd}= 100 kN **Fall 1**
(Bemessungsfall laut DIN 1053-1; Tabelle E.1.10)

4 Mauerwerkspannungen

σ_1= 0,46 N/mm² σ_2= 0,46 N/mm²
σ_D= 0,46 N/mm² (weitere Bemessung mit dem Mittelwert)
L_c= 1,54 m

5 vertikaler Bemessungswiderstand

γ_M= 2,2 Normallast

f_k= 3,49 N/mm²

N_{Rd}= 276 kN > 100 kN =N_{Sd}

6 horizontaler Bemessungswiderstand

$f_{vk,0}$= 0,1 N/mm² γ_M= 2,2 Normallast

vermörtelte Stoßfuge

f_{vk}= 0,29 N/mm²

V_{Rd}= 28 kN < 30 kN =V_{Sd}

7 horizontale Verschiebung

Km= 197.765 N/mm
δ= 0,53 mm

NACHWEIS B 3350
Bemessungswiderstand einer Wand

BAUVORHABEN : **POSITION :** **Fall 1**

1 Geometrischen Daten

Steinabmessungen
Länge/ Breite 240 δ= 0,66 Mörtelgruppe Normalmörtel
Höhe 65 Zieglgruppe Ziegel Gruppe 1

Wandabmessungen

Länge	L=	1,54	m
Stärke	t=	14	cm
Höhe	h=	0,88	m
Abminderungsfaktor für ausgesteifte Wände	ρ_n=	1,00	
	h_{eff}=	0,88	m
Abminderungsfaktor	ϕ=	0,81	

2 Festigkeitswerte/ Rechenwerte

f_m= 1,74 N/mm² $\overline{f_b}$= 18,4 N/mm²

Steindruckfestigkeit f_b= 12,1 N/mm²

char. Mauerwerksfestigkeit k= 0,60 a= 0,65 b= 0,25 f_k= 3,49 N/mm² $f_k = k \times f_b^a \times f_m^b$

3 Schnittgrößen

V_{Sd}= 10 kN e= 0,00 m
M_{Sd}= 0 kNm
N_{Sd}= 150 kN **Fall 1**
(Bemessungsfall laut DIN 1053-1; Tabelle E.1.10)

4 Mauerwerkspannungen

σ_1= 0,70 N/mm² σ_2= 0,70 N/mm²
σ_D= 0,70 N/mm² (weitere Bemessung mit dem Mittelwert)
L_c= 1,54 m

5 vertikaler Bemessungswiderstand

γ_M= 2,2 Normallast

f_k= 3,49 N/mm² **N_{Rd}= 276 kN > 150 kN =N_{Sd}**

6 horizontaler Bemessungswiderstand

$f_{vk,0}$= 0,1 N/mm² γ_M= 2,2 Normallast

vermörtelte Stoßfuge

f_{vk}= 0,38 N/mm² **V_{Rd}= 37 kN > 10 kN =V_{Sd}**

7 horizontale Verschiebung

Km= 197.765 N/mm
δ= 0,13 mm

NACHWEIS B 3350
Bemessungswiderstand einer Wand

BAUVORHABEN : **POSITION :** **Fall 1**

1 Geometrischen Daten

Steinabmessungen
Länge/ Breite 240 δ= 0,66 Mörtelgruppe Normalmörtel
Höhe 65 Zieglgruppe Ziegel Gruppe 1

Wandabmessungen

Länge	L=	1,54	m
Stärke	t=	14	cm
Höhe	h=	0,88	m
Abminderungsfaktor für ausgesteifte Wände	ρ_n=	1,00	
	h_{eff}=	0,88	m
Abminderungsfaktor	ϕ=	0,81	

2 Festigkeitswerte/ Rechenwerte

f_m= 1,74 N/mm² $\overline{f_b}$= 18,4 N/mm²

Steindruckfestigkeit f_b= 12,1 N/mm²

char. Mauerwerksfestigkeit k= 0,60 a= 0,65 b= 0,25 f_k= 3,49 N/mm² $f_k = k \times f_b^a \times f_m^b$

3 Schnittgrößen

V_{Sd}= 20 kN e= 0,00 m
M_{Sd}= 0 kNm
N_{Sd}= 150 kN **Fall 1**
(Bemessungsfall laut DIN 1053-1; Tabelle E.1.10)

4 Mauerwerkspannungen

σ_1= 0,70 N/mm² σ_2= 0,70 N/mm²
σ_D= 0,70 N/mm² (weitere Bemessung mit dem Mittelwert)
L_c= 1,54 m

5 vertikaler Bemessungswiderstand

γ_M= 2,2 Normallast

f_k= 3,49 N/mm²

N_{Rd}= 276 kN > 150 kN =N_{Sd}

6 horizontaler Bemessungswiderstand

$f_{vk,0}$= 0,1 N/mm² γ_M= 2,2 Normallast

vermörtelte Stoßfuge

f_{vk}= 0,38 N/mm²

V_{Rd}= 37 kN > 20 kN =V_{Sd}

7 horizontale Verschiebung

Km= 197.765 N/mm
δ= 0,27 mm

NACHWEIS B 3350
Bemessungswiderstand einer Wand

BAUVORHABEN : **POSITION :** **Fall 1**

1 Geometrischen Daten

Steinabmessungen
Länge/ Breite 240 δ= 0,66 Mörtelgruppe Normalmörtel
Höhe 65 Zieglgruppe Ziegel Gruppe 1

Wandabmessungen

Länge	L=	1,54	m
Stärke	t=	14	cm
Höhe	h=	0,88	m
Abminderungsfaktor für ausgesteifte Wände	ρ_n=	1,00	
	h_{eff}=	0,88	m
Abminderungsfaktor	ϕ=	0,81	

2 Festigkeitswerte/ Rechenwerte

f_m= 1,74 N/mm² $\overline{f_b}$= 18,4 N/mm²

Steindruckfestigkeit f_b= 12,1 N/mm²

char. Mauerwerksfestigkeit k= 0,60 a= 0,65 b= 0,25 f_k= 3,49 N/mm² $f_k = k \times f_b^a \times f_m^b$

3 Schnittgrößen

V_{Sd}= 30 kN e= 0,00 m
M_{Sd}= 0 kNm
N_{Sd}= 150 kN **Fall 1**
(Bemessungsfall laut DIN 1053-1; Tabelle E.1.10)

4 Mauerwerkspannungen

σ_1= 0,70 N/mm² σ_2= 0,70 N/mm²
σ_D= 0,70 N/mm² (weitere Bemessung mit dem Mittelwert)
L_c= 1,54 m

5 vertikaler Bemessungswiderstand

γ_M= 2,2 Normallast

f_k= 3,49 N/mm²

N_{Rd}= 276 kN > 150 kN =N_{Sd}

6 horizontaler Bemessungswiderstand

$f_{vk,0}$= 0,1 N/mm² γ_M= 2,2 Normallast

vermörtelte Stoßfuge

f_{vk}= 0,38 N/mm²

V_{Rd}= 37 kN > 30 kN =V_{Sd}

7 horizontale Verschiebung

Km= 197.765 N/mm
δ= 0,40 mm

NACHWEIS B 3350
Bemessungswiderstand einer Wand

BAUVORHABEN : **POSITION :** **Fall 1**

1 Geometrischen Daten

Steinabmessungen
Länge/ Breite 240 δ= 0,66 Mörtelgruppe Normalmörtel
Höhe 65 Zieglgruppe Ziegel Gruppe 1

Wandabmessungen

Länge	L=	1,54	m
Stärke	t=	14	cm
Höhe	h=	0,88	m
Abminderungsfaktor für ausgesteifte Wände	ρ_n=	1,00	
	h_{eff}=	0,88	m
Abminderungsfaktor	ϕ=	0,81	

2 Festigkeitswerte/ Rechenwerte

f_m= 1,74 N/mm² $\overline{f_b}$= 18,4 N/mm²

Steindruckfestigkeit f_b= 12,1 N/mm²

char. Mauerwerksfestigkeit k= 0,60 a= 0,65 b= 0,25 f_k= 3,49 N/mm² $f_k = k \times f_b^a \times f_m^b$

3 Schnittgrößen

V_{Sd}= 40 kN e= 0,00 m
M_{Sd}= 0 kNm
N_{Sd}= 150 kN **Fall 1**
(Bemessungsfall laut DIN 1053-1; Tabelle E.1.10)

4 Mauerwerkspannungen

σ_1= 0,70 N/mm² σ_2= 0,70 N/mm²

σ_D= 0,70 N/mm² (weitere Bemessung mit dem Mittelwert)

L_c= 1,54 m

5 vertikaler Bemessungswiderstand

γ_M= 2,2 Normallast

f_k= 3,49 N/mm²

N_{Rd}= 276 kN > 150 kN =N_{Sd}

6 horizontaler Bemessungswiderstand

$f_{vk,0}$= 0,1 N/mm² γ_M= 2,2 Normallast

vermörtelte Stoßfuge

f_{vk}= 0,38 N/mm²

V_{Rd}= 37 kN < 40 kN =V_{Sd}

7 horizontale Verschiebung

Km= 197.765 N/mm
δ= 0,53 mm

4.3 FALL 2 – ZIEGELMAUERWERK MIT VERSCHMATZUNG

Die seitlich mit STB-Riegel (Rost) und STB-Säule verschmatzten Ziegelwände (englisch: Confined masonary), haben nicht nur eine Rahmenwirkung sondern wirken gemeinsam mit den STB-Teilen gegen Erdbeben.

Grundsätzlich gelten nach EC 6 die Prinzipien und Verfahren im Erdbebenfall nur für die Parameter der Wände. Es ist nicht erforderlich die Druckfestigkeit von STB-Elementen in der Berechnung zu berücksichtigen.

Die Aufgabe des STB-Teiles ist es, Zugspannungen in der Wand zu vermeiden. Das bedeutet es muss zuerst die STB-Säule aufgrund der Zugwirkung von Horizontallast (Horizontallast - Erdbebenlast) versagen (Kollaps).

Nach EC 8 ist die Gebäudegeschoßzahl, bezogen auf Bodenbeschleunigung wie folgt begrenzt:

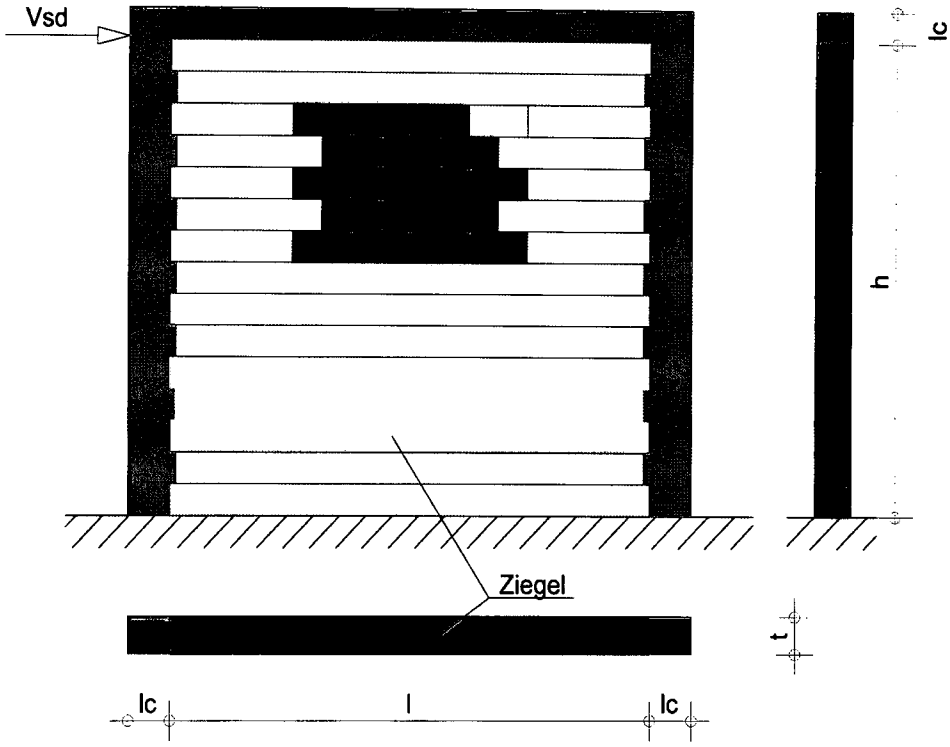
$a > 0{,}30$ g	max. EG +1 G
$0{,}20$ g $< a < 0{,}30$ g	max. EG +2 G
$a < 0{,}30$ g	max. EG +3 G

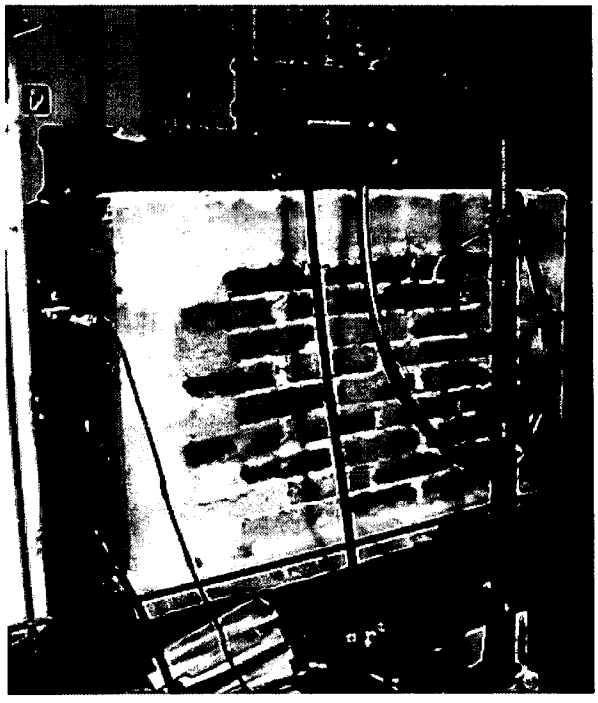
Der EC 6 bestätigt sich nur auf den Parameter des Mauerwerks und stellt keinen Einfluß der STB-Teile in Rechnung.

Nach Forschungen von Niu (1981) und Tomazevic & Ancic aus Slowenien, ist es möglich die gemeinsame Wirkungen von STB und Ziegelwand in zwei Zuständen zu beurteilen und mittels mathematischer Formel zu beschreiben.

4.3.1 MODELLDATEN

Breite des Stahlbetonrahmens (Verschmatzung) 14 cm, Bewehrung 4 Ø 10, Bügel im Abstand 12 cm.


Vsd
lc
h
Ziegel
t
lc
l
lc



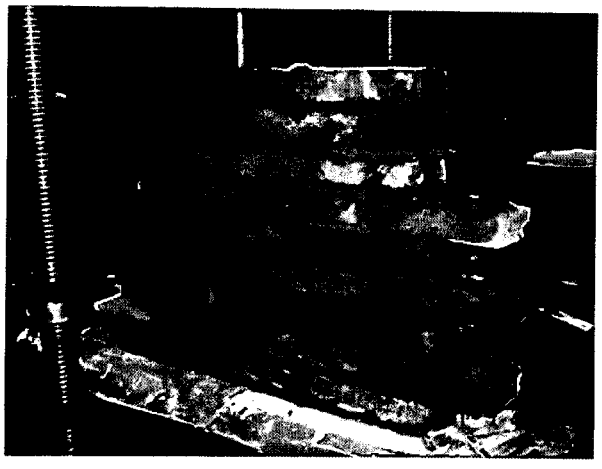


Abbildung 62: Mauerwerk mit verschmatzten STB-Stützen

Bei jeder Auflast (50 kN, 100 kN, 150 kN) haben die Messungen der Verschiebung ca. 15-20 Minuten gedauert.

4.3.2 MÖRTEL- UND BETONFESTIGKEIT

Mauermörtel-Proben									
						Biegezug		Druckfestigkeit	
Nummer	Prüf-masse	L (mm)	B (mm)	H (mm)	Rohdichte	Pmax =(N)	Saz =(N/mm2)	Pmax =(N)	fb =(N/mm2)
1	476,80	160,00	40,10	40,10	1,85	290,00	-	3,95 & 3,90	-
2	478,70	160,00	40,00	39,80	1,88	305,00	-	4,15 &4,25	-
3	477,20	160,00	39,90	39,90	1,87	400,00	-	3,95 & 4,00	-
					1,87		-	fm = 1,61 N/mm2	
Maschine: Stempel 62,5 x 40 mm									
								fck = 36,4 N/mm2	

Druckprüfungen - Ziegelproben						
Nummer	Länge(mm)	Breite(mm)	Höhe(mm)	Gewicht(g)	F-KN	Festigkeit
Z1	289,00	136,00	67,00	4240,00	885,00	22,52
Z2	285,00	135,00	67,00	3830,00	1023,00	26,59
Z3	291,00	142,00	69,00	4240,00	1015,00	24,56
Z4	289,00	138,00	71,00	3850,00	715,00	17,93
Z5	292,00	137,00	61,00	3810,00	1217,00	30,42
Maschine: B16N003 N=1500 KN, Alfred Amsler						
						24,40
					mittlere Nennfestigkeit	fb=18,40 N/mm2

Tabelle 21: Ziegel ,Mörtel und Beton Daten

4.3.3 VERSUCHSDURCHFÜHRUNG

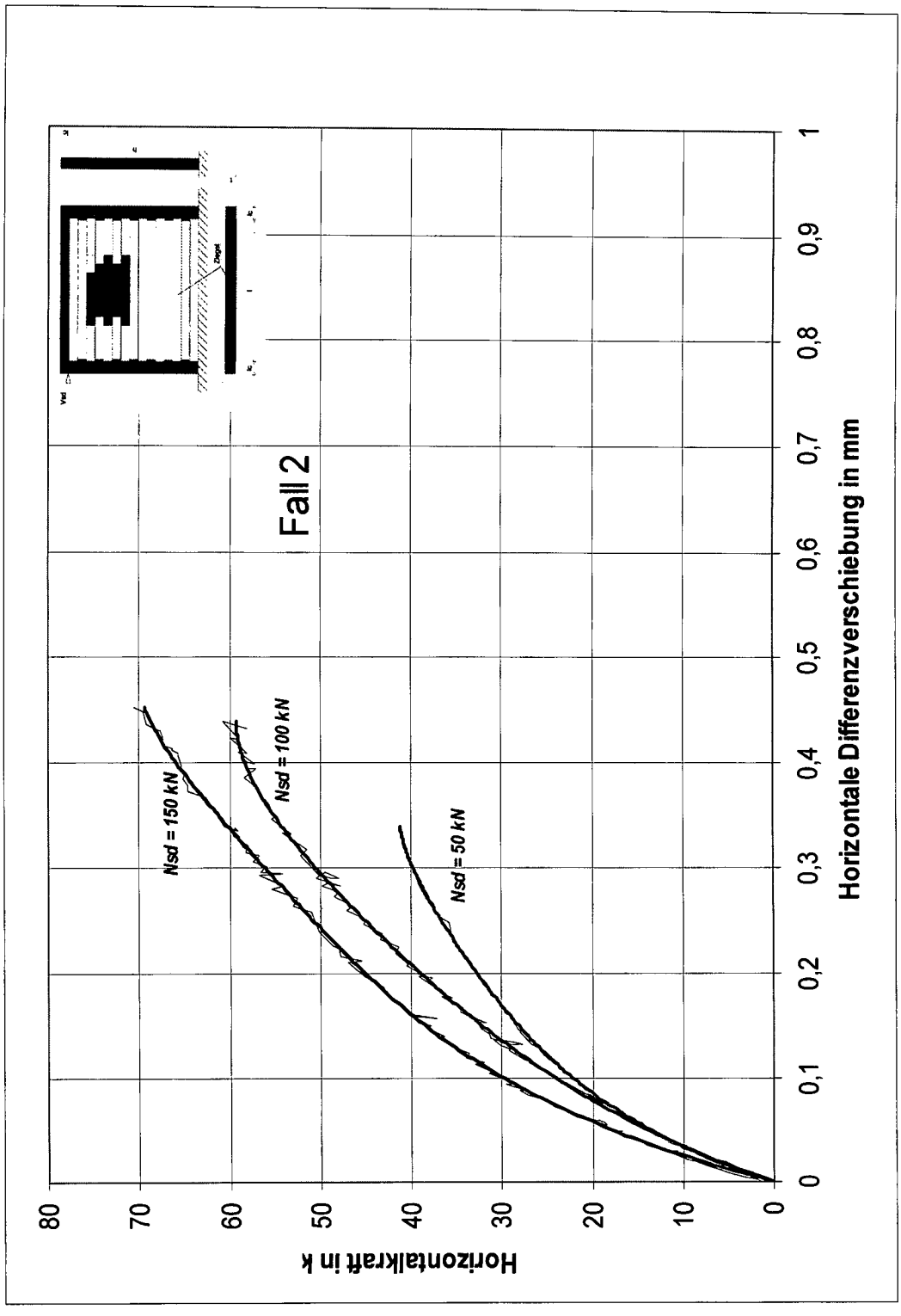


Abbildung 63: Diagramm H(KN) – Diff. Versch.(mm)

4.3.4 RECHNERISCHER NACHWEIS

ZUSTAND A: Erster Riss in der Ziegelwand (in Richtung Druckdiagonale)

$$V_{Rcr} = \left(1 + \frac{2K_c}{K_m}\right)\frac{f_t A_m}{1.2}$$

Horizontalwiderstand vor dem ersten Diagonalriss [25]

$$K_m = E\frac{t}{\frac{h}{l}\left[4 + \left(\frac{h}{l}\right)^2\right]}$$

horizontale Steifigkeit – Mauer [25]

$$K_c = E\frac{t_c}{\frac{h}{l_c}\left[4 + \left(\frac{h}{l_c}\right)^2\right]}$$

horizontale Steifigkeit – STB-Rost und Verschmatzung [25]

* f_t Wand Zugfestigkeit
* A_m Querschnittsfläche von Wand (Am=t*l)
* E_c Elastizitätsmodul des Betons
* E Elastizitätsmodul der Mauer
* t Dicke der Wand
* t_c Dicke der Verschmatungsstütze (tc<t)
* l_c Schnittlänge der verschmatzte Säule (üblich Länge der Wand))
* l Wandlänge
* h Wandhöhe

ZUSTAND B ***vor dem Kollaps***

$V_{Ru} = \mu\sigma_d A_m + 2(0.07 f_{cd} t_c l_c + \alpha A_v f_{y_d})$ Horizontalwiderstand vor dem Kollaps [25]

Der Gesamtwiderstand gegen Erdbeben ergibt sich aus der Summe des Widerstandes der Mauer, der Schubfestigkeit des Betons und der Querbewehrung der verschmatzten Säulen.

* μ Wandreibung μ=0,4 –0,2 (bei alten Bauten und beschädigten Wände ist μ=0,2 zu empfehlen
* σ_d Mittlere Druckfestigkeit der Mauer
* f_{cd} Betondruckksfestigkeit -Bemessungswert
* α α - Wirkungsfaktor der Bügel α= 0,1 – 0,2
* A_v Bewehrungswert – Fläche der allen Bügel von den verschmatzten Stützen
* f_{yd} fy Bemessungswert der Streckgrenze des Bewehrungsstahls

4.3.5 RECHNERISCHE NACHWEISE - ERGEBNISSE FÜR N_{SD}=50,100,150 KN

NACHWEIS B 3350
Wandscheibe aus Ziegel - mit STB verschmatzt

BAUVORHABEN : **POSITION :** **Verschmatzung**

1 Geometrischen Daten

Steinabmessungen
Länge/ Breite 250 δ= 0,65 Mörtelgruppe Normalmörtel
Höhe 65 Zieglgruppe Ziegel Gruppe 1

Wandabmessungen

	Länge	L=	1,54	m
Ziegel	Stärke	t=	14	cm
	Höhe	h=	0,88	m
	Länge	tc=	0,15	m
Beton	Breite	lc=	0,15	m

Betongüte C 25/30

Stahlgüte Bst 550

Abminderungsfaktor für ausgesteifte Wände ρ_n= 1,00

h_{eff}= 0,88 m

Abminderungsfaktor ϕ= 0,81

2 Festigkeitswerte/ Rechenwerte

f_m= 1,61 N/mm² $\overline{f_b}$= 24,4 N/mm²

Steindruckfestigkeit f_b= 15,9 N/mm²

char. Mauerwerksfestigkeit k= 0,60 a= 0,65 b= 0,25 f_k= 4,07 N/mm² $f_k = k \times f_b^a \times f_m^b$

3 Schnittgrößen

V_{Sd}= 10 kN e= 0,00 m
M_{Sd}= 0 kNm

Fall 1
(Bemessungsfall laut DIN 1053-1; Tabelle E.1.10)

4 Berechnung

σ_1= 0,23 N/mm² σ_2= 0,23 N/mm²
σ_D= 0,23 N/mm² (weitere Bemessung mit dem Mittelwert)
L_c= 1,54 m

5 vertikaler Bemessungswiderstand

γ_M= 2,2 Normallast

f_k= 4,07 N/mm²

N_{Rd}= 322 kN > 50 kN =N_{Sd}

6 horizontaler Bemessungswiderstand

$f_{vk,0}$= 0,1 N/mm² γ_M= 2,2 Normallast

unvermörtelte Stoßfuge f_{vk}= 0,14 N/mm²

STB - horizontale Steifigkeit: Kc =

$$\frac{E\frac{t_c}{\frac{h}{l_c}\left[4+\left(\frac{h}{l_c}\right)^2\right]}}$$

Kc = 20,30 N/mm2

Ziegelwand-horizontale Steifigkeit: Km =

$$\frac{E\frac{t}{\frac{h}{l}\left[4+\left(\frac{h}{l}\right)^2\right]}}$$

Km = 230,7 N/mm2

μ = 0,2

Horizontallast vor dem ersten Diagonalriß [redacted] α = 0,15

$$V_{cr}=\left(1+\frac{2K_c}{K_m}\right)\cdot\frac{f_{vk}\cdot A_m}{1,2}$$

$$V_{ru}=\mu\cdot\sigma_d\cdot A_m+2\left(0,07\cdot f_{cd}\cdot t_c\cdot l_c+\alpha\cdot A_v\cdot f_{yd}\right)$$

Av = 750

Horizontallast vor dem Kolaps (Beiden Wirkungen STB + Ziegel) [redacted]

7 horizontale Verschiebung

d_{Rcr}= 0,14 mm

NACHWEIS B 3350

Wandscheibe aus Ziegel - mit STB verschmatzt

BAUVORHABEN : **POSITION :** **Verschmatzung**

1 Geometrischen Daten

Steinabmessungen

Länge/ Breite: 250 | δ= 0,65 | Mörtelgruppe: Normalmörtel

Höhe: 65 | Zieglgruppe: Ziegel Gruppe 1

Wandabmessungen

	Länge	L=	1,54	m
Ziegel	Stärke	t=	14	cm
	Höhe	h=	0,88	m
	Länge	tc=	0,15	m
Beton	Breite	lc=	0,15	m

Betongüte: C 25/30

Stahlgüte: Bst 550

Abminderungsfaktor für ausgesteifte Wände ρ_n= 1,00

h_{eff}= 0,88 m

Abminderungsfaktor ϕ= 0,81

2 Festigkeitswerte/ Rechenwerte

f_m= 1,61 N/mm² $\overline{f_b}$= 24,4 N/mm²

Steindruckfestigkeit f_b= 15,9 N/mm²

char. Mauerwerksfestigkeit k= 0,60; a= 0,65; b= 0,25 f_k= 4,07 N/mm² $f_k = k \times f_b^a \times f_m^b$

3 Schnittgrößen

V_{Sd}= 10 kN e= 0,00 m

M_{Sd}= 0 kNm

Fall 1

(Bemessungsfall laut DIN 1053-1; Tabelle E.1.10)

4 Berechnung

σ_1= 0,46 N/mm² σ_2= 0,46 N/mm²

σ_D= 0,46 N/mm² (weitere Bemessung mit dem Mittelwert)

