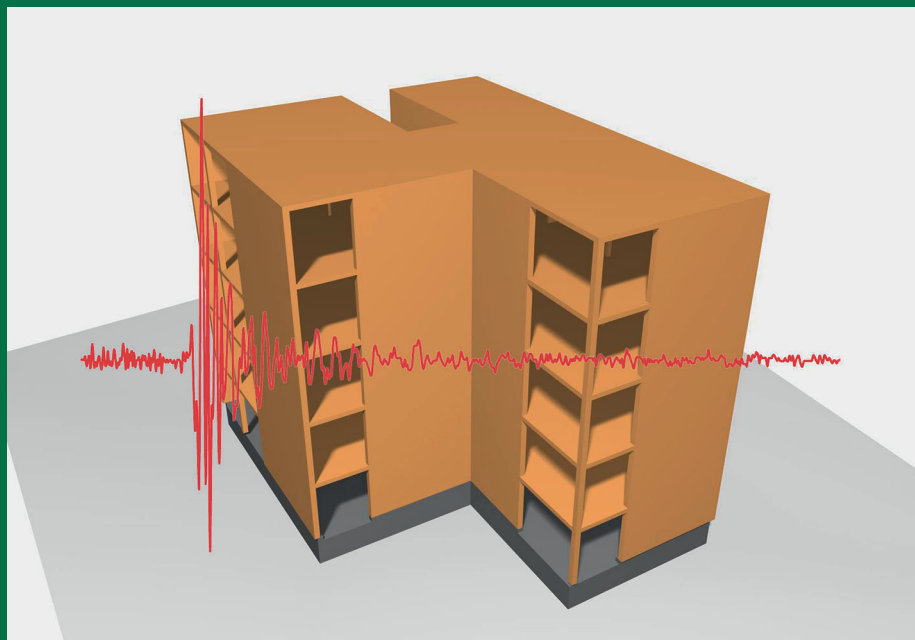


Das Erdbebenverhalten von Hochbauten in Holz-Massivbauweise

Eine vergleichende Betrachtung mit
anderen Massivbauweisen



Institut für Holzbau und Holztechnologie

Graz, Juni 2011

LS1101_Erdbeben_Vergleichsrechnung

Finanzierung



Stora Enso Wood Products GmbH
A-3531 Brand 44
(Finanzierung der Berechnung mit
Stora Enso CLT-Elementen)



TU Graz
Institut für Holzbau und Holztechnologie
A-8010 Graz, Inffeldgasse 24
(Finanzierung der Recherchen, Konzeptionierung,
Berechnung und Ergebnisanalyse)

Autoren

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Gerhard Schickhofer
Institut für Holzbau und Holztechnologie

Dipl.-Ing. Andreas Ringhofer, BSc
Institut für Holzbau und Holztechnologie

Der vorliegende Bericht darf ausschließlich vollinhaltlich und unverändert verbreitet werden. Auszüge und Änderungen bedürfen der Genehmigung des Institutes für Holzbau und Holztechnologie der Technischen Universität Graz.



Kapitel 1:

Einleitung und Zielsetzung

1	Einleitung	2
1.1	Katastrophale Erdbeben der letzten Jahre und ihre Auswirkungen auf Hochbauten	2
1.2	Der Wiederaufbau im Katastrophengebiet am Beispiel L'Aquila	5
1.3	Fazit	7
2	Zielsetzung dieses Berichts	9

Kapitel 2:

Das Beispielgebäude

1	Bautechnische Beschreibung	12
1.1	Gesamtüberblick des Gebäudekonzepts	12
1.2	Bauteilbauten und Fassadenschnitte.....	14
1.2.1	für alle untersuchten Bauweisen angewandte Bauteilbauten	15
1.2.2	Bauteilbauten der Holz-Massivbauweise	16
1.2.3	Bauteilbauten der Stahlbeton-Massivbauweise	19
1.2.4	Bauteilbauten der Ziegel-Massivbauweise	22
2	Nutzungskonzept.....	24

Kapitel 3:

Vordimensionierung des Tragwerks

1	Einleitung	26
2	Ermittlung der vertikalen Einwirkungen	27

2.1	ständige Einwirkungen - Eigengewicht der Aufbauten.....	27
2.1.1	ständige Einwirkungen - Holz-Massivbauweise	27
2.1.2	ständige Einwirkungen - Stahlbetonbauweise	29
2.1.3	ständige Einwirkungen - Ziegel-Massivbauweise	31
2.2	veränderliche Einwirkungen - Nutzlasten	32
2.2.1	Nutzlasten - generell	32
2.2.2	Zuschlag für Eigengewicht versetzbarer Trennwände	32
2.3	veränderliche Einwirkungen - Schneelasten	33
3	Vordimensionierung der Ausführungsvariante in Holz-Massivbauweise	34
3.1	Vorbemessung der BSP-Deckenelemente	34
3.2	Vordimensionierung der Wandscheiben.....	35
3.2.1	Ermittlung der maßgebenden Wandscheibe	35
3.2.2	Ermittlung der Bemessungsschnittgrößen	38
3.2.3	Bestimmung der elastischen Verzweigungsformen für den Euler-Fall II	38
3.2.4	Ermittlung der ideellen elastischen Knicklast	39
3.2.5	Stabilitätsnachweis	40
3.3	Zusammenfassung der verwendeten BSP-Bauteile für die Wände und Decken	41
4	Vordimensionierung der Ausführungsvariante in Betonbauweise. 42	
4.1	Vorbemessung der Stahlbetondecke	42
4.2	Vorbemessung der Wandscheiben	43
5	Vordimensionierung der Ausführungsvariante in Ziegel-Massivbauweise	45
5.1	Vorbemessung der STB-Decken	45
5.2	Vorbemessung der Wandscheiben	45

Kapitel 4:

Ermittlung erdbebenrelevanter Kenndaten

1	Einleitung.....	48
2	Lage des Gebäudes.....	49
2.1	Erläuterung des Ansatzes einer erhöhten	

	Bodenbeschleunigung a_g	49
2.2	Baugrundbeschaffenheit für den gewählten, fiktiven Standort	49
3	Ermittlung der relevanten Baustoffkenndaten für den außergewöhnlichen Lastfall „Erdbeben“	50
3.1	Baustoffkenndaten für die Holz-Massivbauweise	50
3.2	Baustoffkenndaten für die Betonbauweise	51
3.3	Baustoffkenndaten für die Ziegel-Massivbauweise	52
4	Einwirkungskombinationen für die außergewöhnliche Bemessungssituation „Erdbeben“	54
5	Ermittlung der mitschwingenden Gebäudemassen	55
5.1	Massenermittlung der Ausführungsvariante in Holz-Massivbauweise	55
5.2	Massenermittlung der Ausführungsvariante in Stahlbetonbauweise	56
5.3	Massenermittlung der Ausführungsvariante in Ziegel-Massivbauweise	57
5.4	Vergleich der Gebäudegesamtmassen der einzelnen Ausführungsvarianten	57
6	Überprüfung der Regelmäßigkeitskriterien im Grund- und Aufriss	59
6.1	Kriterien für Regelmäßigkeit im Grundriss	59
6.1.1	Kompaktheit der Grundrissform	59
6.2	Kriterien für Regelmäßigkeit im Aufriss	60
6.2.1	durchgehende Aussteifungssysteme	60
6.2.2	Verlauf der Horizontalsteifigkeit und Geschossmasse über die Geschosshöhe	60
6.2.3	Regelungen für Rahmentragwerke	60
6.2.4	Regelungen für Rücksprünge	61
6.3	Wahl des Berechnungsverfahrens	61

Kapitel 5:

Erdbebenberechnung der Ausführungsvariante in Holz-Massivbauweise

1	Einleitung.....	64
2	Ermittlung der Grundperioden mit Hilfe eines räumlichen Stab-Platten-Modells	65
2.1	Allgemeines	65
2.2	Bestimmung der einzugebenden Kenngrößen	65
2.2.1	Eingabe der Deckenelemente als orthotrope Platten	66
2.2.2	Eingabe der Wandscheiben als Biegestäbe	68
2.2.3	Eingabe der Anschlussparameter	69
2.2.4	Erfassung der Gebäudemasse	82
2.3	Grundperioden des 1. Iterationsschrittes	82
3	Ermittlung der Erdbebenersatzkräfte.....	84
3.1	Ermittlung der Parameter des Bemessungsspektrums für den fiktiven Standort	84
3.2	Festlegung des Verhaltensbeiwertes q	84
3.3	Graphische Darstellung des Bemessungsspektrums für lineare Berechnungen	84
3.4	Resultierende Gesamterdbebenkraft	85
3.5	Aufteilung der Gesamterdbebenkraft auf die Geschosse	86
4	Ermittlung der Wandschnittgrößen aufgrund der außergewöhnlichen Bemessungssituation „Erdbeben“	88
4.1	Berechnung der Koordinaten des Steifigkeitsmittelpunktes im Grundriss	88
4.1.1	Ermittlung der horizontalen Gesamtsteifigkeiten der Tragwände	88
4.2	Berücksichtigung der Torsionswirkung - Ermittlung zusätzlicher Ausmitten	91
4.3	Aufteilung der Erdbebenersatzkräfte auf die Tragwände	93
4.4	Ermittlung der Wandschnittgrößen zufolge der aufgeteilten Erdbebenersatzkräfte	94
4.4.1	Systemparameter für die Berechnung	94
4.4.2	geschossweise Ermittlung der Wandbeanspruchungen	95
4.4.3	Ermittlung der maßgebenden Tragwandschnittgrößen	97

4.5	Kontrolle der Tragfähigkeit der Verbindungsmittel	99
4.5.1	Schubtragfähigkeit der Anschlussfugen	99
4.5.2	Momententragfähigkeit der Anschlussfugen	100
5	Neuberechnung des 2. Iterationsschrittes.....	103
5.1	Neu berechnete Grundperioden	103
5.2	Erdbebeneersatzkräfte für den 2. Iterationsschritt	104
5.3	Berücksichtigung von Effekten nach Theorie 2. Ordnung.....	104
5.4	Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit	106
5.5	Vergleich mit den Ergebnissen des modalen Antwortspektrenverfahrens	107
6	Schubnachweis der maßgebenden Wandscheibe	110
6.1	Schubnachweis der Wand 1y im Erdgeschoss.....	110
6.2	Hierarchie der Tragwiderstände	111

Kapitel 6:

Erdbebenberechnung der Ausführungsvariante in Stahlbeton-Massivbauweise

1	Einleitung	114
2	Ermittlung der Grundperioden mit Hilfe eines räumlichen Stab-Plat- ten-Modells	115
2.1	Allgemeines	115
2.2	Bestimmung der einzugebenden Kenngrößen	115
2.2.1	Eingabe der Decken als orthotrope Flächen	116
2.2.2	Eingabe der Wandscheiben als Biegestäbe	117
2.2.3	Eingabe der Anschlussparameter	118
2.2.4	Erfassung der Gebäudemasse	118
2.3	Ermittelte Grundperioden des Programms	119
3	Ermittlung der Erdbebeneersatzkräfte	120
3.1	Ermittlung der Parameter des Bemessungsspektrums für den fiktiven Stand- ort	120
3.2	Festlegung des Verhaltensbeiwertes q	120

3.3	Graphische Darstellung des Bemessungsspektrums für lineare Berechnungen	121
3.4	Resultierende Gesamterdbebenkraft	122
3.5	Aufteilung der Gesamterdbebenkraft auf die Geschosse	123
4	Ermittlung der Wandschnittgrößen aufgrund der außergewöhnlichen Bemessungssituation „Erdbeben“	124
4.1	Berechnung der Koordinaten des Steifigkeitsmittelpunktes im Grundriss	124
4.1.1	Ermittlung der horizontalen Gesamtsteifigkeiten der Tragwände	124
4.2	Berücksichtigung der Torsionswirkung - Ermittlung zusätzlicher Ausmitten