L_c= 1,54 m

5 vertikaler Bemessungswiderstand

γ_M= 2,2 Normallast

f_k= 4,07 N/mm²

N_{Rd}= 322 kN > 100 kN =N_{Sd}

6 horizontaler Bemessungswiderstand

$f_{vk,0}$= 0,1 N/mm² γ_M= 2,2 Normallast

unvermörtelte Stoßfuge f_{vk}= 0,24 N/mm²

STB - horizontale Steifigkeit: Kc = $\dfrac{E\dfrac{t_c}{\dfrac{h}{l_c}\left[4+\left(\dfrac{h}{l_c}\right)^2\right]}}$

Kc = 20,30 N/mm2

Ziegelwand-horizontale Steifigkeit: Km = $\dfrac{E\dfrac{t}{\dfrac{h}{l}\left[4+\left(\dfrac{h}{l}\right)^2\right]}}$

Km = 230,7 N/mm2

μ = 0,2

α = 0,15

Horizontallast vor dem ersten Diagonalriß

$$V_{cr}=\left(1+\frac{2K_c}{K_m}\right)\cdot\frac{f_{vk}\cdot A_m}{1,2}$$

$$V_{ru}=\mu\cdot\sigma_d\cdot A_m+2(0,07\cdot f_{cd}\cdot t_c\cdot l_c+\alpha\cdot A_v\cdot f_{yd})$$

Av = 750

Horizontallast vor dem Kolaps (Beiden Wirkungen STB + Ziegel)

7 horizontale Verschiebung

d_{Rcr}= 0,25 mm

NACHWEIS B 3350

Wandscheibe aus Ziegel - mit STB verschmatzt

BAUVORHABEN : **POSITION :** **Verschmatzung**

1 Geometrischen Daten

Steinabmessungen

Länge/ Breite	250			Mörtelgruppe	Normalmörtel
		δ=	0,65		
Höhe	65			Zieglgruppe	Ziegel Gruppe 1

Wandabmessungen

	Länge	L=	1,54	m
Ziegel	Stärke	t=	14	cm
	Höhe	h=	0,88	m
	Länge	tc=	0,15	m
Beton	Breite	lc=	0,15	m

Betongüte: C 25/30

Stahlgüte: Bst 550

Abminderungsfaktor für ausgesteifte Wände: ρ_n= 1,00

h_{eff}= 0,88 m

Abminderungsfaktor: ϕ= 0,81

2 Festigkeitswerte/ Rechenwerte

f_m= 1,61 N/mm²

$\overline{f_b}$= 24,4 N/mm²

Steindruckfestigkeit: f_b= 15,9 N/mm²

char. Mauerwerksfestigkeit: k= 0,60; a= 0,65; b= 0,25

f_k= 4,07 N/mm² $f_k = k \times f_b^a \times f_m^b$

3 Schnittgrößen

V_{Sd}= **10 kN**

M_{Sd}= **0 kNm**

e= 0,00 m

Fall 1

(Bemessungsfall laut DIN 1053-1; Tabelle E.1.10)

4 Berechnung

σ_1= **0,70 N/mm²** σ_2= 0,70 N/mm²

σ_D= **0,70 N/mm²** (weitere Bemessung mit dem Mittelwert)

L_c= **1,54 m**

5 vertikaler Bemessungswiderstand

γ_M= 2,2 Normallast

f_k= **4,07 N/mm²**

N_{Rd}= 322 kN > 150 kN =N_{Sd}

6 horizontaler Bemessungswiderstand

$f_{vk,0}$= 0,1 N/mm² γ_M= 2,2 Normallast

unvermörtelte Stoßfuge f_{vk}= 0,33 N/mm²

STB - horizontale Steifigkeit: Kc = $\dfrac{E\dfrac{t_c}{\dfrac{h}{l_c}\left[4+\left(\dfrac{h}{l_c}\right)^2\right]}}$

Kc = 20,30 N/mm2

Ziegelwand-horizontale Steifigkeit: Km = $\dfrac{E\dfrac{t}{\dfrac{h}{l}\left[4+\left(\dfrac{h}{l}\right)^2\right]}}$

Km = 230,7 N/mm2

μ = 0,2

Horizontallast vor dem ersten Diagonalriß [redacted] α = 0,15

$$V_{cr}=\left(1+\frac{2K_c}{K_m}\right)\cdot\frac{f_{vk}\cdot A_m}{1,2}$$

$$V_{ru}=\mu\cdot\sigma_d\cdot A_m+2\left(0{,}07\cdot f_{cd}\cdot t_c\cdot l_c+\alpha\cdot A_v\cdot f_{yd}\right)$$

Av = 750

Horizontallast vor dem Kolaps (Beiden Wirkungen STB + Ziegel) [redacted]

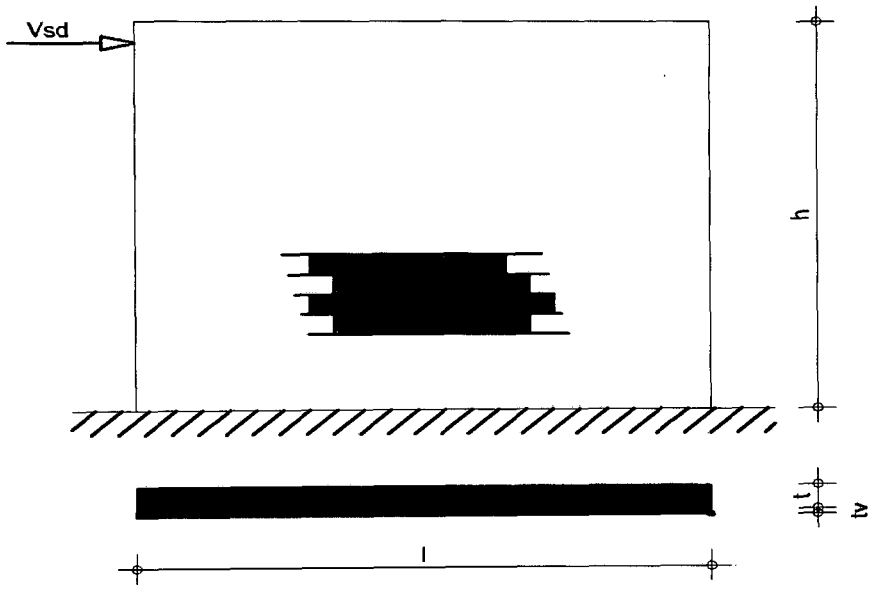
7 horizontale Verschiebung

d_{Rcr}= 0,34 mm

4.4 FALL 3 – ZIEGELMAUERWERK MIT VORSATZSCHALE

4.4.1 MODELLDATEN

Die Stärke der Vorsatzschale beträgt 8 cm. Bewehrung CQS 8 (3,35 cm²/m). Die Vernadelung erfolgt durch Stecker Ø 8 (12 Stück/Fläche)



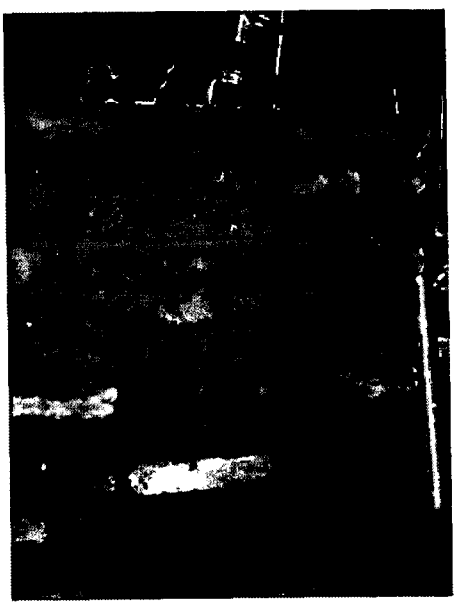


Abbildung 64: Mauerwerk mit Vorsatzschale

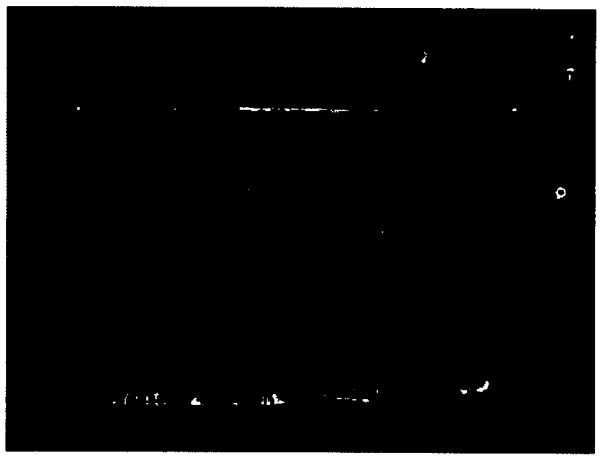


Abbildung 65: Mauerwerk mit STB Schale

4.4.2 MÖRTELFESTIGKEIT UND BETONFESTIGKEIT

Mauermörtel-Proben									
						Biegezug		Druckfestigkeit	
Nummer	Prüf-masse	L (mm)	B (mm)	H (mm)	Rohdichte	Pmax =(N)	Saz =(N/mm2)	Pmax =(N)	fb =(N/mm2)
1	468,70	160,00	40,10	40,20	1,82	340,00	-	3,45 & 4,65	-
2	474,10	159,90	40,10	40,00	1,85	317,00	-	4,65 & 4,20	-
3	479,00	160,00	40,00	39,60	1,89	338,00	-	3,80 & 4,05	-
					1,85		-	fm = 1,65 N/mm2	
Maschine: Stempel 62,5 x 40 mm									
								fck = 27,3 N/mm2	

Druckprüfungen - Ziegelproben						
Nummer	Länge(mm)	Breite(mm)	Höhe(mm)	Gewicht(g)	F-KN	Festigkeit
Z1	289,00	136,00	67,00	4240,00	885,00	22,52
Z2	285,00	135,00	67,00	3830,00	1023,00	26,59
Z3	291,00	142,00	69,00	4240,00	1015,00	24,56
Z4	289,00	138,00	71,00	3850,00	715,00	17,93
Z5	292,00	137,00	61,00	3810,00	1217,00	30,42
Maschine: B16N003 N=1500 KN, Alfred Amsler						
						24,40
					mittlere Nennfestigkeit	fb=18,40 N/mm2

Tabelle 22: Ziegel ,Mörtel und Beton Daten

4.4.3 VERSUCHDURCHFÜHRUNG

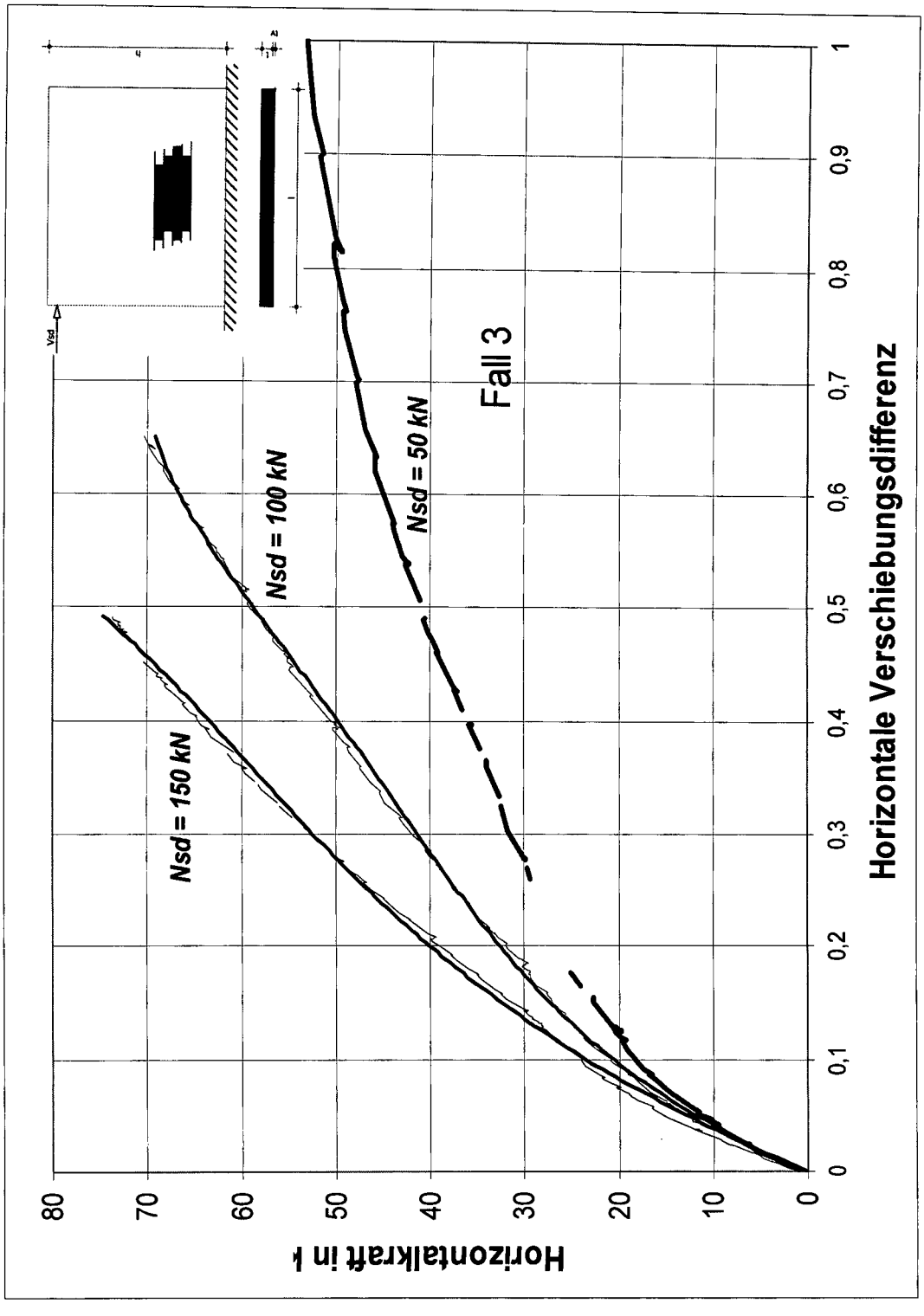


Abbildung 66: Diagramm H(KN) – Diff. Versch.(mm)

4.4.4 RECHNERISCHER NACHWEIS ANALOG WIE BEI FALL 2

NACHWEIS B 3350
Wandscheibe aus Ziegel - mit STB Vorsatzschale

BAUVORHABEN : **POSITION : STB VORSATZSCHALE**

1 Geometrischen Daten

Steinabmessungen
Länge/ Breite 250 δ= 0,65 Mörtelgruppe Normalmörtel
Höhe 65 Zieglgruppe Ziegel Gruppe 1

Wandabmessungen

	Länge	L=	1,54	m
Ziegel	Stärke	t=	14	cm
	Höhe	h=	0,88	m
	Länge	tc=	0,08	m
Beton	Breite	lc=	1,50	m

Betongüte C 25/30
Stahlgüte Bst 550

Abminderungsfaktor für ausgesteifte Wände ρ_n= 1,00
h_{eff}= 0,88 m
Abminderungsfaktor ϕ= 0,81

2 Festigkeitswerte/ Rechenwerte

f_m= 1,65 N/mm² $\overline{f_b}$= 24,4 N/mm²

Steindruckfestigkeit f_b= 15,9 N/mm²

char. Mauerwerksfestigkeit k= 0,60 a= 0,65 b= 0,25 f_k= 4,10 N/mm² $f_k = k \times f_b^a \times f_m^b$

3 Schnittgrößen

V_{sd}= 10 kN e= 0,00 m
M_{sd}= 0 kNm
Fall 1
(Bemessungsfall laut DIN 1053-1; Tabelle E.1.10)

4 Berechnung

σ_1= 0,23 N/mm² σ_2= 0,23 N/mm²
σ_D= 0,23 N/mm² (weitere Bemessung mit dem Mittelwert)
L_c= 1,54 m

5 vertikaler Bemessungswiderstand

γ_M= 2,2 Normallast

f_k= 4,10 N/mm²

N_{Rd}= 324 kN > 50 kN =N_{Sd}

6 horizontaler Bemessungswiderstand

$f_{vk,0}$= 0,1 N/mm² γ_M= 2,2 Normallast

unvermörtelte Stoßfuge f_{vk}= 0,14 N/mm²

STB - horizontale Steifigkeit:

$$Kc = \frac{E\frac{t_c}{\frac{h}{l_c}\left[4+\left(\frac{h}{l_c}\right)^2\right]}}{}$$

Kc = 957,39 N/mm2

Ziegelwand-horizontale Steifigkeit:

$$Km = \frac{E\frac{t}{\frac{h}{l}\left[4+\left(\frac{h}{l}\right)^2\right]}}{}$$

Km = 232,1 N/mm2

μ = 0,2

α = 0,15

Horizontallast vor dem ersten Diagonalriß

$$V_{cr} = \left(1+\frac{2\cdot K_c}{K_m}\right)\cdot\frac{f_{vk}\cdot A_m}{1,2}$$

$$V_{ru} = \mu\cdot\sigma_d\cdot A_m + 2\left(0{,}07\cdot f_{cd}\cdot t_c\cdot l_c + \alpha\cdot A_v\cdot f_{yd}\right)$$

Av = 335

Horizontallast vor dem Kolaps (Beiden Wirkungen STB + Ziegel)

7 horizontale Verschiebung

d_{Rcr}= 0,43 mm

NACHWEIS B 3350

Wandscheibe aus Ziegel - mit STB Vorsatzschale

BAUVORHABEN : **POSITION : STB VORSATZSCHALE**

1 Geometrischen Daten

Steinabmessungen

Länge/ Breite	250			Mörtelgruppe	Normalmörtel	
		δ=	0,65			
Höhe	65			Zieglgruppe	Ziegel Gruppe 1	

Wandabmessungen

	Länge	L=	1,54	m
Ziegel	Stärke	t=	14	cm
	Höhe	h=	0,88	m
	Länge	tc=	0,08	m
Beton	Breite	lc=	1,50	m

Betongüte: C 25/30

Stahlgüte: Bst 550

Abminderungsfaktor für ausgesteifte Wände: ρ_n= 1,00

h_{eff}= 0,88 m

Abminderungsfaktor: ϕ= 0,81

2 Festigkeitswerte/ Rechenwerte

f_m= 1,65 N/mm² $\quad \overline{f_b}$= 24,4 N/mm²

Steindruckfestigkeit: f_b= 15,9 N/mm²

char. Mauerwerksfestigkeit: k= 0,60; a= 0,65; b= 0,25; f_k= 4,10 N/mm²

$$f_k = k \times f_b^a \times f_m^b$$

3 Schnittgrößen

V_{Sd}= 10 kN $\quad$ e= 0,00 m

M_{Sd}= 0 kNm

Fall 1

(Bemessungsfall laut DIN 1053-1; Tabelle E.1.10)

4 Berechnung

σ_1= 0,46 N/mm² $\quad \sigma_2$= 0,46 N/mm²

σ_D= 0,46 N/mm² (weitere Bemessung mit dem Mittelwert)

L_c= 1,54 m

5 vertikaler Bemessungswiderstand

γ_M= 2,2 Normallast

f_k= 4,10 N/mm²

N_{Rd}= 324 kN > 100 kN =N_{Sd}

6 horizontaler Bemessungswiderstand

$f_{vk,0}$= 0,1 N/mm² γ_M= 2,2 Normallast

unvermörtelte Stoßfuge f_{vk}= 0,24 N/mm²

STB - horizontale Steifigkeit: Kc = $\dfrac{E\dfrac{t_c}{\dfrac{h}{l_c}\left[4+\left(\dfrac{h}{l_c}\right)^2\right]}}$

Kc = 957,39 N/mm2

Ziegelwand-horizontale Steifigkeit: Km = $\dfrac{E\dfrac{t}{\dfrac{h}{l}\left[4+\left(\dfrac{h}{l}\right)^2\right]}}$

Km = 232,1 N/mm2

μ = 0,2

Horizontallast vor dem ersten Diagonalriß [redacted] α = 0,15

$$V_{cr}=\left(1+\frac{2\cdot K_c}{K_m}\right)\cdot\frac{f_{vk}\cdot A_m}{1,2}$$

$$V_{ru}=\mu\cdot\sigma_d\cdot A_m+2\left(0{,}07\cdot f_{cd}\cdot t_c\cdot l_c+\alpha\cdot A_v\cdot f_{yd}\right)$$

Av = 335

Horizontallast vor dem Kolaps (Beiden Wirkungen STB + Ziegel) [redacted]

7 horizontale Verschiebung

d_{Rcr}= 1,29 mm

NACHWEIS B 3350

Wandscheibe aus Ziegel - mit STB Vorsatzschale

BAUVORHABEN : **POSITION : STB VORSATZSCHALE**

1 Geometrischen Daten

Steinabmessungen

Länge/ Breite: 250 | δ= 0,65 | Mörtelgruppe: Normalmörtel

Höhe: 65 | Zieglgruppe: Ziegel Gruppe 1

Wandabmessungen

	Länge	L=	1,54	m
Ziegel	Stärke	t=	14	cm
	Höhe	h=	0,88	m
	Länge	tc=	0,08	m
Beton	Breite	lc=	1,50	m

Betongüte: C 25/30

Stahlgüte: Bst 550

Abminderungsfaktor für ausgesteifte Wände: ρ_n= 1,00

h_{eff}= 0,88 m

Abminderungsfaktor: ϕ= 0,81

2 Festigkeitswerte/ Rechenwerte

f_m= 1,65 N/mm² $\quad \overline{f_b}$= 24,4 N/mm²

Steindruckfestigkeit: f_b= 15,9 N/mm²

char. Mauerwerksfestigkeit: k= 0,60; a= 0,65; b= 0,25; f_k= 4,10 N/mm²

$$f_k = k \times f_b^a \times f_m^b$$

3 Schnittgrößen

V_{Sd}= 10 kN $\quad$ e= 0,00 m

M_{Sd}= 0 kNm

N_{Sd}= 150 kN $\quad$ **Fall 1**

(Bemessungsfall laut DIN 1053-1; Tabelle E.1.10)

4 Berechnung

σ_1= 0,70 N/mm² $\quad \sigma_2$= 0,70 N/mm²

σ_D= 0,70 N/mm² (weitere Bemessung mit dem Mittelwert)

L_c= 1,54 m

5 vertikaler Bemessungswiderstand

γ_M= 2,2 Normallast

f_k= 4,10 N/mm²

N_{Rd}= 324 kN > 150 kN =N_{Sd}

6 horizontaler Bemessungswiderstand

$f_{vk,0}$= 0,1 N/mm² γ_M= 2,2 Normallast

unvermörtelte Stoßfuge f_{vk}= 0,33 N/mm²

STB - horizontale Steifigkeit:

$$Kc = \frac{E\frac{t_c}{\frac{h}{l_c}\left[4+\left(\frac{h}{l_c}\right)^2\right]}}$$

Kc = 957,39 N/mm2

Ziegelwand-horizontale Steifigkeit:

$$Km = \frac{E\frac{t}{\frac{h}{l}\left[4+\left(\frac{h}{l}\right)^2\right]}}$$

Km = 232,1 N/mm2

μ = 0,2

Horizontallast vor dem ersten Diagonalriß

α = 0,15

$$V_{cr} = \left(1+\frac{2\cdot K_c}{K_m}\right)\cdot\frac{f_{vk}\cdot A_m}{1,2}$$

$$V_{ru} = \mu\cdot\sigma_d\cdot A_m + 2\left(0{,}07\cdot f_{cd}\cdot t_c\cdot l_c + \alpha\cdot A_v\cdot f_{yd}\right)$$

Av = 335

Horizontallast vor dem Kolaps (Beiden Wirkungen STB + Ziegel)

7 horizontale Verschiebung

d_{Rcr}= 1,80 mm

4.5 VERGLEICH DER MODELLE

4.5.1 VERGLEICH – FALL2 (RECHNERISCH-IN SITU)

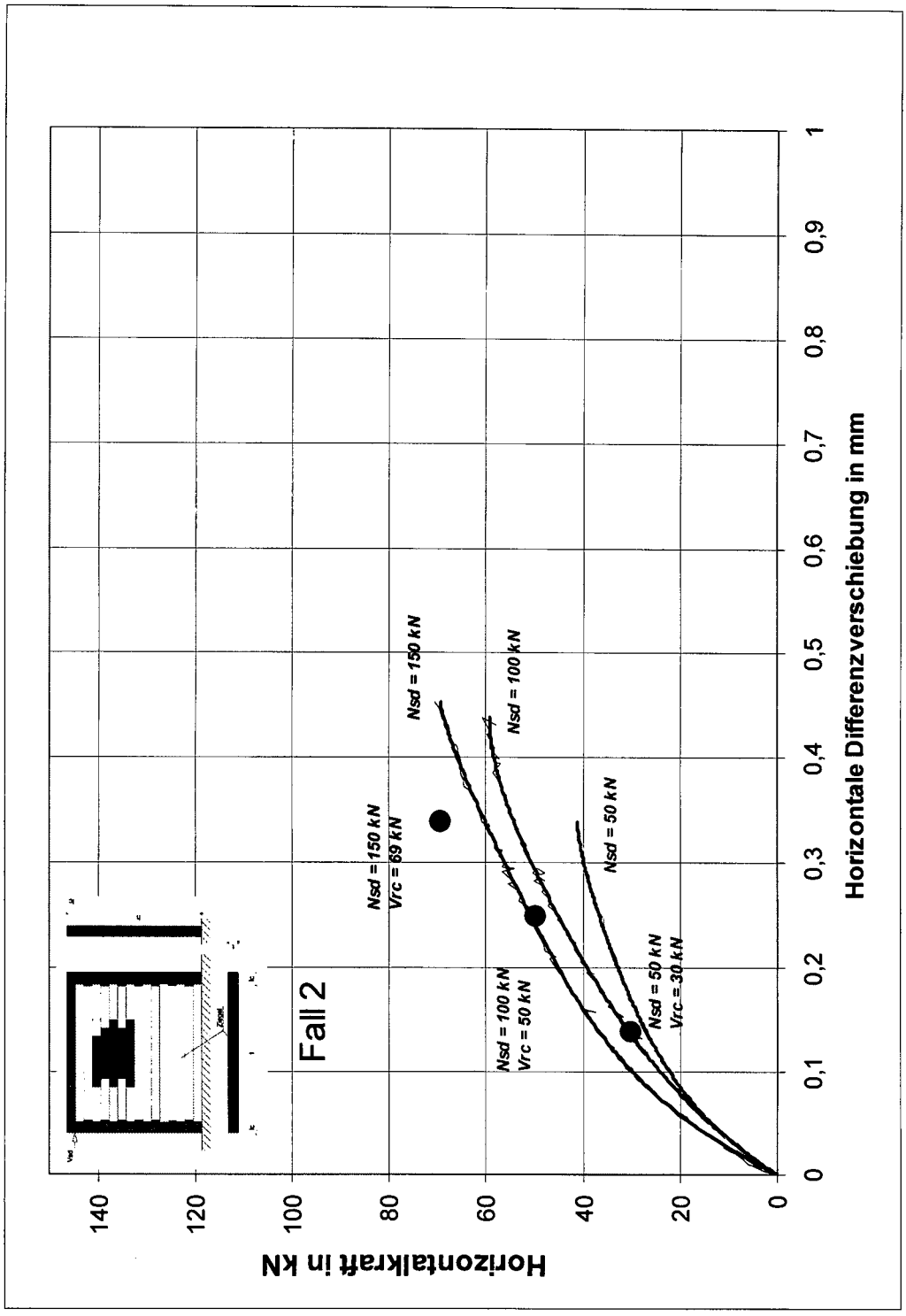


Abbildung 67: Diagramm H(KN) – Diff. Versch.(mm), Vergleich Versuch-Berechnung

4.5.2 VERGLEICH – FALL3 (RECHNERISCH-IN SITU)

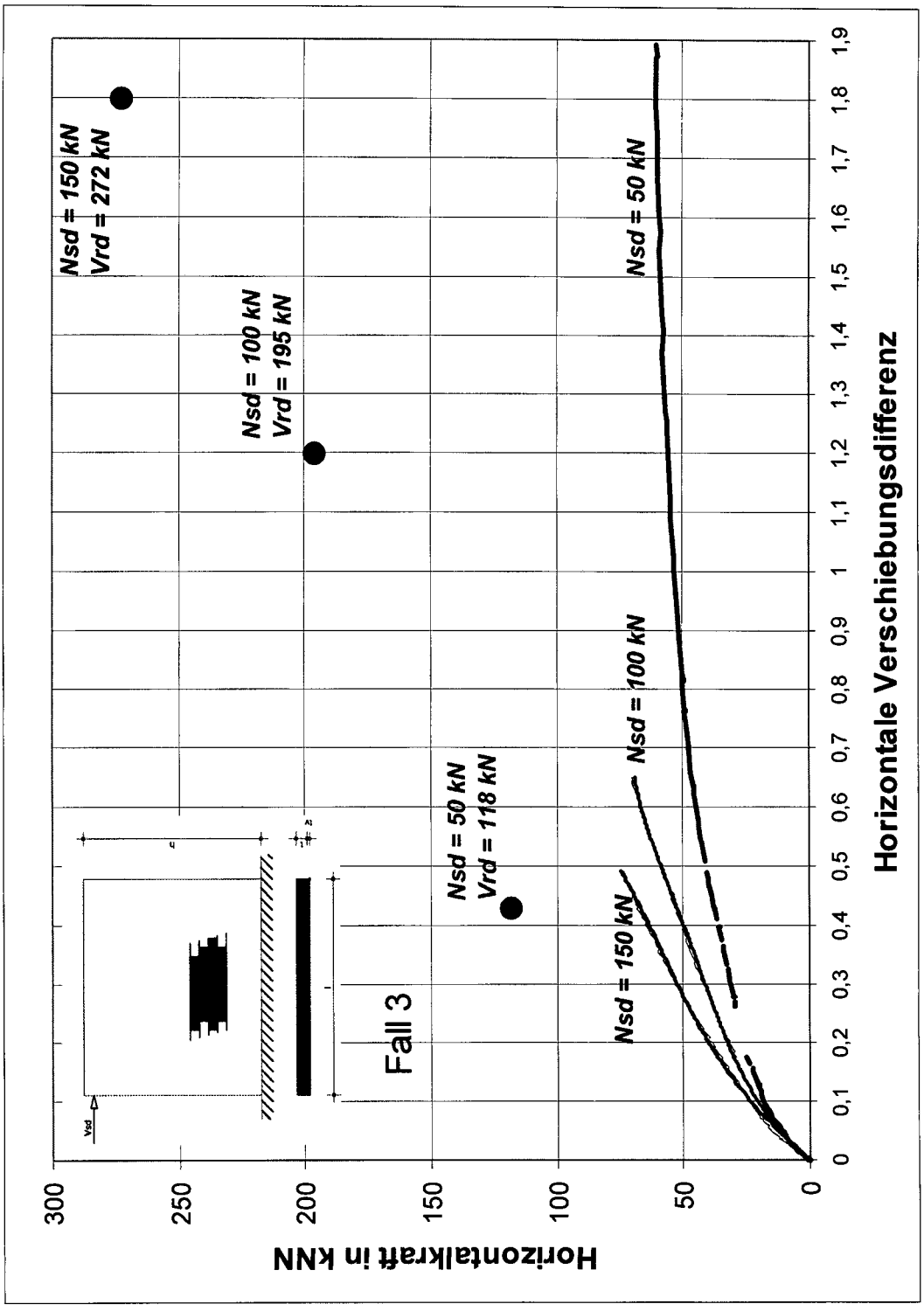


Abbildung 68: Diagramm H(KN) – Diff. Versch.(mm), Vergleich – Versuch-Berechnung

4.5.3 DISKUSSION DER SANIERUNGSMÖGLICHKETIEN

Alle Versuchsergebnisse in Situ zeigen sehr große Unterschiede zu den rechnerischen Ergebnissen. Die Größenverhältnisse relativ zueinander bleiben erhalten. Ein Verbesserungsgrad der Erdbebenwirkung bezogen auf Horizontalkraft und Verschiebung kann folgendermaßen angegeben werden:

$$Wand : Wand + Verschmatzung : Wand + Vorsatzschale = 1 : 1{,}5 - 2 : 3 - 4$$

Grundsätzlich haben die Verstärkungsmaßnahmen eine noch bessere Wirkung wenn die Wände mehr Auflast bekommen. Es ist zu empfehlen die bestehenden Wände entsprechend zu belasten und dadurch, gemeinsam mit den Verstärkungsmaßnahmen, den Erdbebenwiderstand zu verbessern.

Eine gute Wand hinsichtlich Erdbebenwiderstand ist jene, die genügend Auflast hat. Leider gehen bei Gründerzeithäusern die Zwischenwände (Scheidewände) üblicherweise über mehrere Geschosse durch, wodurch diese keine Auflast durch die Geschoßdecken erhalten (keine Verbindung, keine Scheibenwirkung). In diesem Fall wirkt nur das Eigengewicht der Wand als horizontaler Schubwiderstand.

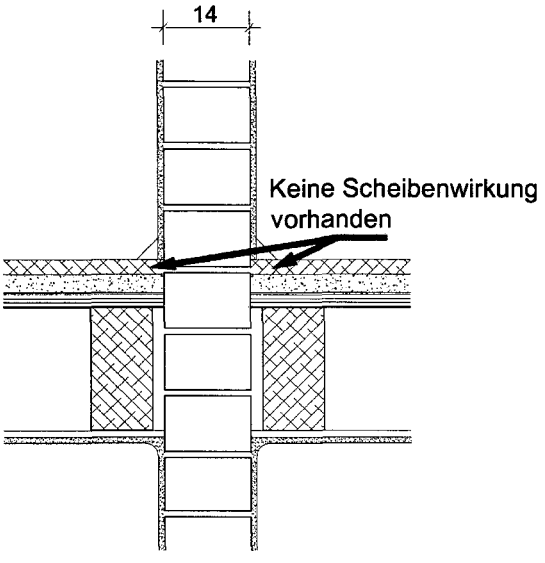


Abbildung 69: Fehlende Scheibenwirkung bei bestehenden Zwischenwänden

Durch die Verbindung der Holzdecken entsteht nicht nur eine Schubwirkung dieser, sondern es gelangt auch mehr Auflast auf die Ziegelwand. Dadurch wird der horizontale Schubwiderstand der Zwischenwand erhöht.

Bei einer Annahme von f_m=1,5 N/mm² und f_b=25 N/mm², kann der horizontale Widerstand der Wand für ein Geschoss um 38kN erhöht werden. Bei fünf Geschossen um 62 kN, und rechnet man die Deckenwirkung noch mit ein kann der horizontale Schubwiderstand um 82 kN erhöht werden.

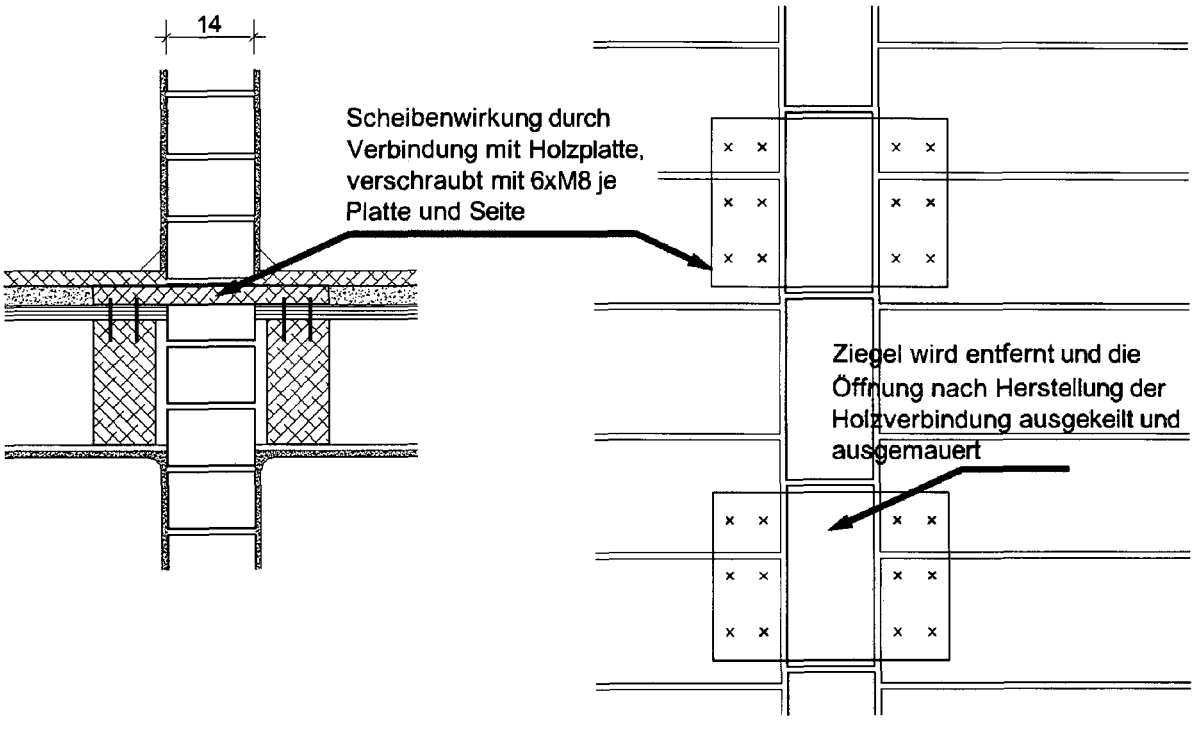


Abbildung 70: Herstellen der Scheibenwirkung der Holzdecke durch Verschraubung mit Holzplatten

4.6 WEITERE SANIERUNGSVORSCHLÄGE UND DETAILS

Die Verstärkungsmaßnahmen müssen so ausgeführt werden, dass durch die in der Norm vorgesehenen Erdbeben nur die entsprechenden Schäden verursacht werden, aber nicht der Kollaps des Gebäudes eintritt. In jedem Fall kann nach der Verstärkung der Zustand des Gebäudes nicht schlechter sein als vor dem Erdbeben. Die Verstärkungsmaßnahmen können auch an Gebäuden durchgeführt werden, die nicht durch Erdbeben beschädigt wurden, bei denen aber, nach durchgeführter Erdbebenanalyse, für eine entschprechende Erdbebenintesität großen Schäden zu erwarten sind. Zur Verstärkung dienen Maßnahmen an Fundamenten, tragenden Wänden, Aussteifungswänden, Decken, Dachkonstruktionen, Kamine, nicht tragender Elemente und diverse konstruktive Verbindungen zwischen tragenden Elementen. In jedem Fall ist es erforderlich die Festigkeitswerte festzustellen.

Art der Verstärkung

- Injektion
- Eckverstärkung
- Torkret
- Verstärkung im Rissbereich mit Stahl und Betonplomben
- Neue Verbindungen zwischen Wänden und Deckenkonstruktionen
- CFK Verstärkung

4.6.1 INJEKTIONEN DER RISSE - WANDVERFESTIGUNG

Injizieren kann mit Zementemulsion oder mit Epoxiharz erfolgen. Es wird der bestehende Putz teilweise abgetragen (Riss - Verlauf) und der Staub mit Hochdruckluft oder Wasser abgeblasen.

Ansschließend werden im Abstand von 300 - 600 mm die Löcher gebohrt, in welche Plastikrohre in eine Tiefe von 50 mm eingebaut und mit Zementmörtel fixiert werden.

Der Riss wird über die ganze Länge mit Zementmörtel gefüllt. Die Plastikrohre werden verschlossen und anschließend wird abschnittsweise überprüft, ob dieser Abschnitt mit Zementemulsion gefüllt ist.

Die Arbeit erfolgt von unten nach oben, sodass es möglich ist beim oberen Rohr zu überprüfen, ob alle Bereiche mit Zementemulsion gefüllt sind.

Übliche Verfahren erfolgen mit 90 % Portlandzement plus 10 % Zuschlagsmittel zur Erhöhung der Plastizität.

Bei der Injektion mit Zement-Silkatemulsion wird solange ein Druck von 0,3 MPA angelegt, bis die Wand keine Absorptionswirkung mehr zeigt. Nach ca. 10 Min. wird der Druck auf 0,4 MPa erhöht, um das Wasser von der Wand wegzubringen.

Die Wirkung der Wandverfestigung bei der Anwendung auf unterschiedlicher Wandtypen ist tabellarisch dargestellt:

Wandart	**Mörtelfestigkeit**	**Zustand vor**		**Zustand danach**	
	$f_{c,m}$ (MPa)	f_t (MPa)	G (MPa)	f_t (MPa)	G (MPa)
Ziegel	0,5	0,07	-	0,11	-
t=250mm	3	0,2	-	0,25	-
Hochlochblockziegel	4,8	0,15	360	0,26	250
t=290mm	6,1	0,19	240	0,18	240
Leichtbetonsteine t=290mm	2,9	0,19	380	0,28	380
NF-Ziegel	1,3	0,14	370	0,14	230

Tabelle 23: Wirkung von Wandverfestigungen mittels Injektionen [18]

4.6.2 ECKVERSTÄRKUNG – WANDVERFESTIGUNG

Aufgrund schlechter Wandverbindung treten im Erdbebenfall sehr oft vertikale Risse auf.

Bei kleinen Rissen wäre Injektion oder Verbindung mit STB-Stöpsel möglich. Bei größeren Rissen wäre besonders bei Steinmauerwerk der Einbau von Steineckblöcken sinnvoll.

Diese Art von Sanierung wird häufig in mediteranen Ländern angewandt. Die Abstände zwischen den Eckblöcken betragen ca. 60-70 cm und diese werden mit Zementmörtel mit der bestehenden Wand verschmatzt. (Bild b)

Es besteht auch die Möglichkeit der Eckverfestigung mit Flachstahl. Im Abstand von 40-50 cm werden Bleche in einer Stärke von ca. 4-6 mm und einer Breite von 40-50 mm werden in bestehende Löcher mit Zementmörtel verschmatzt. (Bild a)

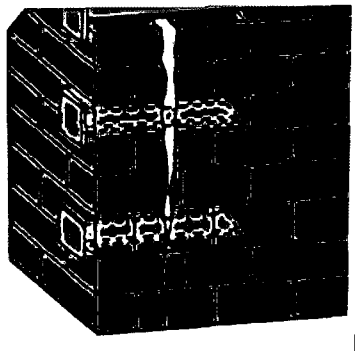


Bild a

Bild b

Abbildung 71: Eckverstärkung mittels Stahlbetonstöpsel (a) und mittels Flachstahl (b)

4.6.3 TORKRET - WANDVERFESTIGUNG

Wände können auch durch Kombination verschmatzter STB-Stützen und Riegel mit einer Trokret-Schale von ca. 3-8 cm verstärkt werden. Die Schale kann ein- oder beidseitig ausgeführt werden.

Die Ausführung erfolgt durch zwei Torkret Schichten die mittels durchgebohrter Anker verbunden sind. (ca.4-6 Stück/m²)

Die Bewehrung der Trokret Schale erfolgt üblicherweise mit Mattenbewehrung Ø 8/15 cm.

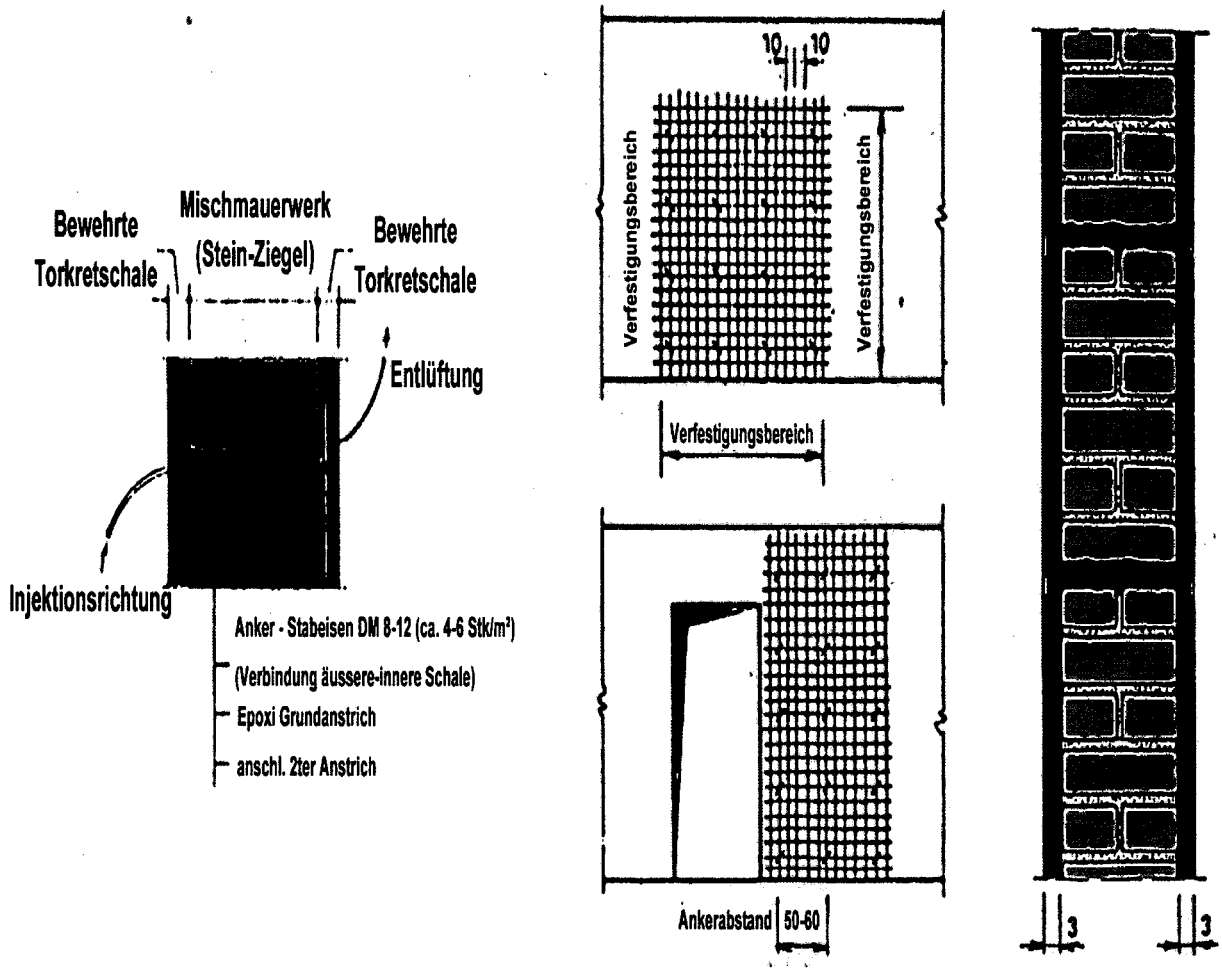


Abbildung 72: Torkret - Wandverfestigung

4.6.4 STB-PLOMBEN (KÖRBE) – WANDVERFESTIGUNG

Statt Anker (Punkt 4.1.3) können auch STB-Plomben (-körbe) verwendet werden. Die Berechnung erfolgt nach der Elastizitätstheorie, was bedeudet, dass die Verschiebungen oben und unten gleich groß sind.

(Einspannung oben und unten).

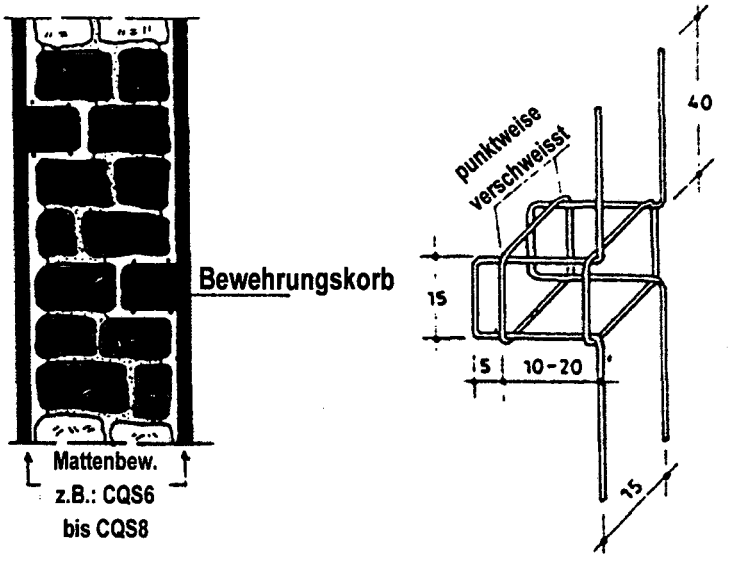


Abbildung 73: STB-Stöpsel (Bewehrungsführung in den Mauernischen)

Beschreibung der Verfahren:

$\delta_m = \delta_c$ δ_m= Mauerverschiebung δ_c = Torkretschalenverschiebung

$$\delta_m = \frac{1{,}2 h_w \cdot S_m}{A_m \cdot G_m} + \frac{h_w^3 \cdot S_m}{12 \cdot E_m \cdot I_m} \qquad \delta_c = \frac{1{,}2 h_w \cdot S_c}{A_c \cdot G_c} + \frac{h_w^3 \cdot S_c}{12 \cdot E_c \cdot I_c} \quad (25)$$

$$S_m = \frac{S_E}{\left(1+\frac{1}{\Psi\cdot\Omega}\right)} \qquad S_c = \frac{S_E}{(1+\Psi\cdot\Omega)} \quad [25]$$

$$\Psi = \frac{A_m}{G_m} \qquad \Omega = \frac{G_m}{G_c}\frac{1{,}2+\alpha\cdot\Gamma}{1{,}2+\beta\cdot\mathrm{H}} \qquad \alpha = \frac{G_c}{E_c} \qquad \beta = \frac{G_m}{E_m} \qquad \Gamma = \left(\frac{h_w}{l_w}\right)^2 \quad [25]$$

A_m..... Horizontal - Querschnittsfläche (noch nicht verstärkte Mauer)

A_c..... Horizontal - Querschnittsfläche Torkretschale

G_m..... Elastizitätsmodul der Mauer

A_m..... Schubmodul der Mauer

G_c..... Elastizitätsmodul der Torkretschale

A_c..... Schubmodul der Torkretschale

h_w..... Elastizitätsmodul der Torkretschale

l_w..... Schubmodul der Torkretschale

S_u..... Widerstandskraft gegen Erdbeben nach der Verstärkung

S_E..... Erdbebenkraft

S_m, S_c..... Anteil der Erdbebenkraft an Mauer ($_m$) und Beton ($_c$)

A_w..... Schubmodul der Torkretschale

$A_{s,h}$..... Horizontaenl Bewehrungsgrad

$A_{s,w}$..... Vertikalen Bewehrungsgrad

$f_{y,d}$..... Stahlstreckgrenze - design

Annahme: Erster Rissverlauf unter 45 Grad. Ausnutzungsgrad der horizontalen Bewehrung 90 %, vertikal 10 %. Dies bedeudet, dass die maximale Kraft für die verstärkte Wand nur vom Bewehrungsanteil abhängig ist.

$$S_u = 0{,}1\cdot A_{s,v}\cdot f_{y,d} + 0{,}9\cdot A_{s,h}\cdot f_{y,d} \quad [25]$$

$$A_{s,h} = \frac{E_h}{f_{y,d} \cdot (0{,}1\beta_s + 0{,}9)} \qquad \beta_s = \frac{A_{s,v}}{A_{s,h}}$$

Für ßs 0,1 bis 1 wird $A_{s,h}$ aus verschiedenen Verhältnissen ausgesucht.

4.6.5 NEUE VERBINDUNGEN ZWISCHEN WÄNDEN UND DECKEN

In alten Gebäuden gibt es keinen Rost (teilweise nur Mauerverzahnung) und nur selten Flachstahlverbindungen (meistens im letzten Geschoß mit der Dippelbaumdecke im Bereich der Mittelmauer) als Verbindungen zwischen den Decken und Wänden.

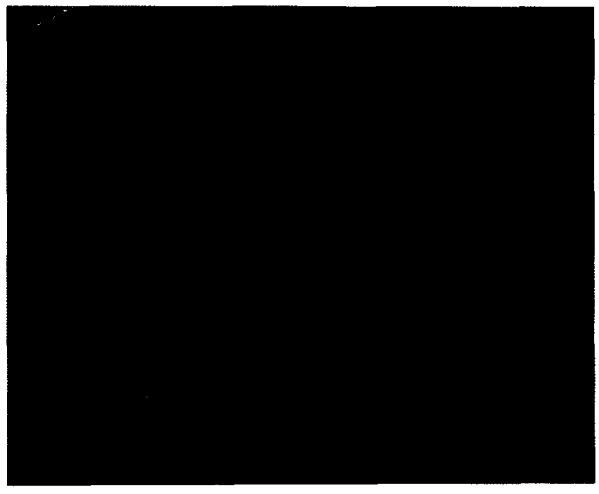


Abbildung 74: Decke über letztem Vollgeschoß (Projekt DG Neubaugasse 21)

Dadurch können sich im Erdbebenfall die Erdbebenkräfte von den Deckenkonstruktion auf die darunterliegenden Wände nicht im Verhältnis der zugehörigen Wandsteifigkeiten übertragen.

Dies bedeudet, dass jede Wand unabhängig von den Nachbarwänden „schwingt" weil keine Scheibenwirkung vorhanden ist.

In diesem Fall wäre eine steife Decke mit STB-Rost oder Ringanker erforderlich. Eine weitere Möglichkeit wäre die Verstärkung der bestehenden Decke mit neuer Holzschalung oder mittels Flachstahlverbindung (wie vorgespannte Anker).

Bei Sanierung und Herstellung einer neuen Decke werden auch Anker als Verbindung mit den Wänden vorgesehen.

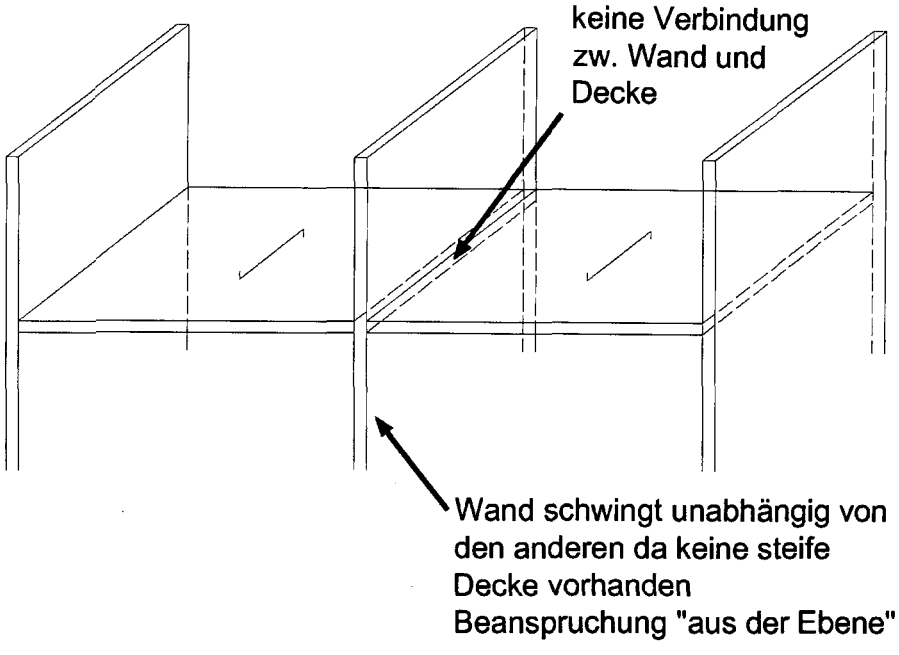


Abbildung 75: Durchgehende Zwischenwände (schematisch)

Die Anzahl und der Zwischenabstand der Anker kann rechnerisch mit folgender Formel ermittelt werden:

$$n \geq \frac{E_{EG}}{H_{An\,ker}} \qquad [25]$$

E_{EG} Seismische Kraft im betrachteten Geschoß

H_{Anker} Max. zulässige Schubkraft pro Anker

$$H_{An\,ker} = \frac{K \cdot \phi^2 \cdot f_{y,d}}{4} \cong 0{,}08 \cdot \phi^2 \cdot f_{y,d} \quad [25]$$

K Adhäsionkraft zwischen Anker und der Wand (Empfehlung 0,1 wie vertikale Bewehrung)

Φ Durchmesser

$f_{y,d}$ Stahlstreckgrenze

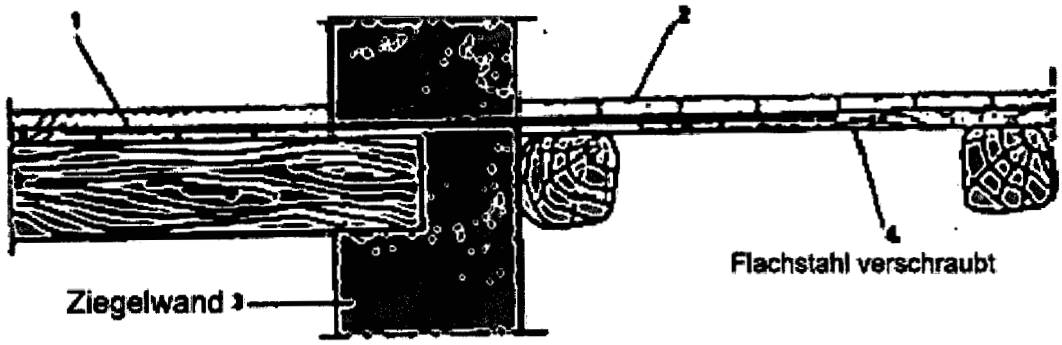


Abbildung 76: Anschluss von Geschoßdecken an das Mauerwerk (1)

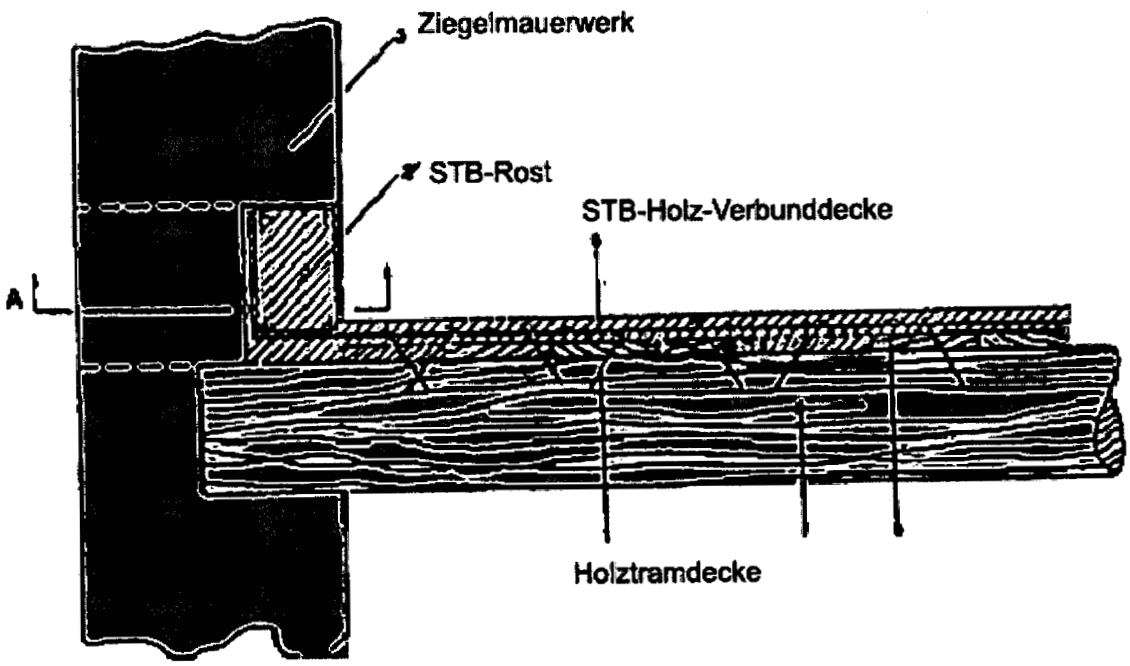


Abbildung 77: Anschluss von Geschoßdecken an das Mauerwerk (2)

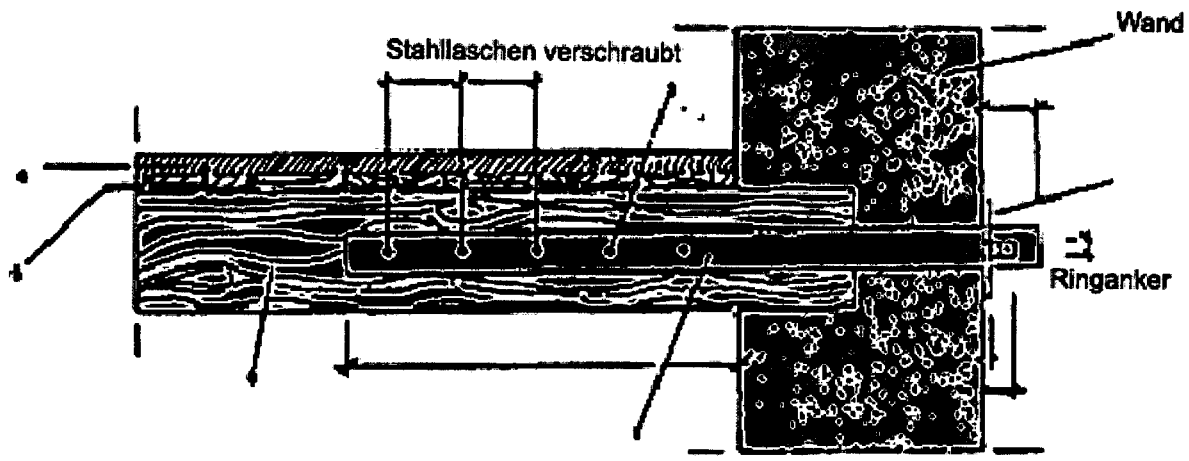


Abbildung 78: Anschluss von Geschoßdecken an das Mauerwerk (3)

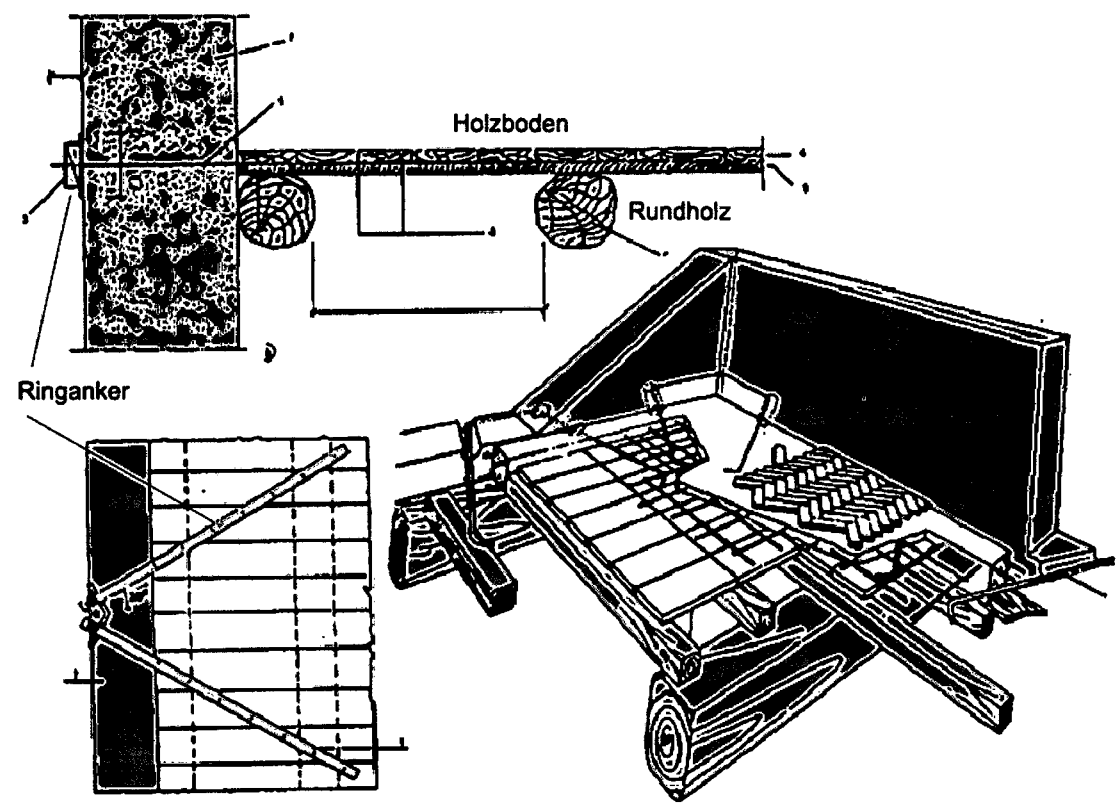


Abbildung 79: Anschluss von Geschoßdecken an das Mauerwerk (4)

Bei alten historischen Gebäuden bei denen die bestehende Decke erhalten werden muss, wird die tragende Holzkonstruktion ausgetauscht oder erneuert. Dadurch ist die Tragfähigkeit gegen Vertikallast erfüllt aber nicht gegen Erdbeben.

Diese Decken müssen zuerst in der eigenen Ebene ausgesteift, und dann mit den Wänden verbunden sein.

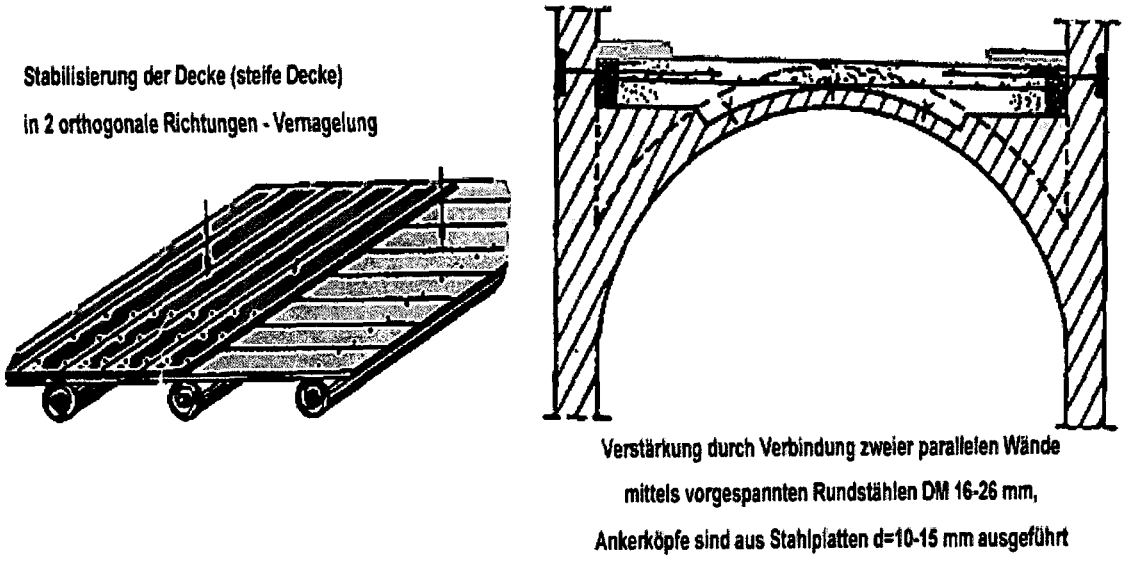


Abbildung 80: Verstärkungsmassnahmen bei fehlender Steifigkeit der Geschossdecke

4.6.6 CFK VERSTÄRKUNG

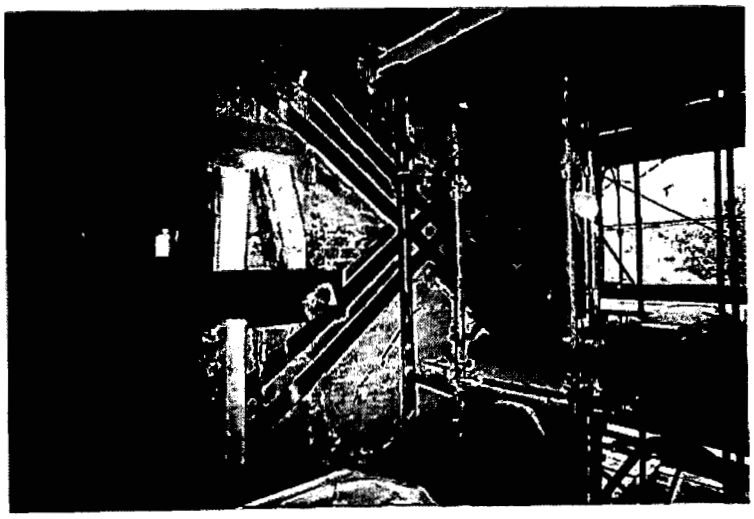


Abbildung 81: kreuzweise CFK-Verstärkung

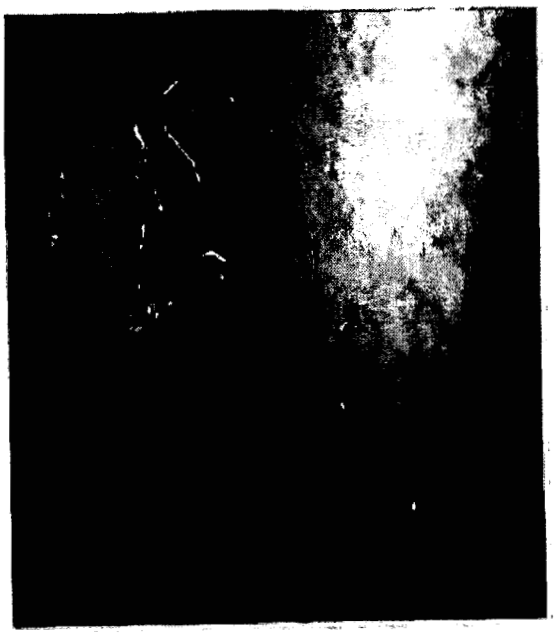


Abbildung 82: CFK-Verstärkungsmaßnahmen

Die Festigkeit und Duktilität von bestehenden Mauerwerkswänden können durch Lamellen aus Kohlefasern oder aus Stahl verbessert werden.

5 DYNAMISCHE IN – SITU VERSUCHE

5.1 EINLEITUNG

Bei alten Gebäuden kommt es immer häufiger zum Wunsch der Investoren durch diverse bauliche Änderungen das bestehende Gebäude zu vergrößern und mehr Nutzfläche zu bekommen.

Die ÖNorm B4015 (Anhang E – Seite 56 oder lt. Entwurf 03/2005) regelt, dass durch bauliche Maßnahmen an bestehenden Bauwerken der ursprüngliche Bauzustand nicht verschlechtert werden darf. Deshalb ist es besonders wichtig, dass eine entsprechend genaue Bestandsaufnahme gemacht wird.

Erfolgt eine Aufstockung oder ein Umbau, so ist dies mit einer Massenerhöhung verbunden. Diese Erhöhung des Gewichts muss als zusätzliche Masse betrachtet werden. Dabei ist nicht nur die Erhöhung der Vertikallast problematisch, viel mehr ist die Vergrößerung der Horizontallast zu beachten.

Aufgrund der Tatsache dass Altbauten grundsätzlich sehr gedrungene Konstruktion sind, ist es schwierig eine richtige Annahme bezüglich der Baugrunddämpfung zu treffen. Deswegen ist es empfehlenswert, bei bestehenden alten Gebäuden durch einfache und kostengünstige Messungen die 1. Eigenfrequenz ermitteln zu lassen. Diese kann als Basis für eine Bewertung des Bestands hinsichtlich Erdbebenwiderstands herangezogen werden. Dies stellt eine große Hilfe bei Dachgeschoßausbauten aber auch bei zusätzlichen Umbauten (insbesondere Unterfangungen) schon weicher Erdgeschoße dar.

Im Laufe der Jahre wurden im Erdgeschoss vieler alter Gebäude Geschäftslokale ein- oder umgebaut ohne diese baulichen Eingriffe hinsichtlich Erdbebengefährdung des Bestands zu analysieren.

Oft wurde aber die Tragstruktur nicht nur im Erdgeschoss teilweise bedenklich ausgewechselt. Dadurch fällt dem Tragwerksplaner die sehr verantwortungsvolle Rolle und Aufgabe zu, die bestehende Substanz bezüglich Erdbebenwiderstands zu beurteilen:

1. Zustand des Gebäudes vor dem Umbau
2. Zustand des Gebäudes nach Umbau, Zubau, Aufstockung

Um diese Aufgabe erfolgreich zu erfüllen und die entsprechenden Entscheidungen treffen zu können, sind in Situ-Messungen immer von Vorteil.

Solche Messungen wurden im Februar bzw. Juni 2002 an einem 5-geschoßigen Haus in 1040 Wien und einem 3-geschoßigen Haus in 1130 Wien durchgeführt.

5.1.1 GERÄTEBESSCHREIBUNG

Die Schwingungserregung erfolgte mit dem Reaktionsmassenerreger VICTORIA von arsenal research. Das Gerät wurde auf einem Tiefladeranhänger gelagert und transportiert. Der Platzbedarf für das Gerät und zur Durchführung der In Situ Messungen beträgt mindesten 50 - 60 m². Der Tiefladeranhänger hat ein Gewicht von 100 kN, einen Rahmen mit Hebezeug und eine Länge von 8 m.

Die Erregung kann in drei Richtungen erfolgen. Vertikal, horizontal und unter 45° bei Verwendung der Stabkette.

Bei voller Massenbestückung (vier Gewichtsplatten = 1.432 kg) kann die Erregerkraft von 15 kN ab ca. 3 Hz, und die max. Erregerkraft von 25 kN ab ca. 10 Hz konstant gehalten werden.

Falls ein Freqeunzsweep zwischen 0-80 Hz mit einer Kraft von 15 kN geplant ist, muss der Sweep in zwei Teilen mit unterschiedlicher Massenbestückung zerlegt werden.

Die max. Kraft von 35 kN wird bei einem Kolbenweg von 250 mm und einer Kolbengeschwindigkeit von 0,56 m/s erreicht.

Über eine liegende Stahlrahmenkonstruktion und eine Stahlasche mit Stahlbolzen wurde die Verbindung mit der Stabkette hergestellt.

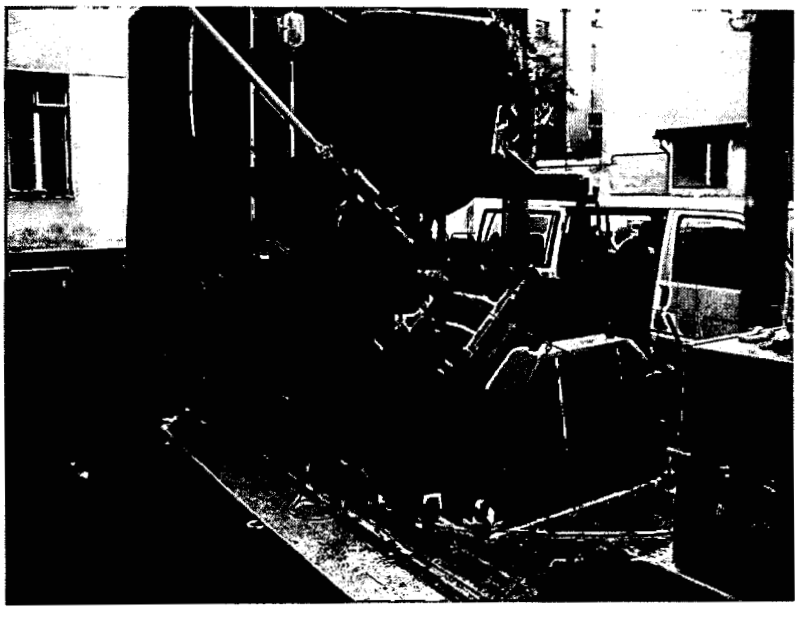


Abbildung 83: Victoria – Reaktionsmassenerreger im Probebetrieb

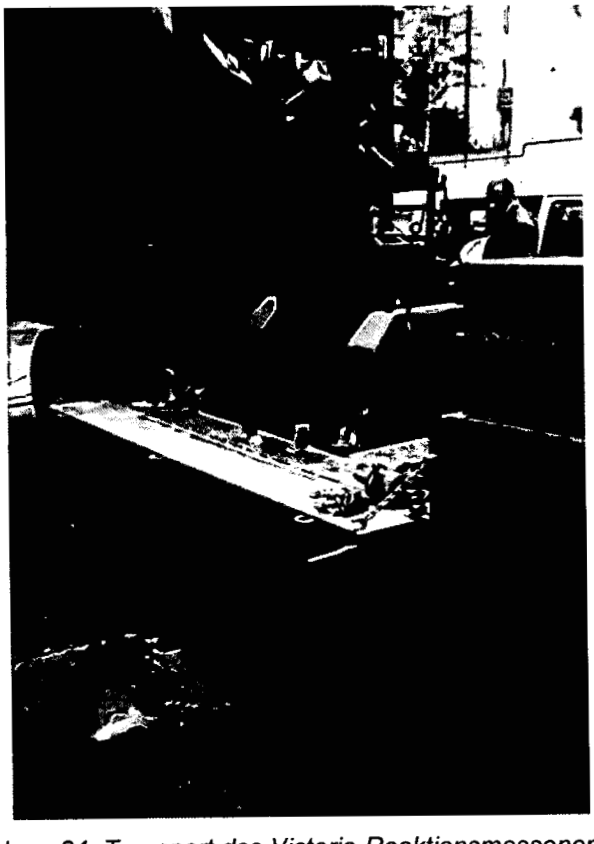


Abbildung 84: Transport des Victoria-Reaktionsmassenerregers

Abbildung 85: Victoria-Reaktionsmassenerreger im Betrieb

Abbildung 86: Schwingungsgeschwindigkeitsaufnehmer Typ Hottinger SMU 30 a im 2. Stock

Abbildung 87: Schwingungsgeschwindigkeitsaufnehmer Typ Hottinger SMU 30a im 1. Stock

5.1.2 VERSUCHSBESCHREIBUNG

Die Schwingungserregung erfolgte mit dem Reaktionsmassenerreger VICTORIA und einer Stabkette mit welcher eine sinusförmige Erregerkraft in das Bauwerk eingeleitet wurde. Die Stabkette (Erregungskraft) wurde in einem Winkel von ca. 45° montiert. Die Erregerkraft wurde im Bereich 0-10 Hz sinusförmig variiert. Die Antwortschwingungen wurden in allen Stockwerken mit Schwingungsgeschwindigkeitsaufnehmern des Typs Hottinger SMU 30a gemessen. Zur Abdeckung des geplanten Messpunktnetzes wurde der Freqeunzsweep mehrmals wiederholt.

Es liegt für jeden Messpunkt eine Übertragungsfunktion vor, die ein optimaler Ausgangspunkt für eine Modalanayse ist. Bei jeder Messung gab es fünf horizontale Eigenschwingungszustände für welche die Eigenfrequenzen, Eigenform und Dämpfungszahlen ermittelt wurden. Die Ergebnisse wurden automatisch mittels Software ausgearbeitet und grafisch dargestellt.

Zu bemerken ist, dass der größte Aufwand an diesen Versuchen, durch alle Vorarbeiten (Umsetzung des Schwingungsgeschwindigkeitsaufnehmers, Verkabelung...) entsteht und nicht durch die Messungen selbst. Die ganzen Messungen dauerten ohne Einrichtung und Abtransport drei Tage.

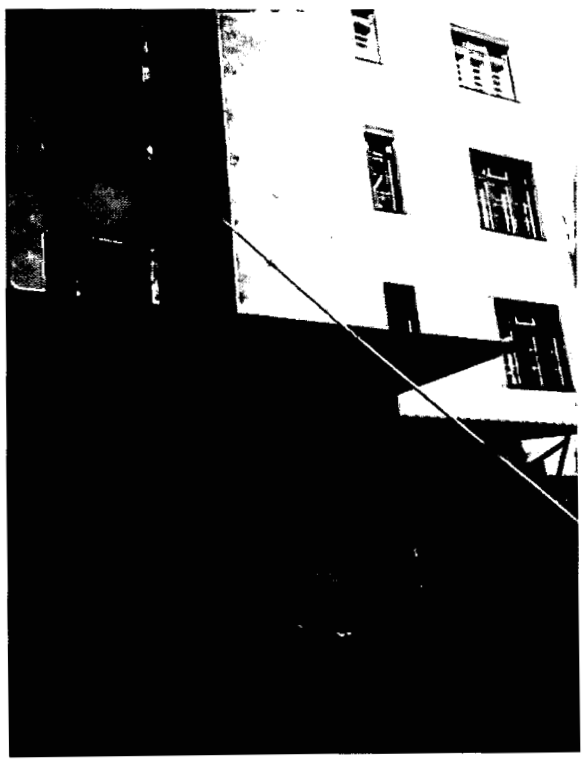


Abbildung 88: Stabkette unter 45°

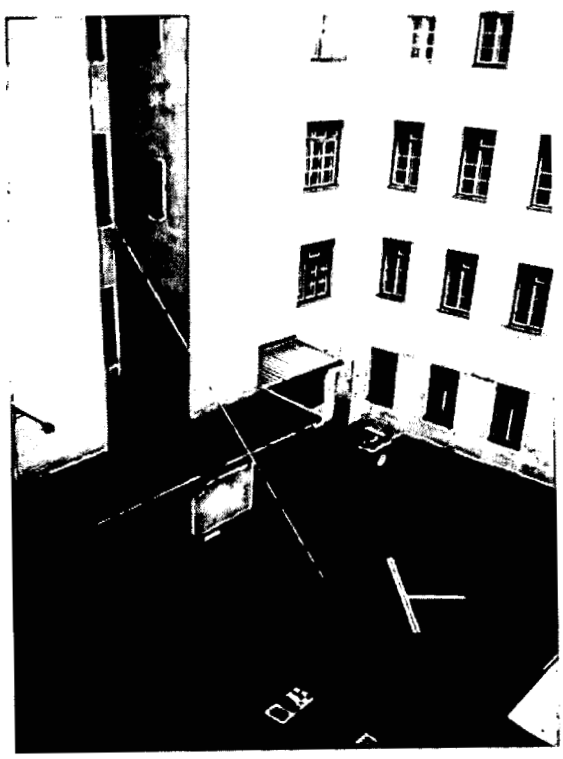


Abbildung 89: Stabkette unter 45°

5.2 GEBÄUDE 1140 WIEN, KÖLBLGASSE 8

5.2.1 GEBÄUDEBESCHREIBUNG

Das Tragsystem des U-förmigen Gebäudes besteht aus Ziegelwänden (außen und Hofseite) mit Wandstärke von 30 bis 100 cm (s. Abb. 79).

Das Gebäude besteht aus einem Kellergeschoß welches ca. 2,80 m unterhalb des Geländes liegt einem Erdgeschoß mit einer Geschoßhöhe von 4,10 m sowie fünf Obergeschoßen mit Geschoßhöhe 3,40 m.

Ab dem Erdgeschoß ist die Ziegelwand in der mittleren Achse teilweise mit STB Stütze bis zum 4. Obergeschoß aufgelöst. Die Stützen sind 80 x 80 cm im Erdgeschoß und 30 x 80 in den oberen Geschoßen.

Die Fundamente sind in der Breite der Ziegelwände ca. 40 bis 60 cm tief unterhalb des Kellerfußbodens gemauert worden. Es gibt keine bewehrte Bodenplatte im Kellergeschoss und keine Verbindung mit Verbindungsbalken oder Querwänden zwischen den Fundamenten.

Die Decken sind Stahlbeton-Rippendecken mit unterschiedlichem Achsabstand der Träger. Die Träger sind immer auf den Fensterpfeilern der Aussenwände aufgelagert.

Die Träger sind 20 cm breit und 35 bis 40 cm von der Deckenunterkante hergestellt worden.

5.2.2 ERDBEBENMODELL

Das ganze Modell besteht aus einer räumlichen Struktur mit Wandscheiben aus Ziegelbauweise, beschrieben durch ihre mechanische Charakteristik (E=3.000.000 kN/m², G=700.000 kN/m², γ=17,00 kN/m³) sowie STB-Decken mit eine Stärke von 20 cm (C16/20, Stahl III). Das Gebäude hat keine Dehnfuge und eine sehr deutliche asymmetrische Grundrissform.

Aus diesem Grund zeigt sich schon bei der ersten Schwingungsform eine Torsionskomponente. Es gibt keine Verschiebung (translatorische Bewegung) in Y-Y Richtung, quer zum Gebäude.

Sämtliche Schwingungsformen besitzen eine Torsionskomponente. Bei den höheren Eigenschwingungsformen ist die Torsion dominant.

Die Erdbebenanalyse ist nach EC 8 mit folgenden Parametern durchgeführt.

Seismischer Koeffizient	ag =0.072 m/s2
Baugrundfaktor	Typ B
Gebäudekategorie	II (III)
q= (Verhaltensbeiwert)	2
Richtung Y - Y	Kx=0.15, Ky=1.0, Kz=0
Richtung X – X	Ky=0.15, Kx=1.0, Kz=0

5.2.3 GRUNDRISSE

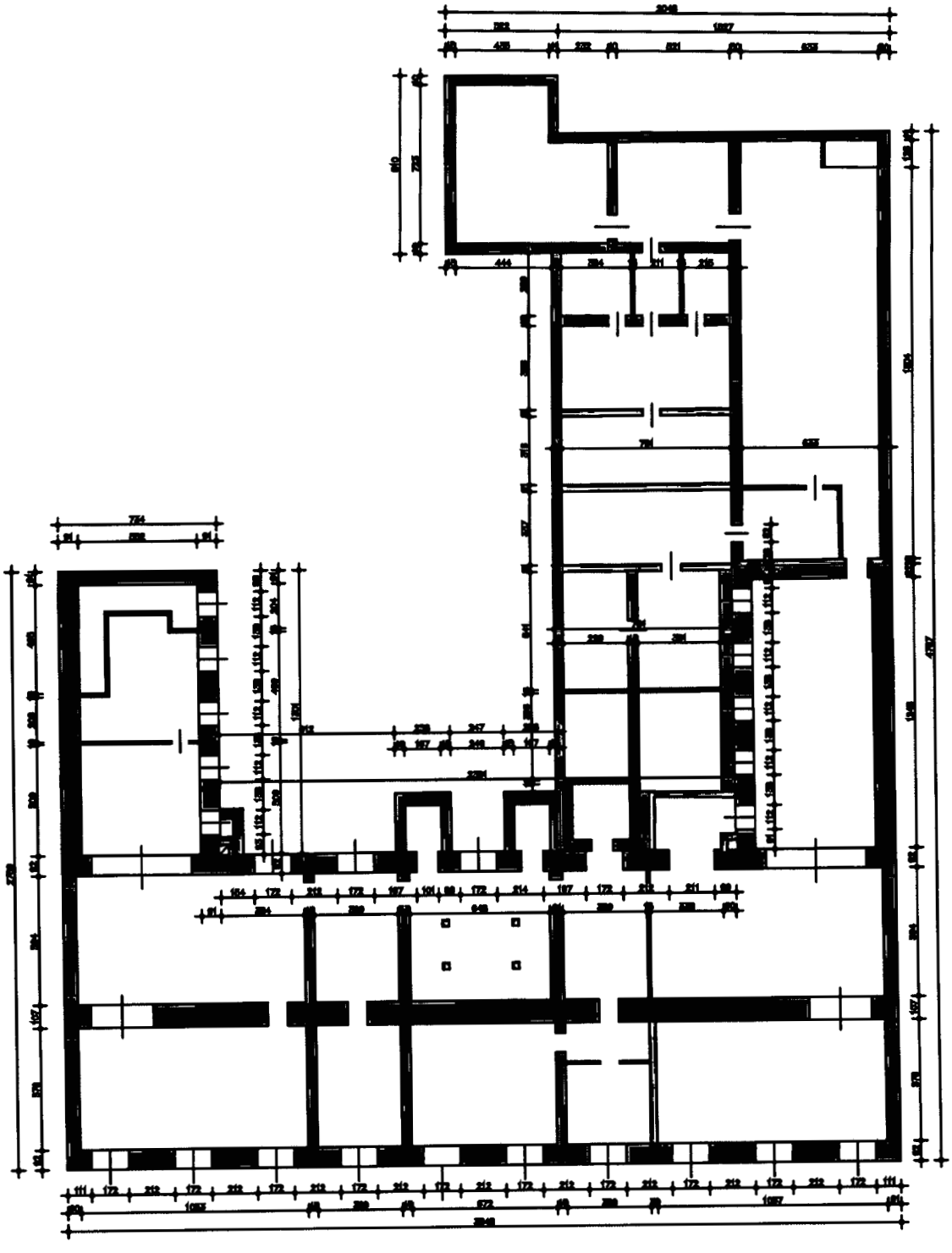


Abbildung 90: Kölblgasse 8; Kellergeschoß (ohne Maßstab)

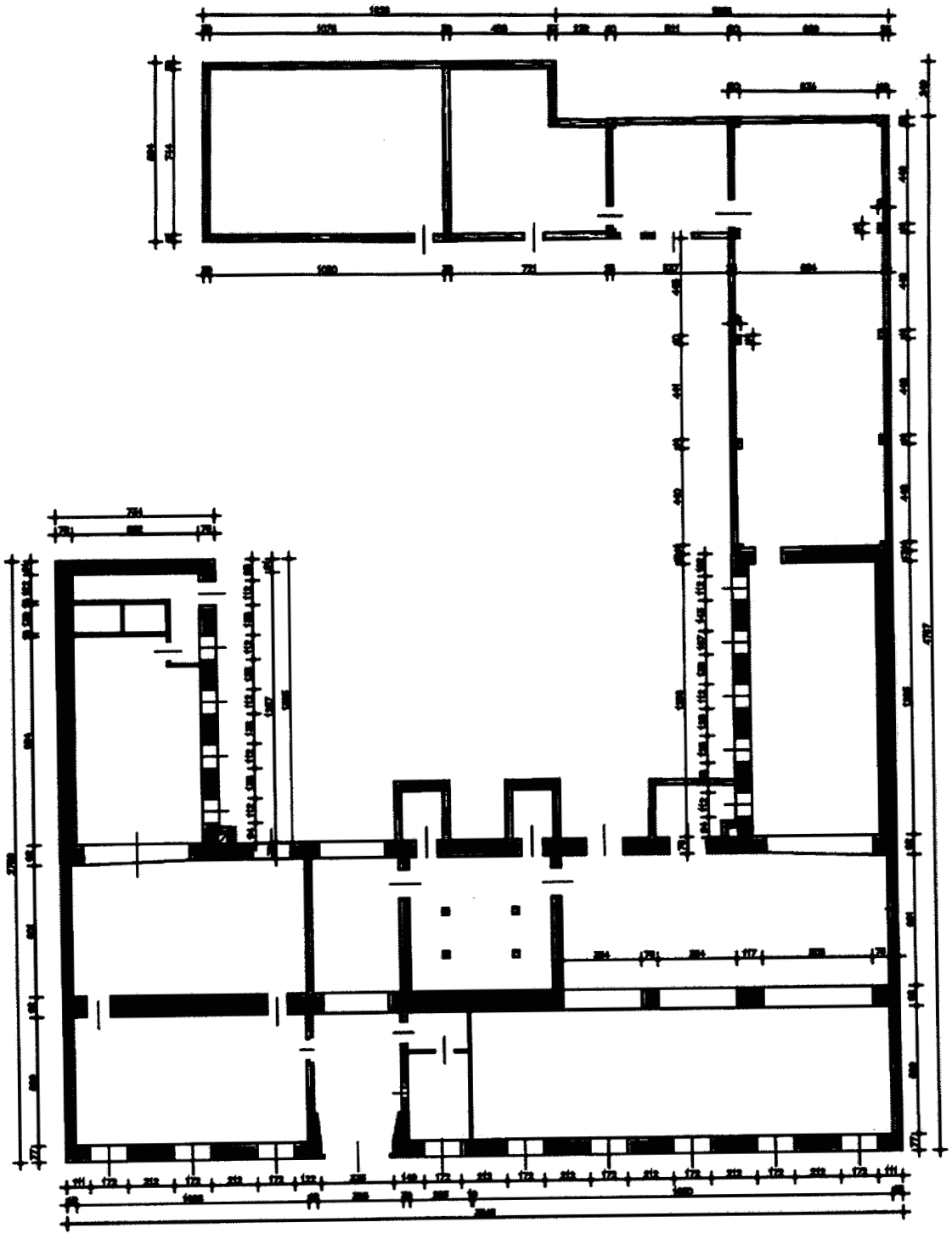


Abbildung 91: Kölblgasse 8; Erdgeschoß (ohne Maßstab)

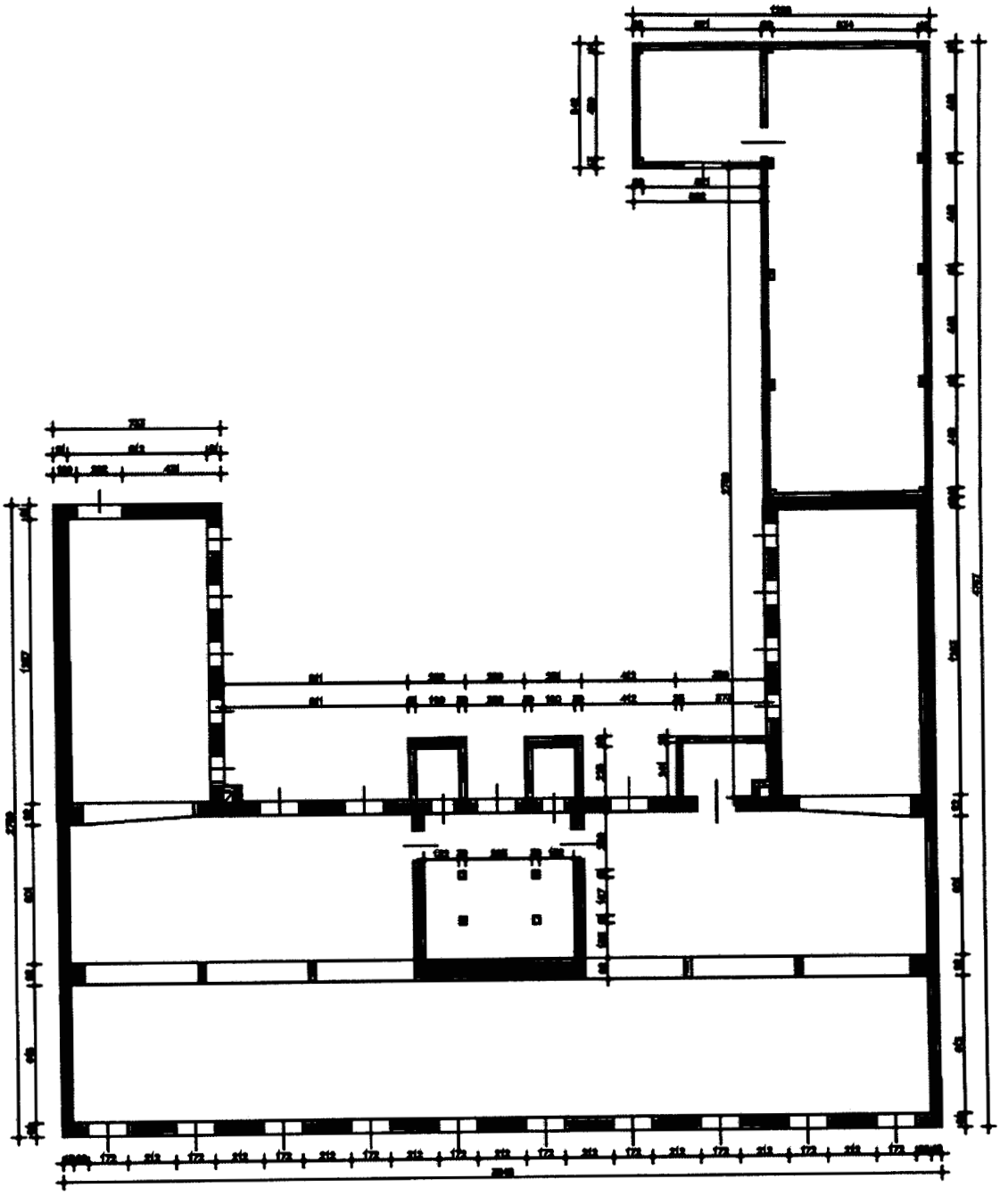


Abbildung 92: Kölblgasse 8; Regelgeschoß (ohne Maßstab

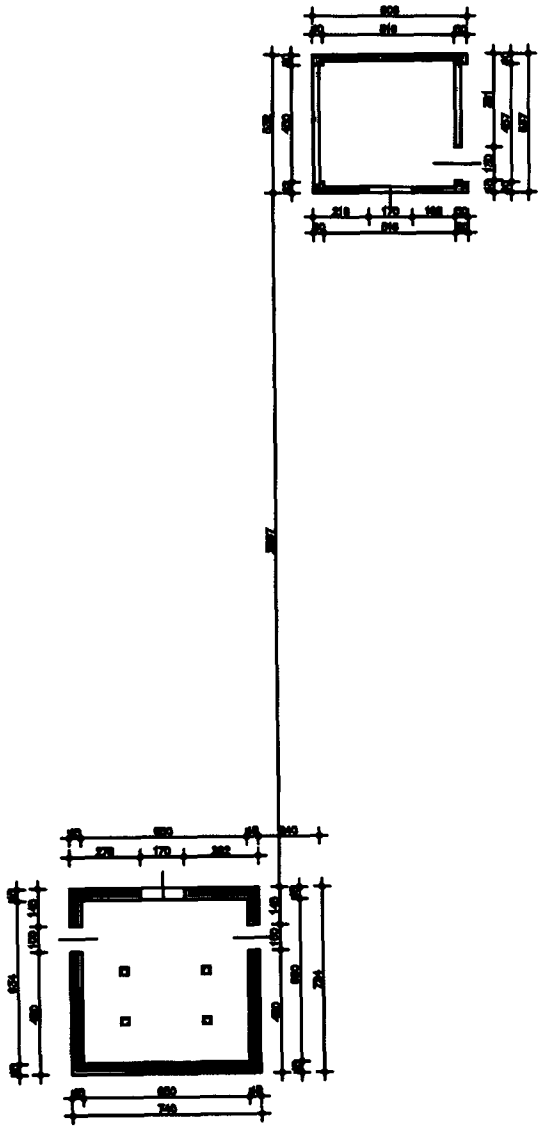


Abbildung 93: Kölblgasse 8; Dachgeschoß (ohne Maßstab)

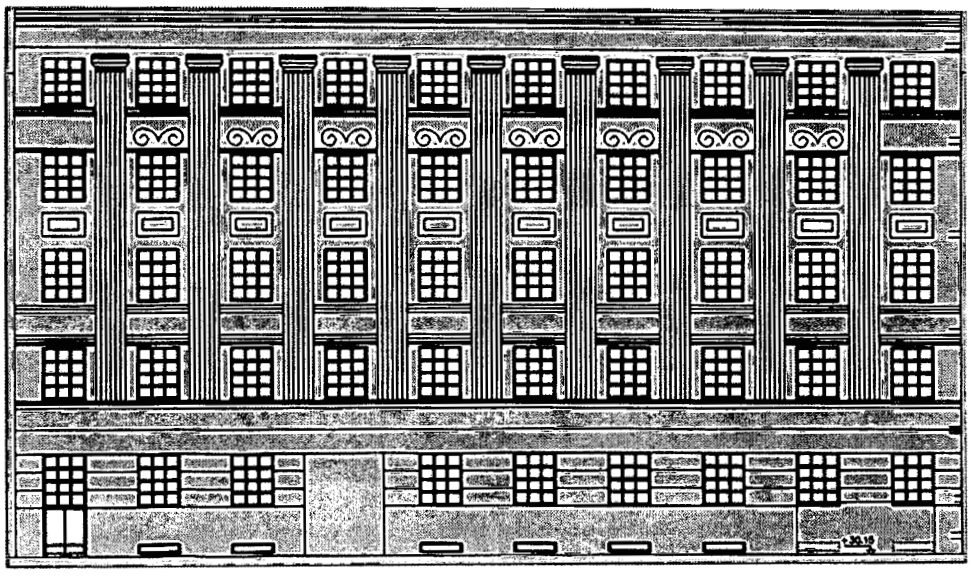


Abbildung 94: Fassade-Ansicht, Kölblgasse (ohne Maßstab)

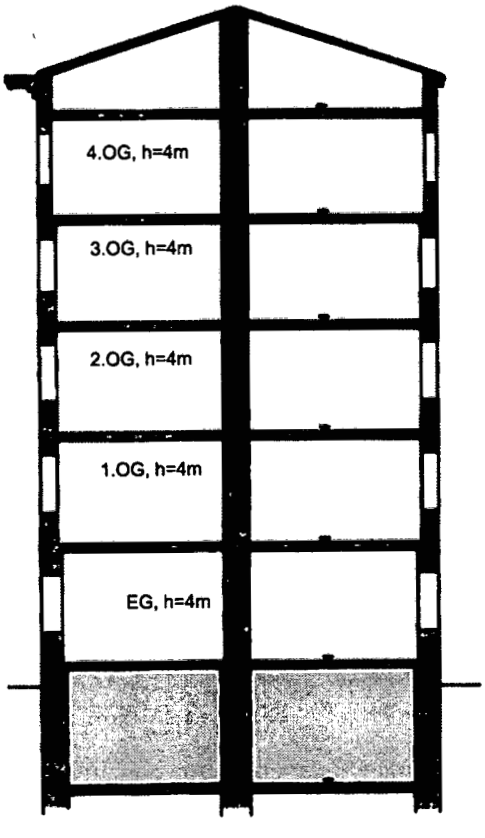


Abbildung 95: Schnitt (ohne Maßstab)

5.2.4 VERSUCHSABLAUF

Die sinusförmige Erregerkraft wurde im Bereich 0-10 Hz variiert. Die Antwortschwingungen wurden in allen Stockwerken mit den Schwingungsgeschwindigkeitsaufnehmern gemessen.

Es wurde ein Messprofil quer zum Gebäude für die 5. Eigenschwingungsperiode hergestellt. Alle Schwingungsaufnahmegeräte wurden nach den Messungen in das nächste Geschoss versetzt und entsprechend dem Querprofil auf der Decke aufgestellt.

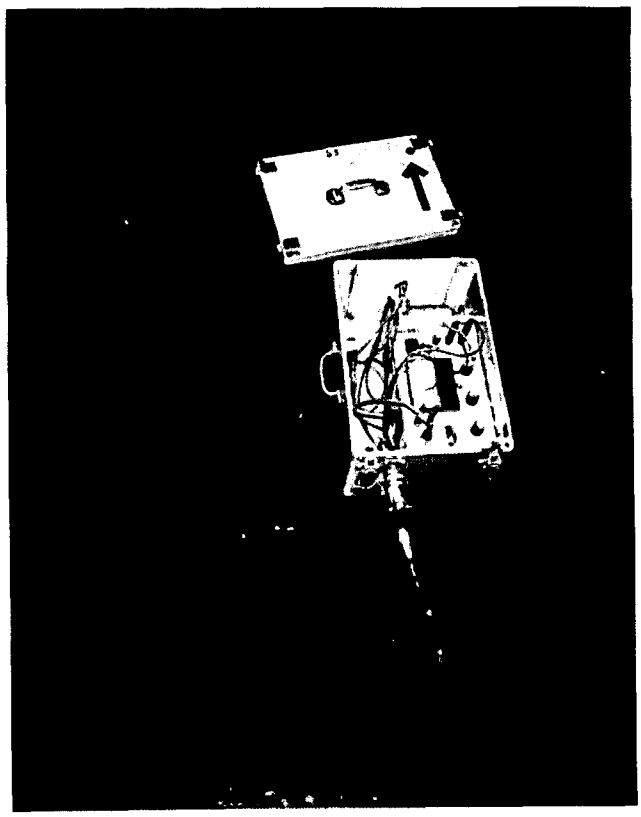


Abbildung 96: Schwinggeschwindigkeitsaufnehmern Typ Hottinger SMU 30a

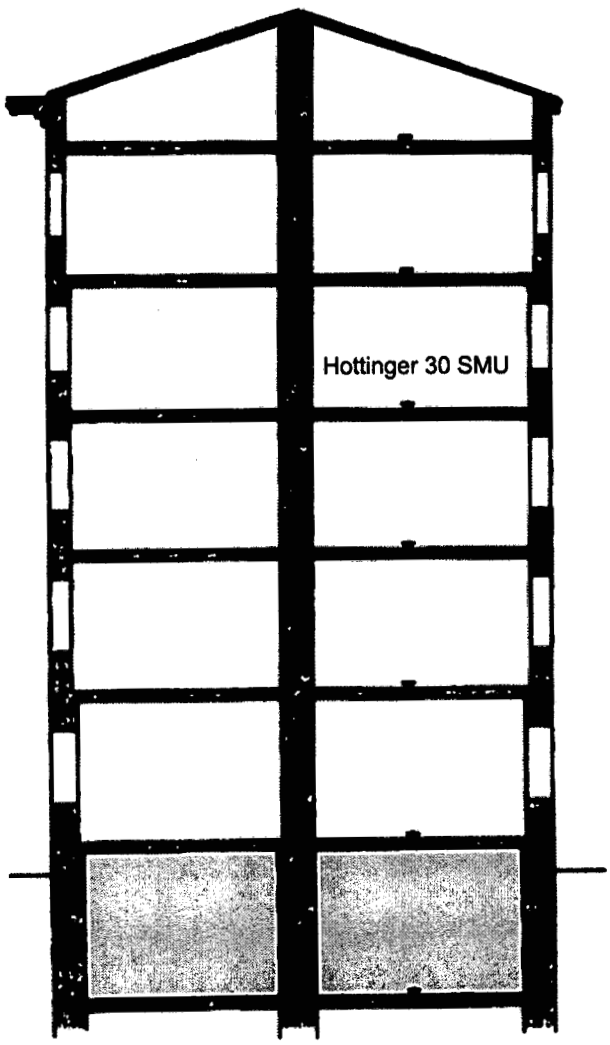


Abbildung 97: Lage der Aufnahmegeräte

5.2.5 VERSUCHSAUSWERTUNG

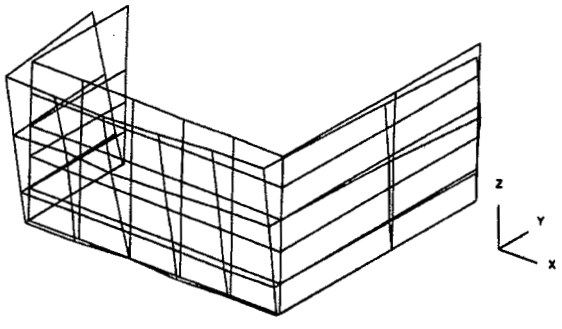


Abbildung 98: 1.Schwingungsform - 3,11 HZ

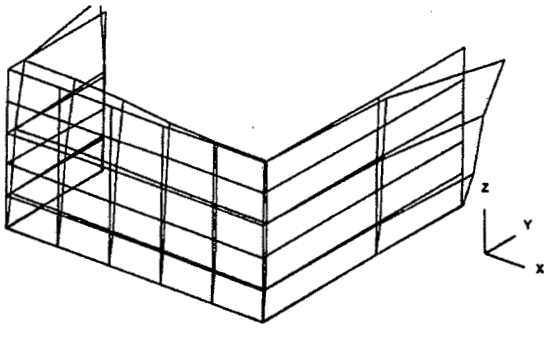


Abbildung 99:2.Schwingungsform - 4,29 HZ

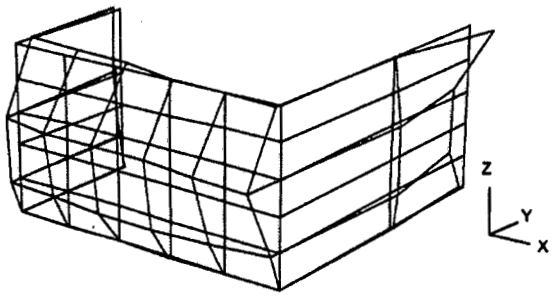


Abbildung 100: 3.Schwingungsform - 4,82 HZ

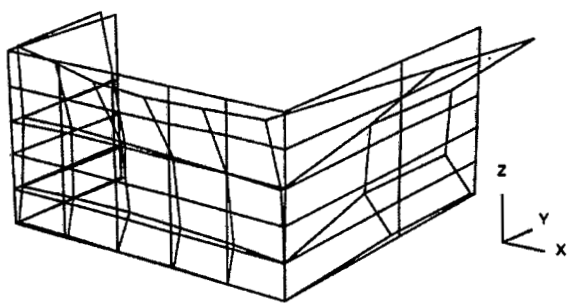


Abbildung 101: 4.Schwingungsform - 7,33 HZ

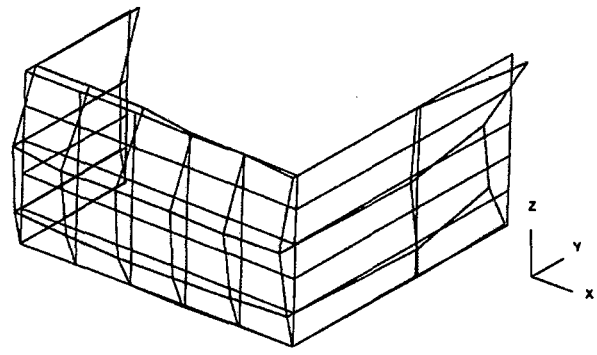


Abbildung 102: 5.Schwingungsform - 8,97 HZ

f (Hz)	3,11	4,29	4,82	7,23	8,97
T (s)	0,32	0,23	0,21	0,14	0,11

Abbildung 103:Übersicht - Schwingungsperiode / Periode

Die erste Form zeigt wie alle anderen Formen schon einen Torsionsanteil. Das Gebäude ist aufgrund der Grundrissform für Erdbeben nicht gut geeignet.

5.3 GEBÄUDE 1130 WIEN; BOSSIGASSE 30

5.3.1 GEBÄUDEBESCHREIBUNG

Das Gebäude besteht aus Ziegelwänden und hat einen trapezförmigen Grundriss. Die Länge des Gebäudes beträgt 21,5 m, die Breite 7,15 m auf der kurzen Seite, 14,25 m auf der langen. Das Haus hat Kellergeschoss, Erdgeschoss und zwei Obergeschosse und ein teilweise ausgebautes Dachgeschoss. Die Wandstärken der Wände betragen zwischen 75 cm im Kellergeschoss bis 45 cm im Dachgeschoss. Die Geschosshöhen betragen im Kellergeschoss -1,6 m unter Gelände, im Erdgeschoss 3,1 m und in den oberen Geschossen 2,9 m.

Die Fundamente wurden in der Breite der Ziegelwände mit ca. 30-50 cm Einbindungstiefe von der KG-Fußbodenoberkante hergestellt.

Im Kellergeschoss gibt es nur teilweise eine bewehrte Platte als Unterlagsbeton.

Die Geschossdecken sind Holztramdecken, beim letzten Geschoss ist eine Dippelbaumdecke vorhanden. Die Decke über Keller ist als Stahltraversen –Ziegeldecke ausgeführt.

5.3.1.1 GRUNDRISSE

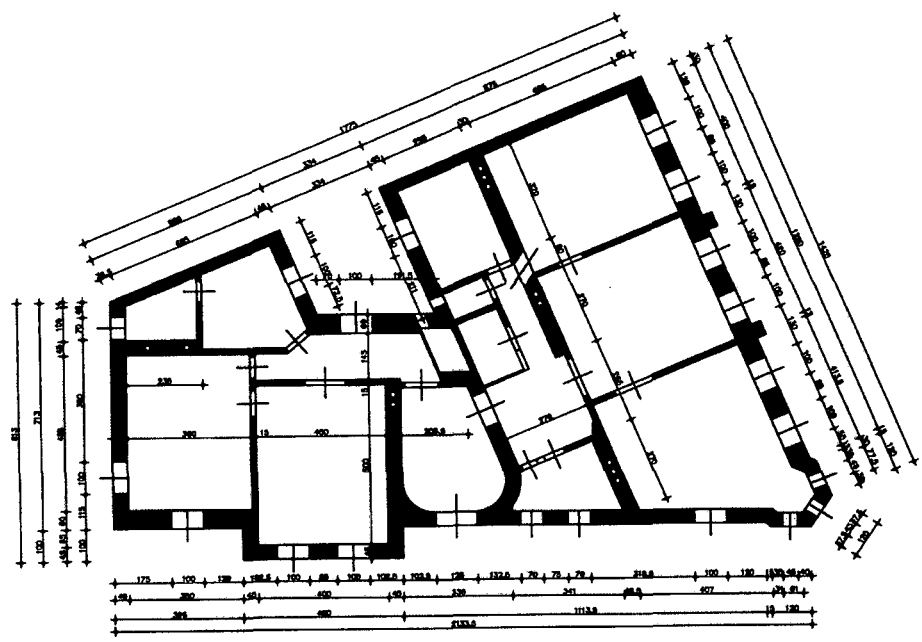


Abbildung 104: Bossigasse 30; Erdgeschoß (ohne Maßstab)

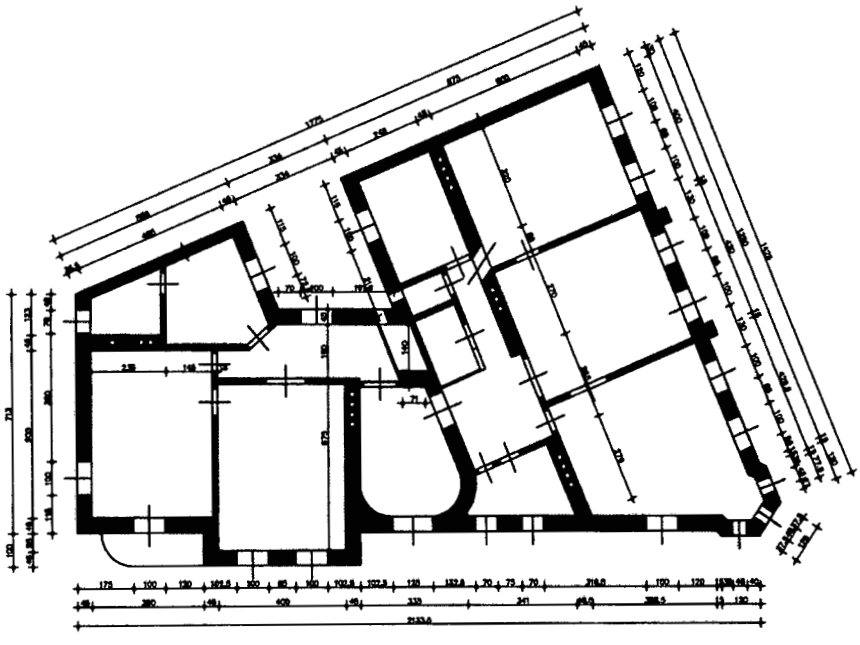


Abbildung 105: Bossigasse 30; 1.Obergeschoß (ohne Maßstab)

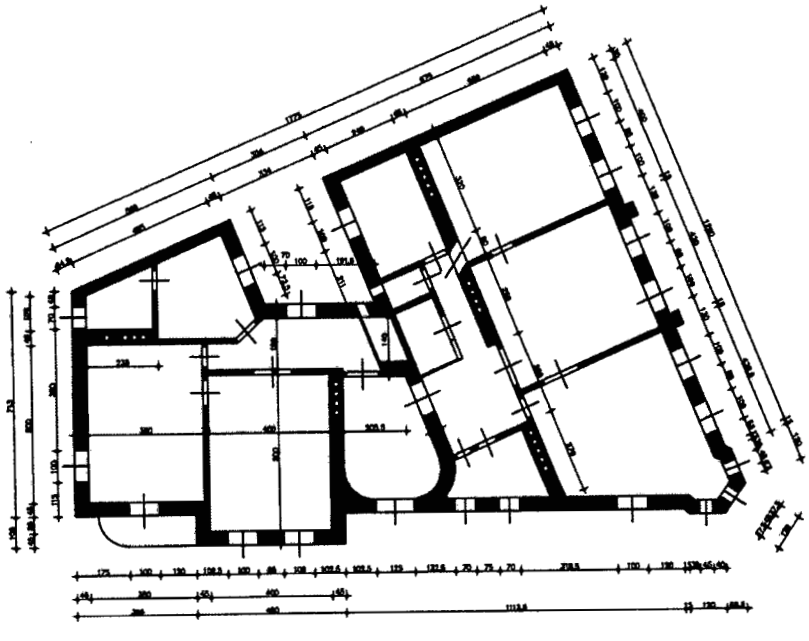


Abbildung 106: Bossigasse 30; 2.Obergeschoß (ohne Maßstab)

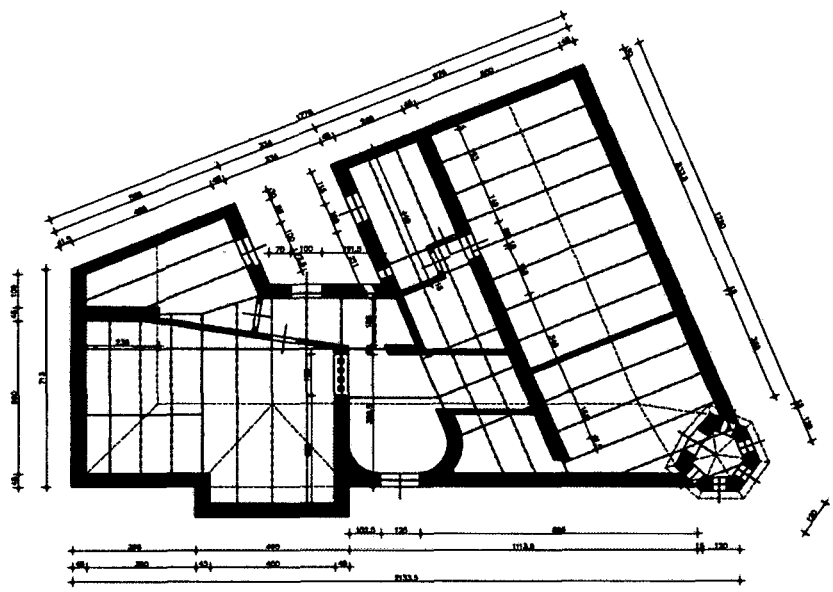


Abbildung 107: Bossigasse 30; Dachgeschoß (ohne Maßstab)

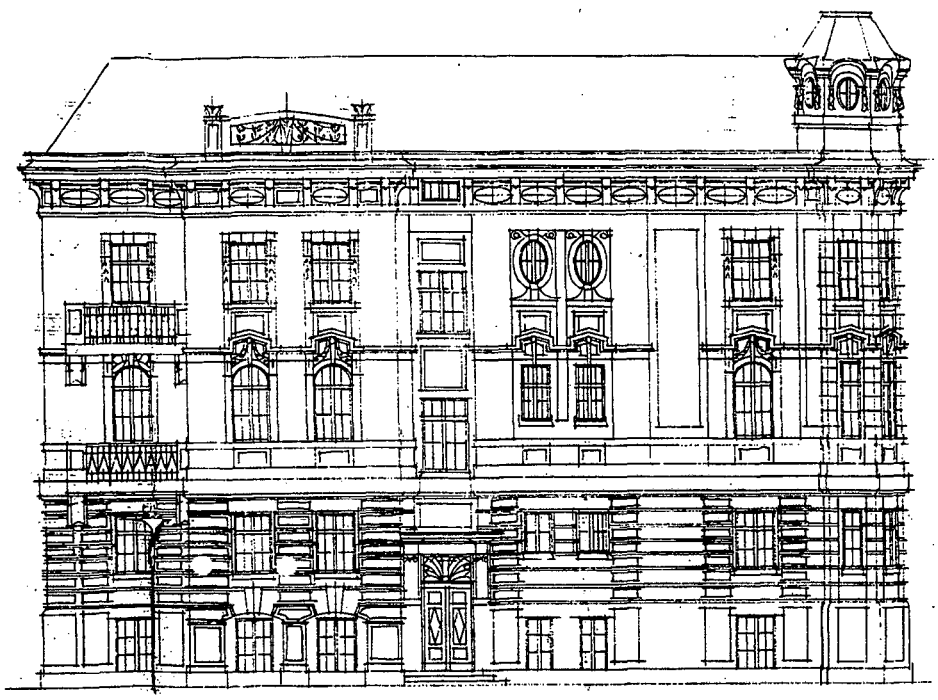


Abbildung 108:Fassade - Bossigasse

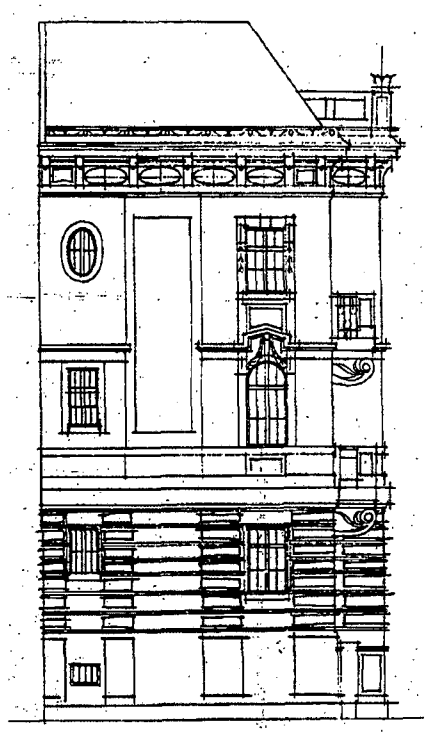


Abbildung 109: Fassade – Hietzinger Hauptstrasse

5.3.2 VERSUCHSABLAUF

Die sinusförmige Erregerkraft wurde im Bereich 0-10 Hz variiert. Die Antwortschwingungen wurden in allen Stockwerken mit den Schwingungsgeschwindigkeitsaufnehmern gemessen.

Es wurde ein Messprofil quer zum Gebäude für die 3. Eigenschwingungsperiode hergestellt. Alle Schwingungsaufnahmegeräte wurden nach den Messungen in das nächste Geschoss versetzt und entsprechend dem Querprofil auf der Decke aufgestellt.

5.3.3 VERSUCHSAUSWERTUNG

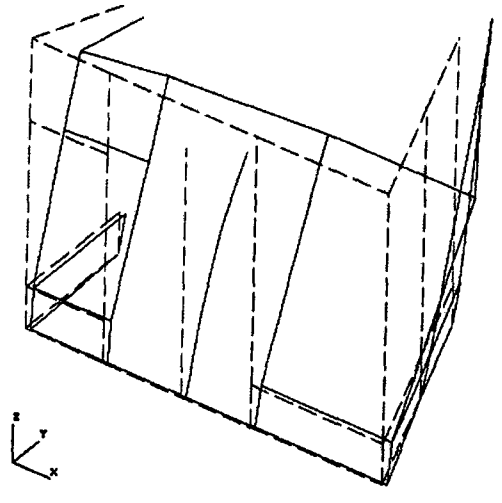


Abbildung 110: 1.Schwingungsform - 2,64 HZ

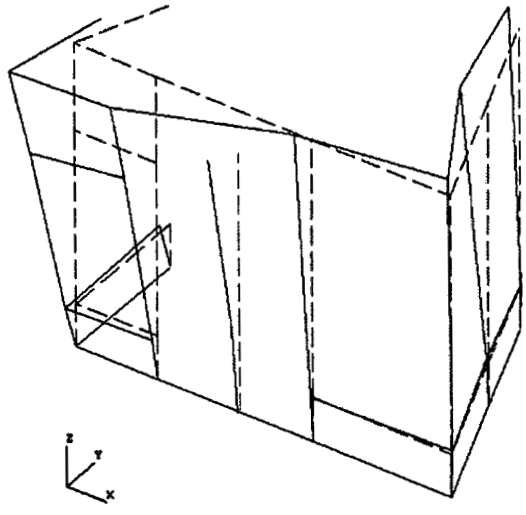


Abbildung 111: 2.Schwingungsform - 4,48 HZ

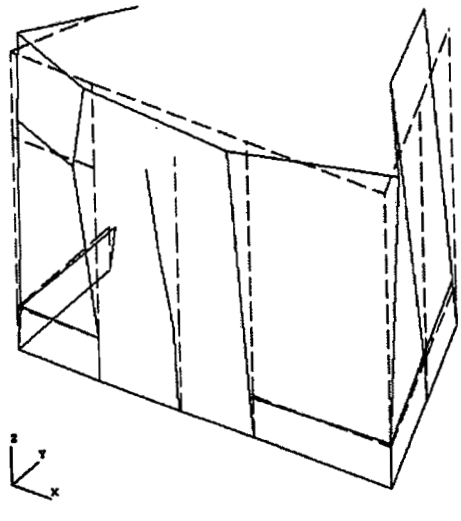


Abbildung 112: 3.Schwingungsform - 6,09 HZ

f (Hz)	2,64	4,4	6,09	8,18	9,44
T (s)	0,38	0,23	0,16	0,12	0,11

Abbildung 113: Übersicht - Schwingungsperiode / Periode

Die erste Form zeigt eine fast saubere Verschiebungsform (Translatation = Verschiebung) mit sehr kleinem Torsionsanteil. Die Gebäudeform ist trotz des trapezförmigen Grundriss für Erdbeben gut geeignet.

6 VERGLEICHSRECHNUNGEN (FINITE ELEMENTE)

6.1 EINLEITUNG

Die Berechnung der beiden Gebäude wurde mit dem Programm TOWER durchgeführt (MWV-Bauinformatik AG aus Schweiz).

Dieses Programm dient für die dreidimensionale statische und dynamische Analyse Hochbauten.

Die seismische Berechnung wird innerhalb der statischen Analyse des gesamten Tragwerks durchgeführt, wobei unmittelbar vor der Berechnung in Abhängigkeit von dem ausgewählten Normenwerk zuerst die entsprechenden Trägheitskräfte berechnet werden, die im Tagwerk wirken sollen. Die seismische Berechnung nach EC 8 basiert auf einer Multimodalanalyse des Tragwerks, wobei der Einfluss aller Eigenschwingungsformen aus der Modalanalyse berücksichtigt wird. Bei beiden Berechnungen sind fünf Schwingungsformen berechnet worden.

6.2 GEBÄUDE 1140 WIEN; KÖLBLGASSE 8

6.2.1 GEBÄUDEMODELLIERUNG

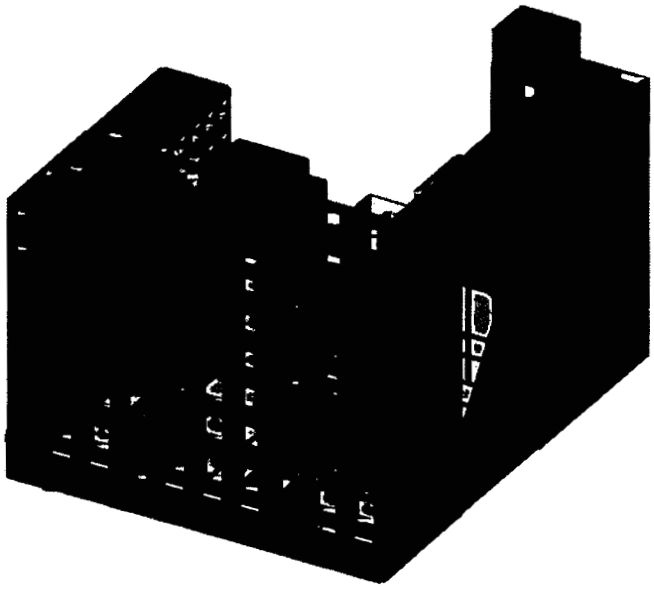


Abbildung 114: 3D-Modell

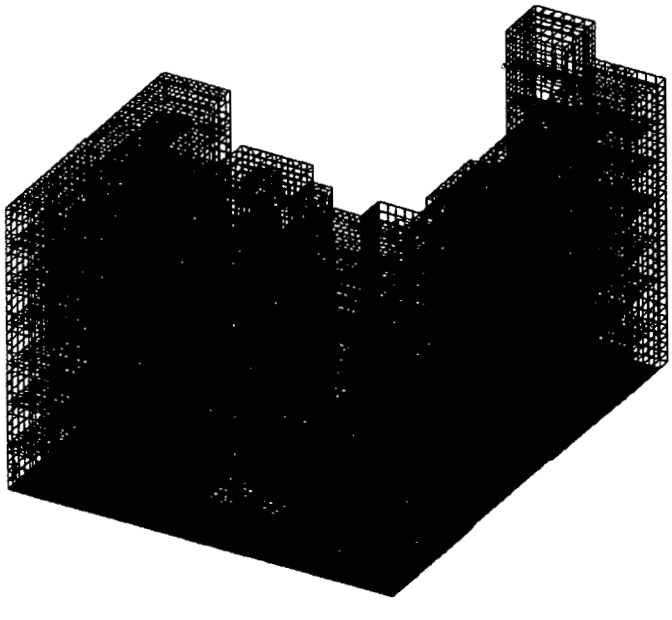


Abbildung 115: FM-Modell

FM Modell: 42072 Knoten
41256 Elementen

Schwingungsform - Programm Tower

Mode	Period (sec)	Frequency Hz
1	2,888	0,3462
2	2,980	0,3355
3	3,916	0,2554
4	9,047	0,1105
5	10,395	0,0962

Abbildung 116: Übersicht - Schwingungsform

Die Parameter und die Angaben sind auf Seite 153 eingetragen

6.2.2 ERGEBNISSAUSWERTUNG

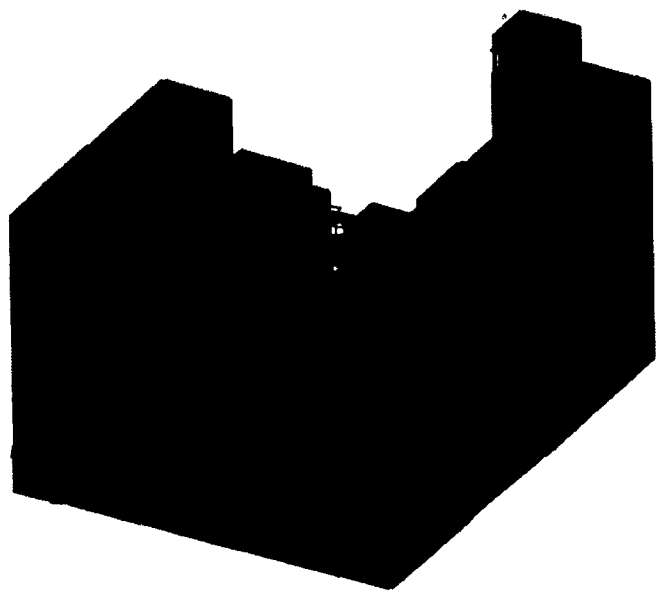


Abbildung 117: 1. Schwingungsform f=2,889 Hz (T=0,3462 sec)

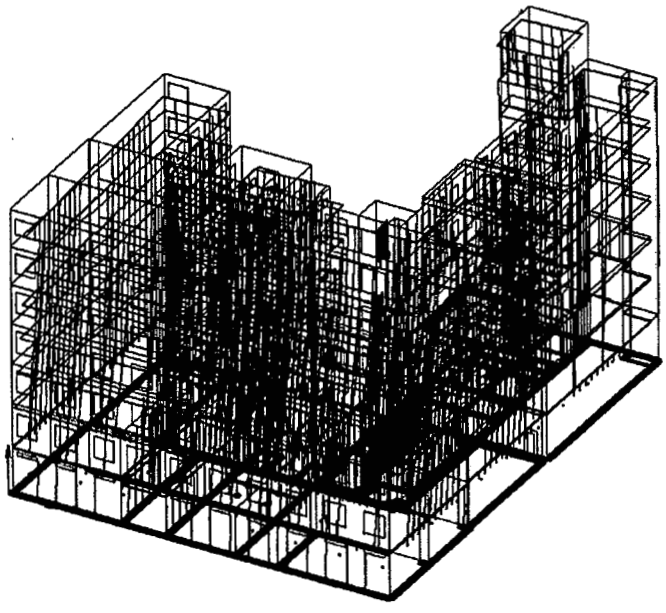


Abbildung 118: 1. Schwingungsform f=2,889 Hz (T=0,3462 sec)

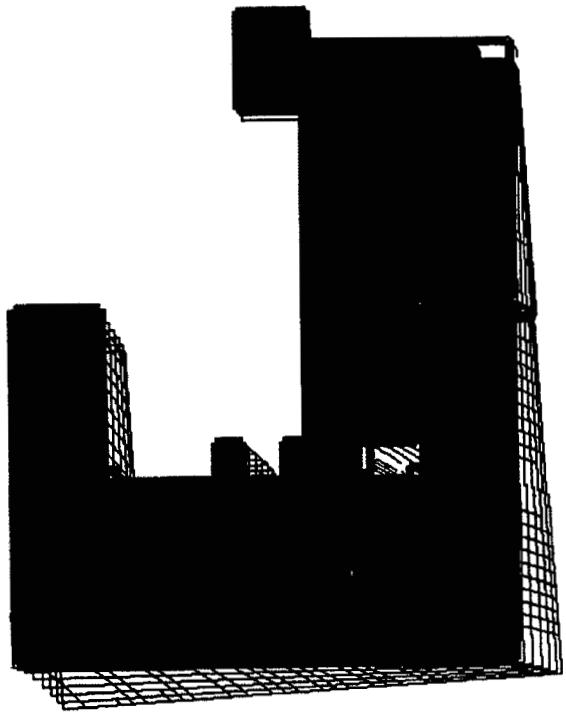


Abbildung 119: 1. Schwingungsform f=2,889 Hz (T=0,3462 sec)

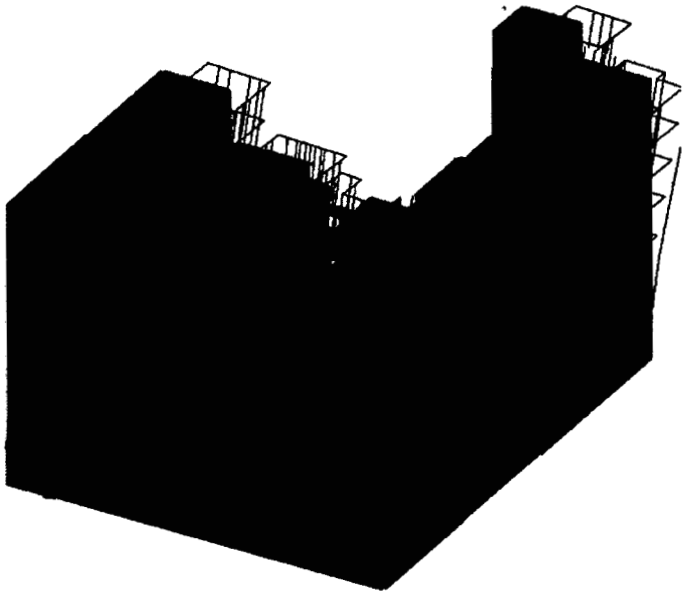


Abbildung 120: 2. Schwingungsform f=2,981 Hz (T=0,3355 sec)

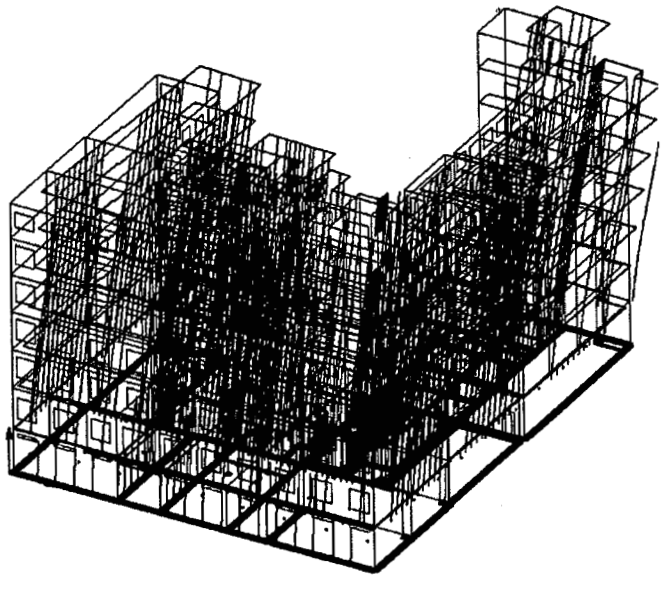


Abbildung 121: 2. Schwingungsform f=2,981 Hz (T=0,3355 sec)

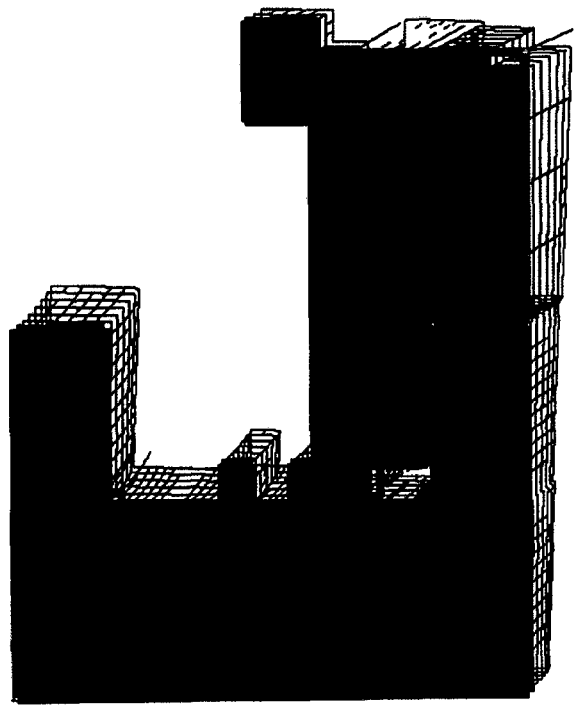


Abbildung 122: 2. Schwingungsform f=2,981 Hz (T=0,3355 sec)

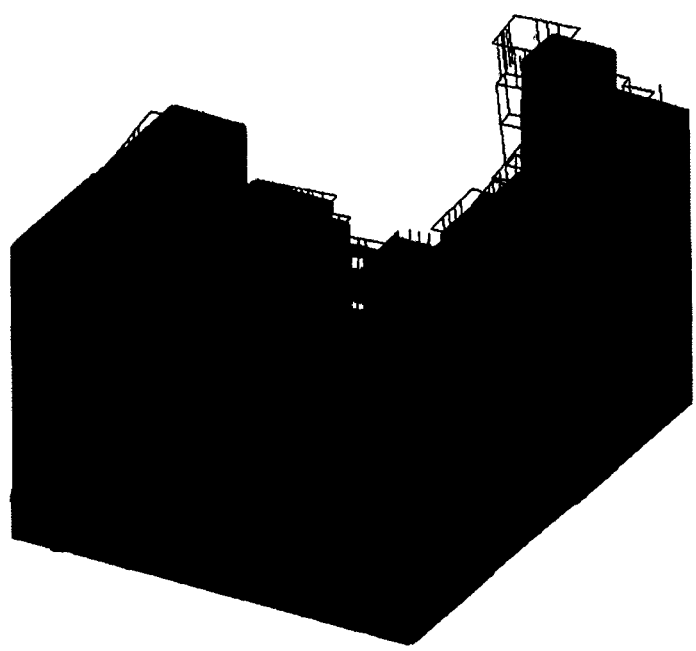


Abbildung 123: 3. Schwingungsform f=3,915 Hz (T=0,2554 sec)

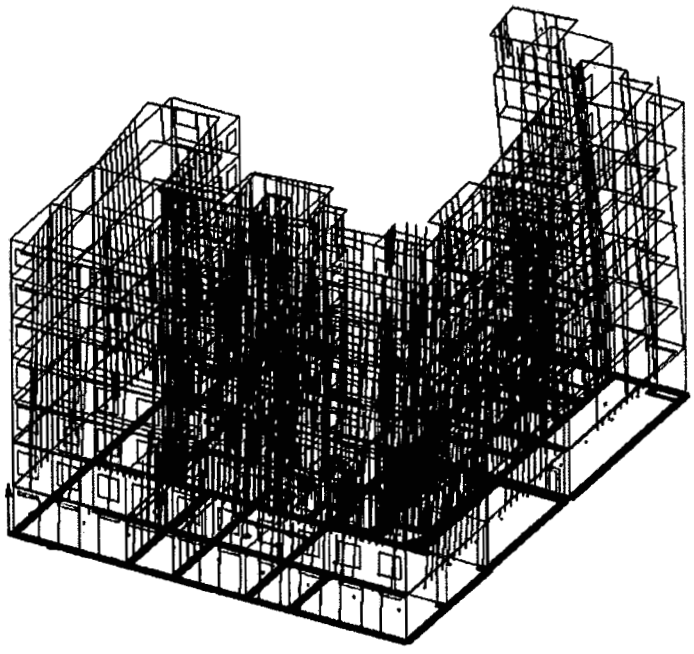


Abbildung 124: 3. Schwingungsform f=3,915 Hz (T=0,2554 sec)

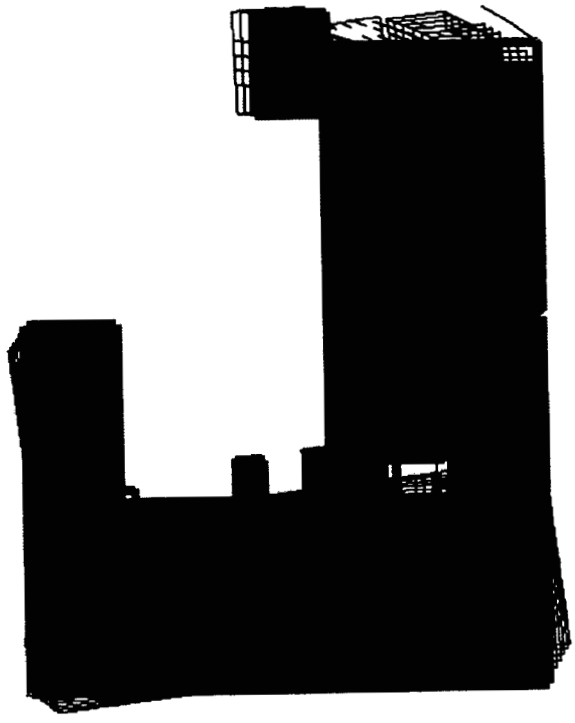


Abbildung 125: 3. Schwingungsform f=3,915 Hz (T=0,2554 sec)

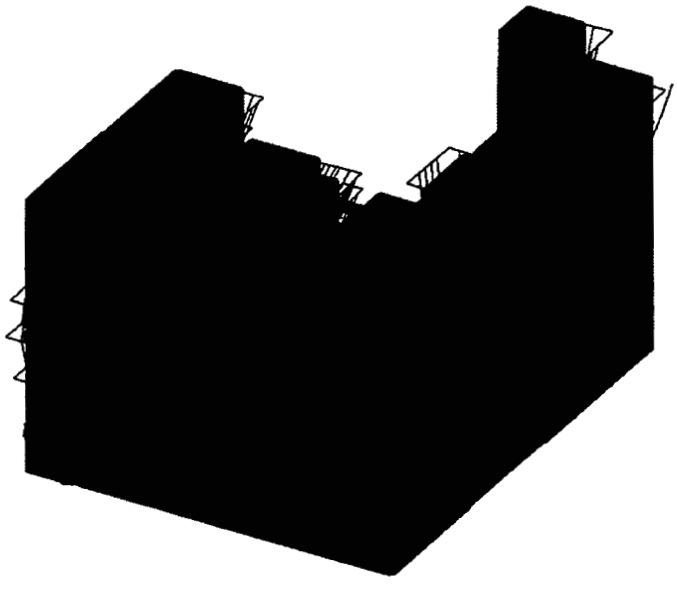


Abbildung 126: 4. Schwingungsform f=9,050 Hz (T=0,1105 sec)

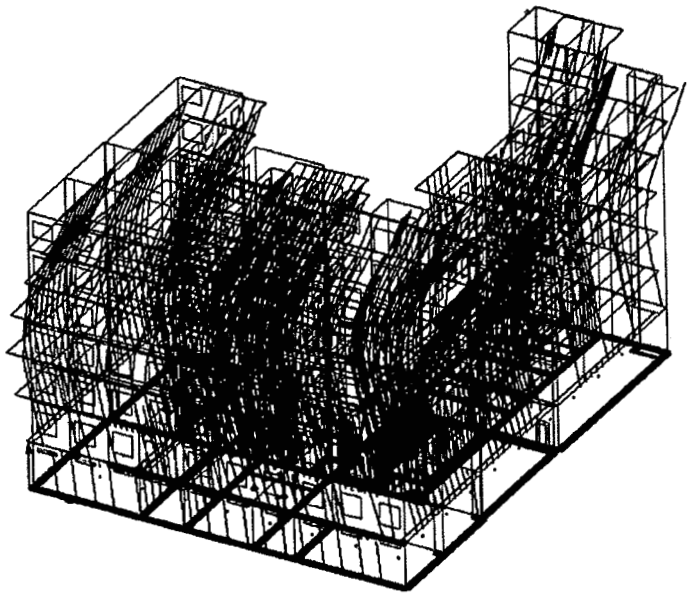


Abbildung 127: 4. Schwingungsform f=9,050 Hz (T=0,1105 sec)

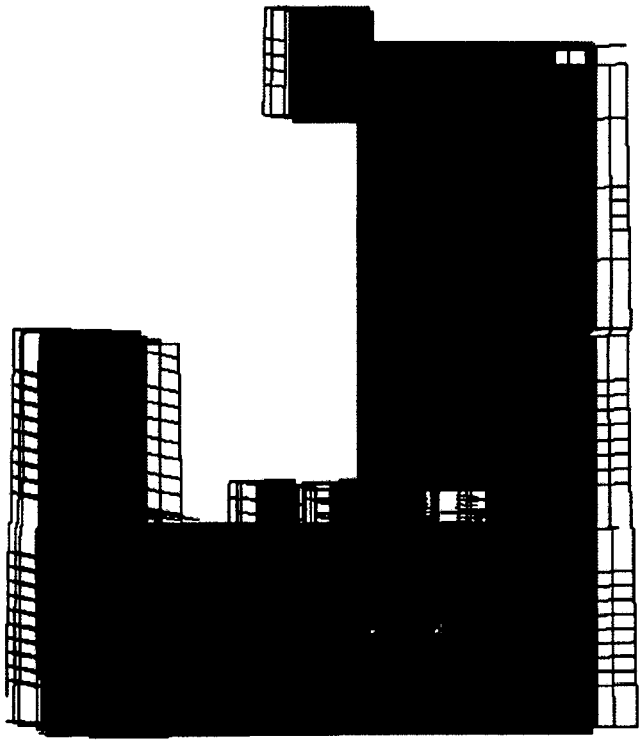


Abbildung 128: 4. Schwingungsform f=9,050 Hz (T=0,1105 sec)

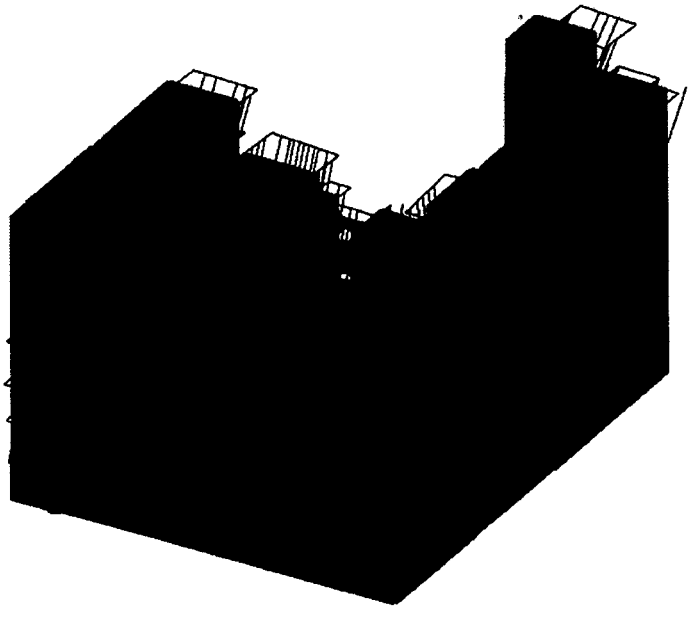


Abbildung 129: 5. Schwingungsform f=10,395 Hz (T=0,0962 sec)

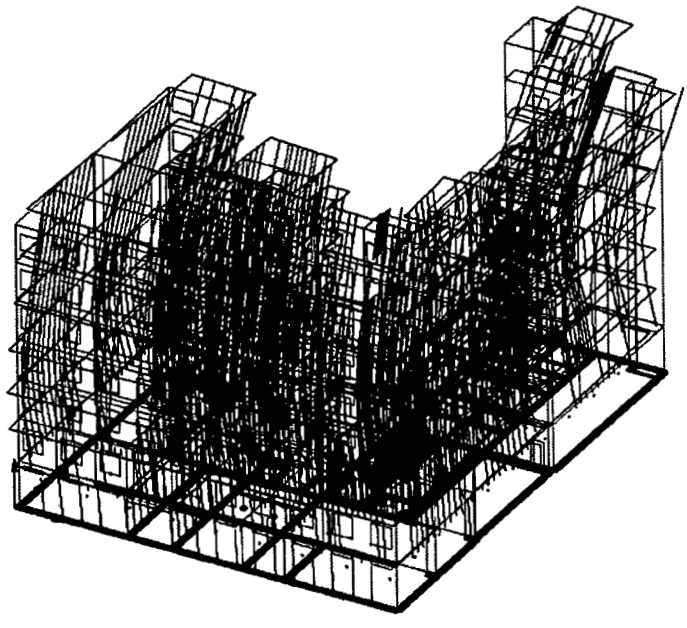


Abbildung 130: 5. Schwingungsform f=10,395 Hz (T=0,0962 sec)

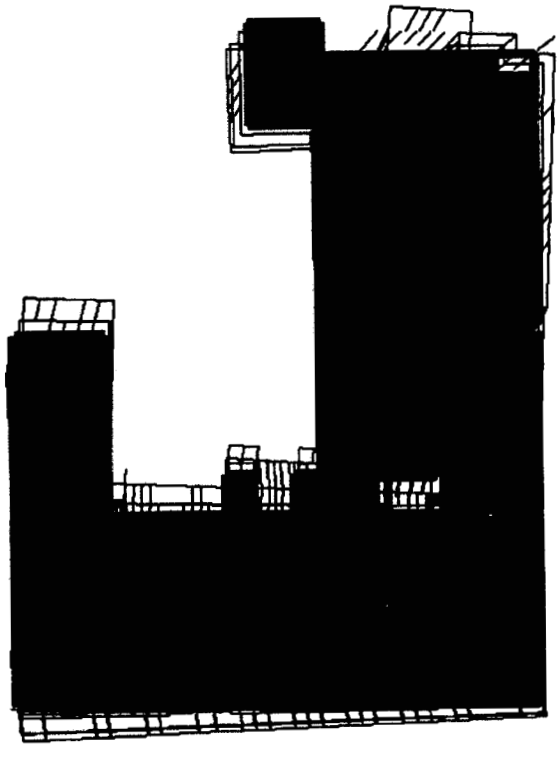


Abbildung 131: 5. Schwingungsform f=10,395 Hz (T=0,0962 sec)

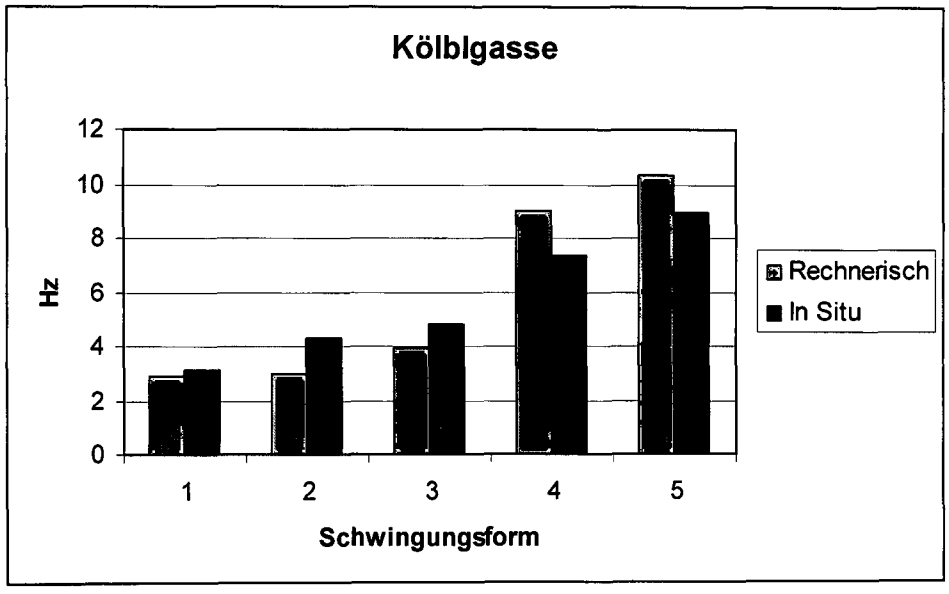


Abbildung 132: Gegenüberstellung der rechnerischen Ergebnissen mit jenen aus den Versuchen

6.3 GEBÄUDE 1130 WIEN; BOSSIGASSE 30

6.3.1 GEBÄUDEMODELLIERUNG

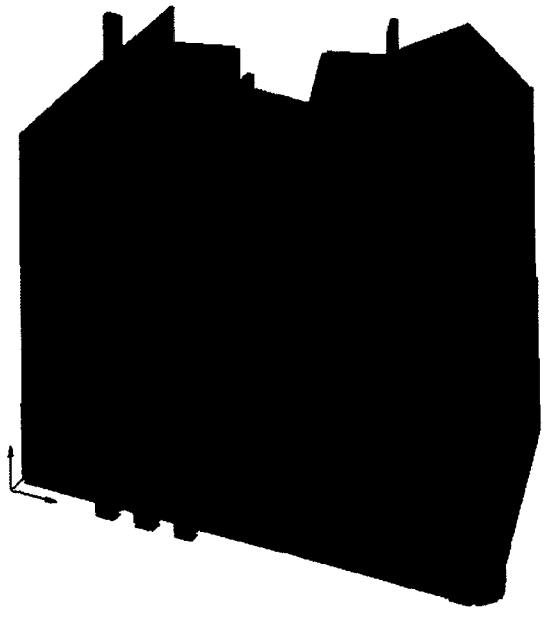


Abbildung 133: 3D-Modell

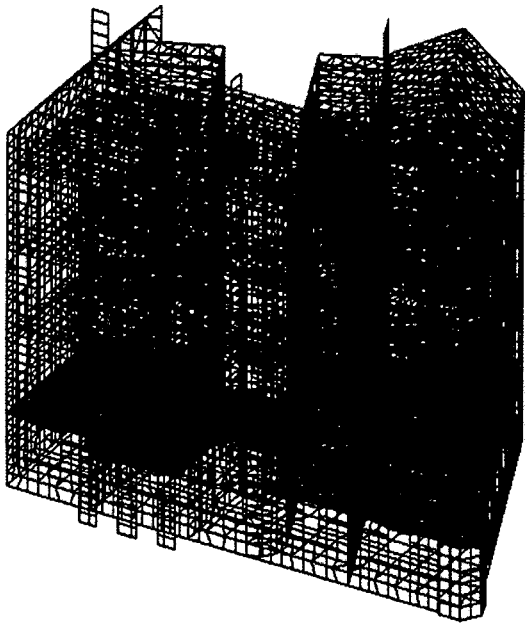


Abbildung 134: FM-Modell

FM Modell: 20719 Knoten
20600 Elementen

Schwingungsform - Programm Tower

Mode	Period (sec)	Frequency Hz
1	2,580	0,39
2	3,540	0,28
3	4,456	0,22
4	5,201	0,19
5	5,353	0,19

Abbildung 135: Übersicht - Schwingungsform

6.3.2 ERGEBNISSAUSWERTUNG

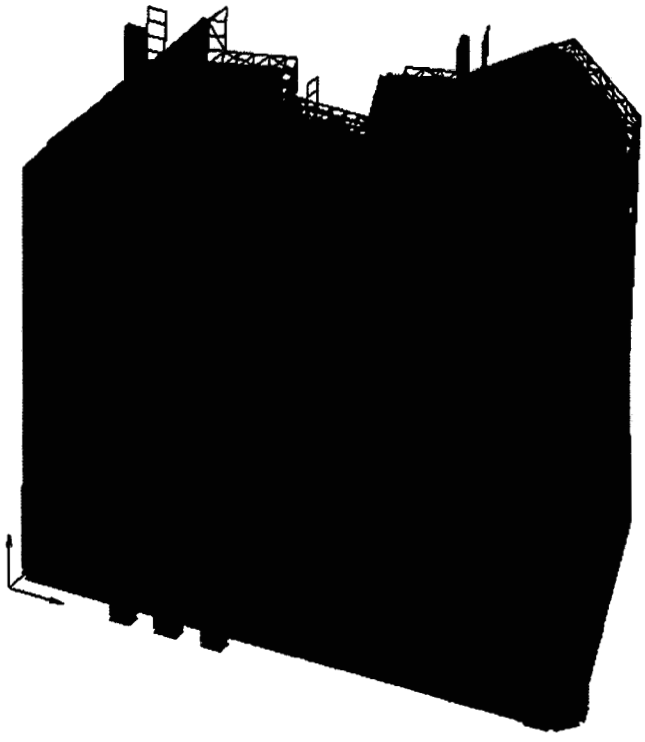


Abbildung 136: 1. Schwingungsform f=2,58 Hz (T=0,386 sec)

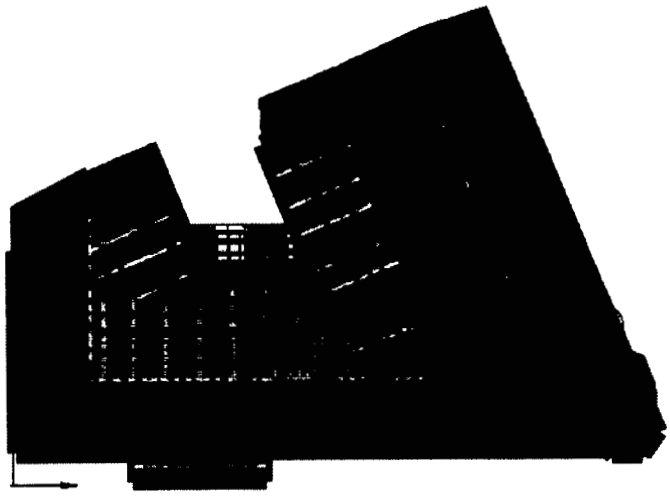


Abbildung 137: 1. Schwingungsform f=2,58 Hz (T=0,386 sec)

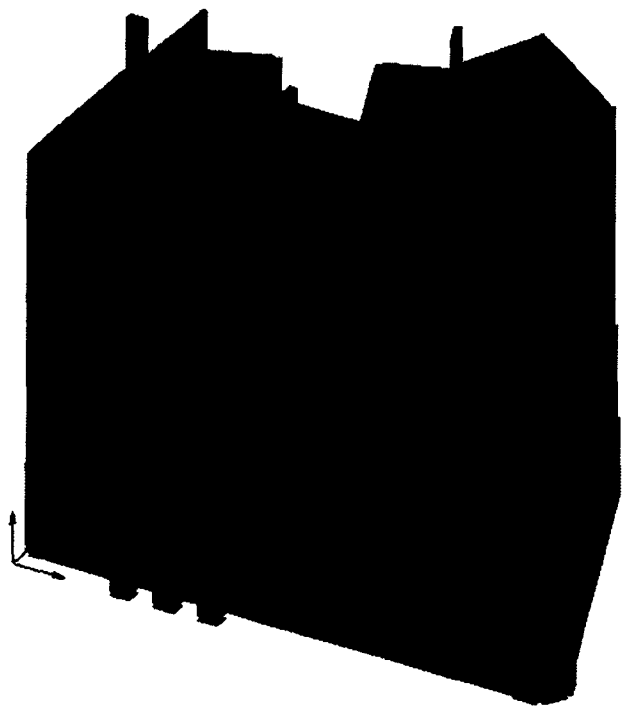


Abbildung 138: 2. Schwingungsform f=3,54 Hz (T=0,2825 sec)

Abbildung 139: 2. Schwingungsform f=3,54 Hz (T=0,2825 sec)

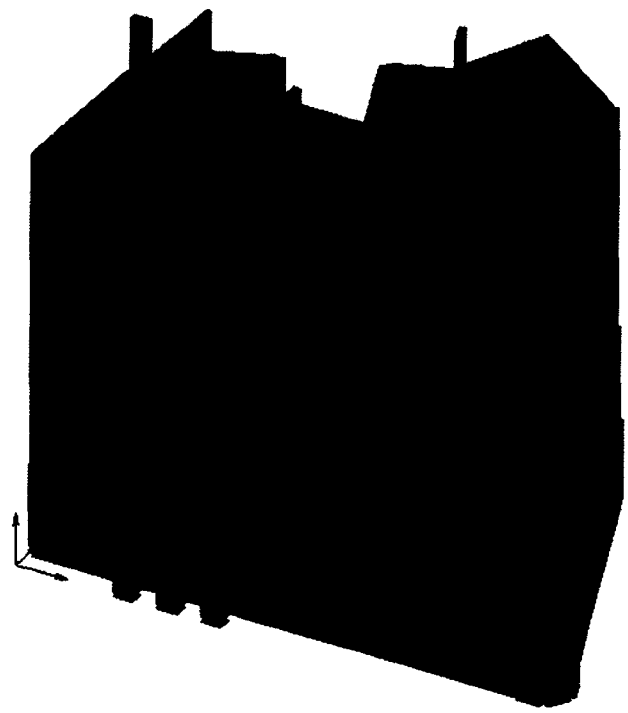


Abbildung 140: 3. Schwingungsform f=4,456 Hz (T=0,2244 sec)

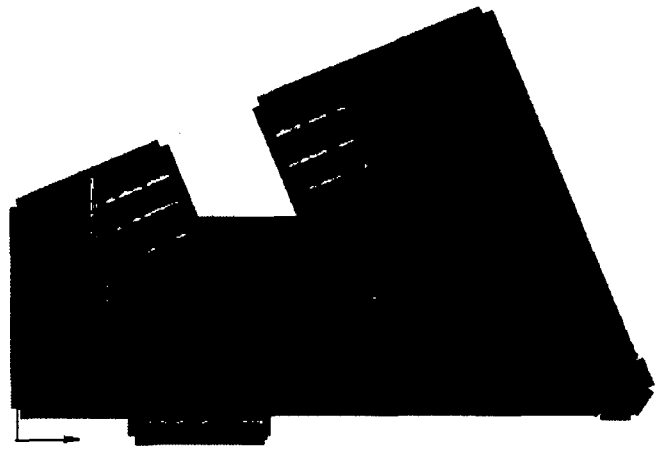


Abbildung 141: 3. Schwingungsform f=4,456 Hz (T=0,2244 sec)

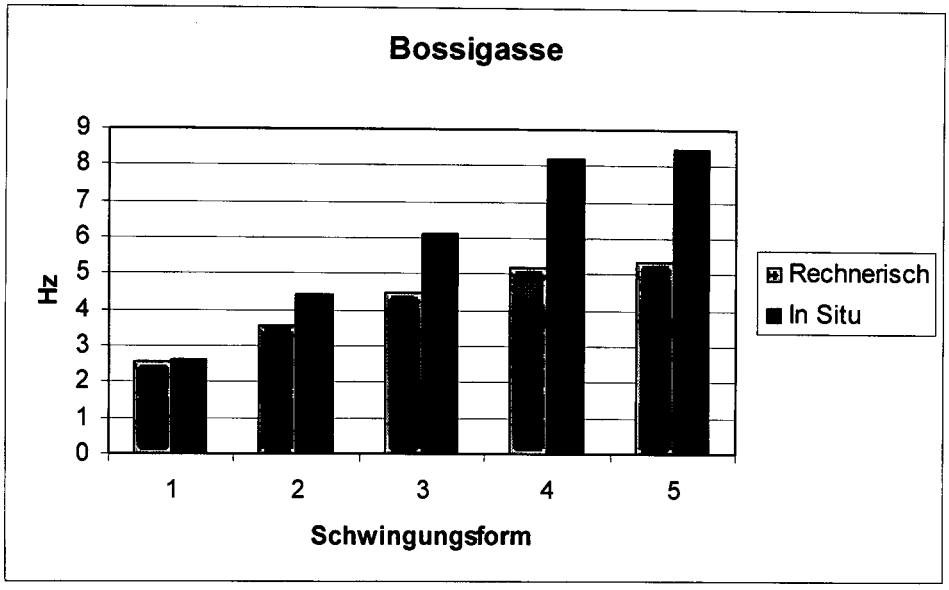


Abbildung 142: Gegenüberstellung der rechnerischen Ergebnisse mit jenen aus den Versuchen

7 ERGEBNISSE UND INTERPRETATION

7.1 VERGLEICH UND INTERPRETATION DER ERGEBNISSE

Die Ergebnisse der beiden Gebäude zeigen starke Tendenz Ähnlichkeiten, speziell bei der ersten Schwingungsform. Bei der zweiten und dritten Schwingungsform sind jedoch Unterschiede bemerkbar.

Die Abweichung der Frequenzen bei der ersten Schwingungsform liegt zwischen 3 und 7%. 23 bis 27% beträgt sie bei der dritten Schwingungsform. Diese Abweichungen, besonders bei der ersten Form, ist nur geringfügig, sodass die Ergebnisse verglichen werden können.

Entsprechend den Frequenzen ändern sich die Schnittgrößen. Es können folgende Punkte aufgezeigt werden:

1. Das Hauptproblem liegt beim Schubwiderstand der Zwischenwände. Besonders die nicht belasteten Wände den oberen Geschossen sind nach entsprechender Bemessung laut ÖN B3350 schon an Grenze der Tragfähigkeit (Anfangsscherfestigkeit mit $f_{vk,o}$ = 0,1 N/mm^2, Mauerwerksparameter f_m = 1,5 N/mm^2 und f_b = 15 N/mm^2). Die übertretenen Schubspannungen wurden gemäß ÖN B3350 berücksichtigt. Die Querwände werden im Erdbebenfall in den oberen Geschossen sicher Risse bekommen und es kann keine Umlagerung der Kräfte mehr stattfinden. Solche Scheidewände sind meist die ersten "Opfer" eines Erdbebens.

2. Die Hauptwände sind noch gut belastbar. Diesbezüglich gäbe es die Möglichkeit das Tragwerk mit einer zusätzlichen Masse (z.B. Aufstockung – Dachbodenausbau) nach einer entsprechenden Analyse zu belasten.

3. Die Verschiebung der oberen Geschosse, liegt bei 0,8 cm wobei festzustellen ist, dass die beiden Gebäuden keine Abweichung im Erdgeschoss haben (keine Weiche Geschosse).

4. Die Annahme der Bodenparameter als elastische Bettung in der Berechnung ist eine sehr wichtige Entscheidung. Der Wert der Federkonstante ist wurde als Verhältnis der erwarteten Bodenpressung (maßgebend Vertikallast) zu den effektiven Setzungen angenommen. Als Beispiel wird für das Gebäude Bossigasse eine

tabellarische Darstellung mit den verschiedenen Bettungswerten dargestellt. Die berechneten Werte weisen sehr große Unterschiede zu jenen Ergebnissen in Situ auf.

$$k_z = \frac{\sigma_{eff}}{s_{eff}}$$

Kz	EF 1 (Hz)	EF 2 (Hz)	EF 3 (Hz)	EF 4 (Hz)	EF 5 (Hz)
5.000,00	1,18	1,74	4,42	5,19	5,35
7.500,00	1,43	2,09	4,42	5,19	5,35
10.000,00	1,63	2,36	4,42	5,19	5,35
12.500,00	1,80	2,59	4,43	5,20	5,35
15.000,00	1,93	2,78	4,43	5,20	5,35
17.500,00	2,09	2,95	4,43	5,20	5,35
20.000,00	2,21	3,09	4,44	5,20	5,35
22.500,00	2,31	3,22	4,44	5,20	5,35
25.000,00	2,41	3,22	4,44	5,20	5,35
27.500,00	2,50	3,44	4,45	5,20	5,35
30.000,00	2,59	3,54	4,46	5,20	5,35
100.000,00	3,74	4,45	4,80	5,23	5,38
250.000,00	4,16	4,79	5,09	5,28	5,28

Abbildung 143: Übersichtstabelle der verschiedenen Federkonstanten

In die Berechnung wurde ein Wert von 30.000 kN/m² als elastisch gebettetes Linienlager (Streifenfundamente) eingesetzt. Für die dynamische Belastung wäre es erforderlich und sinnvoll die elastische Bettung mit 2-3 zu multiplizieren.

8 ZUSAMMENFASSUNG

Diese Arbeit ist ein Beitrag eines Praktikers der sehr oft die Pflicht und Verantwortung hat unterschiedlichste, alte, manchmal auch historische Gebäude bezüglich einer außergewöhnlichen Belastung wie Erdbeben zu beurteilen. Diese Aufgabe ist manchmal sehr schwer da die Wünsche der Investoren nicht den Möglichkeiten der bestehenden Bauwerke hinsichtlich Belastbarkeit entsprechen.

Unser Leitgedanke sollte sein, möglichst beide Seiten zu befriedigen und dabei historischen Fundus für nachkommende Generationen weitgehend zu erhalten. Weiters haben wir die Verpflichtung dafür zu sorgen, bei Eingriffen in bestehende Tragstrukturen den Erdbebenwiderstand nicht nur nicht zu verschlechtern sondern nach Möglichkeit zu verbessern.

In Kapitel 2 sind Grundlagen des Erdbebens mit ihrer Wirkung auf Mauerwerksbauten, sowie konzeptionelle Grundsätze und Verbesserungsmöglichkeiten zusammengefasst.

Das nächste Kapitel bietet eine Übersicht und Vergleich des Eurocodes EC 8 und der ÖNORM B 4015 mit besonderer Bezugnahme auf Mauerwerksbauten.

In diesem Teil ist ein einfaches Programm nach dem Ersatzstabverfahren nach ÖN B4015 zur groben Abschätzung der horizontalen Erdbebenkräfte dargestellt.

Dazu wurde ein Formular zur seismischen Beurteilung (Assessment) für alte bestehende Bauwerke (Gründerzeithäuser) entwickelt. Mittels Beurteilungstabelle und Vergabe von Punkten kann grob und approximativ der Zustand des Gebäudes in Hinblick auf Erdbebennachweise gezeigt werden.

Kapitel 4 beschreibt die experimentelle Untersuchung einer Ziegelwand. Unter Annahme zu erwartender Materialeigenschaften wurden die Ergebnisse ausgewertet (Fall 1) und mit zwei unterschiedlichen Verstärkungsvarianten verglichen (Fall 2: umfasstes Mauerwerk mit STB-Rost und verschmatzten Stützen, Fall 3: Mauerwerk mit STB-Vorsatzschale und Steckeisen).

In Kapitel 5 folgt eine Beschreibung der dynamischen Versuche in Situ die für zwei Gebäude in Wien durchgeführt wurden (1130 Wien, Bossigasse 30 und Kölblgasse 8 in 1040 Wien).

Die Ergebnisse sind mit Berechnungen mit dem FM-Programm 'Tower' verglichen worden (Kapitel 6). Hierbei war das Ziel die Berechnungen auf die Ergebnisse in Situ anzupassen und

Berechnungen durchzuführen um die Schubspannungen in den Wänden (besonders in den Zwischenwänden) zu beurteilen.

Der richtige Weg ein Gebäude zu beurteilen wäre, zuerst die diversen Untersuchungen des Bestands durchzuführen, welche die Qualität des Bestands und der vorhandenen Substanz bestätigen sollen.

1. Beurteilungsformular ausfüllen
2. Bodenparameter feststellen (Bodengutachten – Bodenkategorie)
3. Mauerwerksuntersuchungen (Mörtel und Ziegel)
4. Deckenuntersuchungen (Scheibenwirkung)
5. In Situ-Messungen des Schwingungsverhaltens (zumindest für Gebäude in Erdbebenzone 3 und 4 und Bedeutungskategorie III und IV sowie für alle historischen Gebäude die bei Denkmalamt eine entsprechende Bewertung haben)

Nach all diesen Punkten ist es erforderlich ein Rechenmodell zu erstellen und mit realistischen Parametern auf die Daten in Situ anzupassen um mittels Modalantwortspektrenanalyse einen Gesamterdbebenwiderstand festzulegen.

Eine grundsätzliche Frage ist, wie die Scheidewände in einer stärkeren Form für den Erdbebenwiderstand genutzt werden kann. Problem dabei ist, dass die Holztramdecken nur in eine Richtung gespannt sind und keine Auflast auf der Wände bringen.

Ein Verbesserungsvorschlag wäre, die oberste Decke (Decke über letztem Geschoß, nicht nur bei Dachgeschossausbau) als STB-Verbunddecke vorzusehen (keine Lasterhöhung als HBVD – Gewichtausgleich durch entfernen des Ziegelpflasters) und Verteilung der Vertikallast auf Giebelwände und der Wände die im letzten Geschoß vorhanden sind.

Es wäre auch sinnvoll die Scheidewände soweit auszunutzen solange der Schubwiderstand nicht überschritten wird (angepasst mit Mörtel und Ziegelfestigkeit). Bei Überschreitung wäre eine Verstärkung der bestehenden Wände erforderlich. Diese Verstärkungsmaßnahmen können eine STB-Vorsatzschale, CFK-Verstärkungen, Torkret oder eventuell Holzbeplankungen sein. Dies ist eine Frage der Ausführungsmöglichkeiten.

Eine Scheibenwirkung der Decke hat mehrere Vorteile:

1. bessere Verteilung der Last, nicht nur auf tragende Wände sondern auch auf die Aussteifungswände (höherer Schubwiderstand)
2. geringere Geschossverschiebungen
3. Möglichkeit eines Dachbodenausbaus in leichter Bauweise und neuer Arbeitshorizont

Außer dem Problem der Ausführung bei der Herstellung steifer Decken, muss darauf geachtet werden, dass durch die Einleitung höherer Lasten in die Wände deren Schubwiderstand nicht überschritten wird. Nötigenfalls haben entsprechende Verstärkungsmaßnahmen zu erfolgen.

Es bestätigt sich die Regel:

Steife Decke → höhere Frequenz → größere Schnittgrößen →

→ mehr Schubwiderstand der Wände erforderlich

Eine Auswechslung aller Holzdecken durch STB-Decken ist nicht immer gerechtfertigt und notwendig. Speziell bei kleineren Gebäuden. Entsprechende Wirkung kann auch mit diversen Stahlverbindungen (Ringanker) als Verbindungen gegenüberliegender Wände erzeugt werden. In Slowenien haben Untersuchungen an Modellen auf Erregertischen (Prof. Tomazevic und andere) gezeigt, dass bei Gebäuden ohne STB-Decke mit bis zu drei Geschossen, entsprechende Stahlverbindungen denselben Effekt erbringen können.

9 LITERATURVERZEICHNIS

[1] P. Smit; *Einsatzkonzept für den Fall eines Erdbebens in der Schweiz*; Nationale Alarmzentrale im Bundesamt für Bevölkerungsschutz; 2004 https://www.naz.ch/de/06_naturgefahren/einsatzkonzept_erdbeben.pdf

[2] B. A. Bolt; *Erdbeben - Eine Einführung*; Springer Verlag; 1984

[3] A. Hettler; Gründung von Hochbauten; Ernst und Sohn Verlag; 2000

[4] ÖNorm B 4015, *Belastungsannahmen im Bauwesen - Außergewöhnliche Einwirkungen - Erdbebeneinwirkungen* - Grundlagen und Berechnungsverfahren; Österreichisches Normungsinstitut; 2002, Vorentwurf B 4015 03/2006

[5] E. Kölz, B. Duvernay; *Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Gebäude*; Bundesamt für Wasser und Geologie; Biel; http://www.bwg.admin.ch/themen/natur/d/pdf/ebvgs_1d.pdf

[6] K. Meskouris, K. Hinzen; *Bauwerke und Erdbeben*; Vieweg Verlag; 2003

[7] D. Schermer; *Verhalten von unbewehrtem Mauerwerk unter Erdbebenbeanspruchung*; Lehrstuhl für Massivbau Institut für Baustoffe und Konstruktion, Technische Universität München; 2004 http://tumb1.biblio.tu-muenchen.de/publ/diss/bv/2004/schermer.pdf

[8] K. Zilch, D. Schermer; *Mauerwerk unter seismischen Einwirkungen*; 2003 http://www.bbr.bund.de/bauwesen/projekte_bauforschung/kurzberichte/berichtsnr2424_mauerwerk.pdf

[9] Eurocode 8, prEN 1998-1, - *Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben*, Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten; European Committee for Standardization; 2003

[10] Gelbdruck der Erdbeben-Norm DIN 4149-1; *Arbeitsgemeinschaft Mauerziegel im Bundesverband der Deutschen Ziegelindustrie e. V.*, AMz-Bericht 12/2002 http://www.poroton.org/berichte/prints/AMZ/2002/dwldpdf/012-2002-erdbeben.pdf

[11] A. Pocanschi, M. Phocas ; *Kräfte in Bewegung*; Teubner Verlag; 2003

[12] R. Flesch; *Baudynamik Praxisgerecht – Band 1 - Berechnungsgrundlagen*; Bauverlag; 1993

[13] H. Bachmann; *Grundsätze für Ingenieure und Architekten für den erdbebengerechten Entwurf von Hochbauten*; Eidgenössische Technische Hochschule (ETH) Zürich; 2001 http://is-beton.epfl.ch/Conference/Bachm2001alld.pdf

[14] T. Wenk; Foliensammlung der Vorlesung, *Erdbebensicherung von Bauwerken zum Kapitel: Erdbebensicherung bestehender Bauwerke*, Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich, Zürich, Januar 2000 http://www.ibk.baum.ethz.ch/publ/Ba/Wen00a.html

9. LITERATURVERZEICHNIS

[15] H. Bachmann; *Erdbebensicherung von Bauwerken*; Birkhäuser Verlag; 1995

[16] Broschüre für Architekten und Ingenieure, *Erdbebensicherheit im Mauerwerksbau* - Internet

[17] ÖNorm B 3350, *Tragende Wände - Bemessung und Konstruktion*; Österreichisches Normungsinstitut; 2003

[18] J. Ambrose, D. Vergun; Design for Earthquakes; John Wiley & Sons Verlag; 1999

[19] Ingenieurbauwesen - Hochbau von Ancic, Fajfar, Petrovic, Szavitz-Nossan und M. Tomazevic

[20] C.V.R. Murty; Indian Institute für Technologie, Kampur, Indien

[21] ÖNorm B 4015, *Belastungsanahmenim Bauwesen – Außergewöhnliche Einwirkungen - Erdbebeneinwirkung*; Österreichisches Normungsinstitut; 01.06.2002

[22] EN 1988-1, *Eurocode 8*; 2004

[23] E. Ramm, Vorlesungsskriptum, Universität Stuttgart, 1997

[24] Versuchsanstalt TU Wien, TVFA Wien

[25] Z. Soric, *Zidane Konstrukcije*, Zagreb, 1999

[26] H. Bachmann, *Erdbeben: Entwurf von Hochbauten – Grundsätze für Ingenieure, Architekten, Bauherren und Behörden*,

[27] Arsenal research - Ausrüstung

10 ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Die Chinesische Mauer 1
Abbildung 2: Größe und Bewegungsrichtung der Platten und erdbebengefährdeten Gebiete der Erde [1] 2
Abbildung 3: Erfasste Epizentren von Erdbeben in Europa, ungefährer Verlauf der Plattengrenze zwischen der Eurasischen und der Afrikanischen Platte sowie Richtung und Driftgeschwindigkeit der Afrikanischen Platte relativ zur Eurasischen (Driftzone) [1] 3
Abbildung 4: Ausbreitung der P-(Primär) und S- (Sekundär) Wellen [2] 4
Abbildung 5: Ausbreitung der Love- und Rayleigh-Wellen [2] 5
Abbildung 6: Prinzipielle Darstellung eines Herdgebietes [1] 6
Abbildung 7: Isolinien der efferktiven horizontalen Beschleunigung in m/s² in Österreich 9
Abbildung 8: Belastung der Wand parallel zur Wandebene (links) und senkrecht dazu (rechts) [20] 11
Abbildung 9: Wichtigkeit einer kraftschlüssigen Eckverbindung zwischen zwei Wänden bei fehlender Schubsteifen Decke oder Ringbalken [20] 11
Abbildung 10: Begrenzung der Wandlängen ohne seitliche Unterstützung [20] 12
Abbildung 11: Erdbebeneinwirkung auf ein Tragwerk [20] 13
Abbildung 12: Kräftefluss zwischen den einzelnen Elementen des Tragwerkes [20] 13
Abbildung 13: Schadensanfälligkeit von Mauerwerksbauten im Vergleich zu anderen Gebäudetypen nach EMS-98 14
Abbildung 14: Schubversagen und typischer Rissverlauf im Mauerwerk [6] 15
Abbildung 15: Reibungsversagen und typischer Rissverlauf im Mauerwerk [6] 15
Abbildung 16: Biegeversagen und typischer Rissverlauf im Mauerwerk [6] 16
Abbildung 17: Schadensformen der Wände durch Bodenbewegung parallel oder senkrecht zur jeweiligen Wandebene [13] 17
Abbildung 18: Entstehung von Druckdiagonalen in den Mauerwerkswänden (links), Versagen des Mauerwerkes durch Gleiten (rechts) [13] 18
Abbildung 19: Negativer Einfluss von Brüstungen in Rahmentragwerken [8] 18
Abbildung 20: Mindestfugenbereiten für Ausfachungswände und Zwischenwände [4] 19
Abbildung 21: Details der Anschlüsse von nichttragenden Wänden an tragende Elementen [16] 19
Abbildung 22: Gemischtes Tragsystem aus Rahmen und tragenden Mauerwerkswänden verhalten sich ungünstig [13] 20
Abbildung 23: Ungünstige Grundrissformen (oben) sollten durch seismische Fugen getrennt werden (unten) [16] 22
Abbildung 24: Der Grundriss von lang gestreckten Gebäuden (oben) sollte unterteilt werden (unten) [16] 22
Abbildung 25: Versatz von Wänden und Stützen im Aufriss sind besonders ungünstig (links) und sollten vermieden werden (rechts) [16] 23
Abbildung 26: Deckensprünge (links) sollten vermieden und durchgehende Deckenscheiben angestrebt werden [16] 23
Abbildung 27: Unterschiedlich hohe Gebäuden sollten durch eine seismische Fuge getrennt werden (rechts) [16] 24
Abbildung 28: Weiche Geschosse sollten vermieden werden [16] 24
Abbildung 29: Erdbebenverhalten eines Tragwerkes in Abhängigkeit vom Tragwiderstand und Duktilität [15] 25

10. ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 30: Grundriss von einem günstigen System (Steifigkeitsachse und Massenachse fallen zusammen) [16] 26
Abbildung 31: Schubwände sollten möglichst am Rande angeordnet werden [16] 27
Abbildung 32: Trennwände (rot eingezeichnet) sollten nicht tragend ausgeführt werden [16] 27
Abbildung 33: Ungünstige und günstige Anordnung von Aussparungen [16] 28
Abbildung 34: Zerteilung der Schubwände durch Öffnungen [16] 29
Abbildung 35: Bedingungen zur Anordnung von Öffnungen in Schubwänden [4] 29
Abbildung 36: Tatsächliche wirksame Länge „e" der Schubwand bei Anordnung von tiefen Schlitzen [16] 30
Abbildung 37: Aus statischer Sicht sind beide Anordnungen gleichwertig [16] 30
Abbildung 38: Exzentrischer Angriffspunkt der Vertikallast in Längsrichtung einer Wand [16] ... 31
Abbildung 39: Unterschiedlicher Schubwiderstand zufolge exzentrischem Angriffspunkt der Vertikallast in Längsrichtung einer Wand [16] 31
Abbildung 40: Exzentrischer Angriffspunkt der Vertikallast in Querrichtung einer Wand [16] 32
Abbildung 41: Eingefasste Mauerwerke [12] 32
Abbildung 42: Bewehrte Mauerwerkswände [13] 34
Abbildung 43: Bewehrte Mauerwerkswände mit Stahlbetonkern (links), aus Schalenbausteinen mit Betonverfüllung (rechts) [11] 34
Abbildung 44: Verbesserung der Erdbebensicherheit durch Änderung des Tragwiderstandes und der Duktilität [14] 37
Abbildung 45: Verbesserung der Erdbebensicherheit durch Änderung der Steifigkeit und des Tragwiderstandes [14] 38
Abbildung 46: Verbesserung der Erdbebensicherheit durch Änderung der Dämpfung [14] 39
Abbildung 47: Trennung des Bauwerkes vom Baugrund durch Basisisolatoren A = erforderliche Fugenbereite zwischen Kellerwände und der umliegenden Erdschicht [18] 41
Abbildung 48: Isolinien der effektiven horizontalen Bodenbeschleunigung in Österreich [21] 45
Abbildung 49: Österreich – Erdbebengefährdungszonen [21] 46
Abbildung 50: Empfohlene elastische Antwortspektren vom TYP 1 (maßgebend in Österreich) für Baugrundklassen A bis E (5 % Dämpfung) 48
Abbildung 51: Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren TYP 2 [22] 49
Abbildung 52: Empfohlene elastische Antwortspektren vom TYP 2 (nicht maßgebend in Österreich) für Baugrundklassen A bis E (5% Dämpfung) [22] 49
Abbildung 53: Koeffizient k_2 des Bauwerkverhaltens (Reaktionskoeffizient) [21] 50
Abbildung 54: Form des elastischen Antwortspektrums [22] 56
Abbildung 55: Übersicht des Antwortspektrenverfahrens [23] 57
Abbildung 56: Übersicht Modales Antwortspektrenverfahren [23] 59
Abbildung 57: Vergleich - Antwortspektrensverfahren und Modale Analyse [23] 60
Abbildung 58: Bauwerksmodellbildung für Erdbebenrechnung [21] 76
Abbildung 59: 3 D Darstellung mit der Breite (B1) und Länge (L1) und Stockzahl (n) 86
Abbildung 60: Ziegelwand 97
Abbildung 61: Diagramm H(KN) – Diff. Versch.(mm) 100
Abbildung 62: Mauerwerk mit verschmatzten STB-Stützen 111
Abbildung 63: Diagramm H(KN) – Diff. Versch.(mm) 112
Abbildung 64: Mauerwerk mit Vorsatzschale 121
Abbildung 65: Mauerwerk mit STB Schale 122
Abbildung 66: Diagramm H(KN) – Diff. Versch.(mm) 123
Abbildung 67: Diagramm H(KN) – Diff. Versch.(mm),Vergleich Versuch-Berechnung 130
Abbildung 68: Diagramm H(KN) – Diff. Versch.(mm),Vergleich – Versuch-Berechnung 131
Abbildung 69: Fehlende Scheibenwirkung bei bestehenden Zwischenwänden 132

10. ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 70: Herstellen der Scheibenwirkung der Holzdecke durch Verschraubung mit Holzplatten 133
Abbildung 71: Eckverstärkung mittels Stahlbetonstöpsel (a) und mittels Flachstahl (b) 136
Abbildung 72: Torkret - Wandverfestigung 137
Abbildung 73: STB-Stöpsel (Bewehrungsführung in den Mauernischen) 138
Abbildung 74: Decke über letztem Vollgeschoß (Projekt DG Neubaugasse 21) 140
Abbildung 75: Durchgehende Zwischenwände (schematisch) 141
Abbildung 76: Anschluss von Geschoßdecken an das Mauerwerk (1) 142
Abbildung 77: Anschluss von Geschoßdecken an das Mauerwerk (2) 142
Abbildung 78: Anschluss von Geschoßdecken an das Mauerwerk (3) 143
Abbildung 79: Anschluss von Geschoßdecken an das Mauerwerk (4) 143
Abbildung 80: Verstärkungsmassnahmen bei fehlender Steifigkeit der Geschossdecke 144
Abbildung 81: kreuzweise CFK-Verstärkung 145
Abbildung 82: CFK-Verstärkungsmaßnahmen 145
Abbildung 83: Victoria – Reaktionsmassenerreger im Probebetrieb 148
Abbildung 84: Transport des Victoria-Reaktionsmassenerregers 148
Abbildung 85: Victoria-Reaktionsmassenerreger im Betrieb 149
Abbildung 86: Schwingungsgeschwindigkeitsaufnehmer Typ Hottinger SMU 30 a im 2. Stock 149
Abbildung 87: Schwingungsgeschwindigkeitsaufnehmer Typ Hottinger SMU 30a im 1. Stock 150
Abbildung 88: Stabkette unter 45° 151
Abbildung 89: Stabkette unter 45° 151
Abbildung 90: Kölblgasse 8; Kellergeschoß (ohne Maßstab) 154
Abbildung 91: Kölblgasse 8; Erdgeschoß (ohne Maßstab) 155
Abbildung 92: Kölblgasse 8; Regelgeschoß (ohne Maßstab 156
Abbildung 93: Kölblgasse 8; Dachgeschoß (ohne Maßstab) 157
Abbildung 94: Fassade-Ansicht, Kölblgasse (ohne Maßstab) 158
Abbildung 95: Schnitt (ohne Maßstab) 158
Abbildung 96: Schwinggeschwindigkeitsaufnehmern Typ Hottinger SMU 30a 159
Abbildung 97: Lage der Aufnahmegeräte 160
Abbildung 98: 1.Schwingungsform - 3,11 HZ 161
Abbildung 99:2.Schwingungsform - 4,29 HZ 161
Abbildung 100: 3.Schwingungsform - 4,82 HZ 162
Abbildung 101: 4.Schwingungsform - 7,33 HZ 162
Abbildung 102: 5.Schwingungsform - 8,97 HZ 163
Abbildung 103:Übersicht - Schwingungsperiode / Periode 163
Abbildung 104: Bossigasse 30; Erdgeschoß (ohne Maßstab) 164
Abbildung 105: Bossigasse 30; 1.Obergeschoß (ohne Maßstab) 165
Abbildung 106: Bossigasse 30; 2.Obergeschoß (ohne Maßstab) 165
Abbildung 107: Bossigasse 30; Dachgeschoß (ohne Maßstab) 166
Abbildung 108:Fassade - Bossigasse 166
Abbildung 109: Fassade – Hietzinger Hauptstrasse 167
Abbildung 110: 1.Schwingungsform - 2,64 HZ 168
Abbildung 111: 2.Schwingungsform - 4,48 HZ 169
Abbildung 112: 3.Schwingungsform - 6,09 HZ 169
Abbildung 113: Übersicht - Schwingungsperiode / Periode 170
Abbildung 114: 3D-Modell 172
Abbildung 115: FM-Modell 172
Abbildung 116: Übersicht - Schwingungsform 173
Abbildung 117: 1. Schwingungsform f=2,889 Hz (T=0,3462 sec) 173
Abbildung 118: 1. Schwingungsform f=2,889 Hz (T=0,3462 sec) 174

10. ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 119: 1. Schwingungsform f=2,889 Hz (T=0,3462 sec) 174
Abbildung 120: 2. Schwingungsform f=2,981 Hz (T=0,3355 sec) 175
Abbildung 121: 2. Schwingungsform f=2,981 Hz (T=0,3355 sec) 175
Abbildung 122: 2. Schwingungsform f=2,981 Hz (T=0,3355 sec) 176
Abbildung 123: 3. Schwingungsform f=3,915 Hz (T=0,2554 sec) 176
Abbildung 124: 3. Schwingungsform f=3,915 Hz (T=0,2554 sec) 177
Abbildung 125: 3. Schwingungsform f=3,915 Hz (T=0,2554 sec) 177
Abbildung 126: 4. Schwingungsform f=9,050 Hz (T=0,1105 sec) 178
Abbildung 127: 4. Schwingungsform f=9,050 Hz (T=0,1105 sec) 178
Abbildung 128: 4. Schwingungsform f=9,050 Hz (T=0,1105 sec) 179
Abbildung 129: 5. Schwingungsform f=10,395 Hz (T=0,0962 sec) 179
Abbildung 130: 5. Schwingungsform f=10,395 Hz (T=0,0962 sec) 180
Abbildung 131: 5. Schwingungsform f=10,395 Hz (T=0,0962 sec) 180
Abbildung 132: Gegenüberstellung der rechnerischen Ergebnissen mit jenen aus den Versuchen 181
Abbildung 133: 3D-Modell 181
Abbildung 134: FM-Modell 182
Abbildung 135: Übersicht - Schwingungsform 182
Abbildung 136: 1. Schwingungsform f=2,58 Hz (T=0,386 sec) 183
Abbildung 137: 1. Schwingungsform f=2,58 Hz (T=0,386 sec) 183
Abbildung 138: 2. Schwingungsform f=3,54 Hz (T=0,2825 sec) 184
Abbildung 139: 2. Schwingungsform f=3,54 Hz (T=0,2825 sec) 184
Abbildung 140: 3. Schwingungsform f=4,456 Hz (T=0,2244 sec) 185
Abbildung 141: 3. Schwingungsform f=4,456 Hz (T=0,2244 sec) 185
Abbildung 142: Gegenüberstellung der rechnerischen Ergebnisse mit jenen aus den Versuchen 186
Abbildung 143: Übersichtstabelle der verschiedenen Federkonstanten 188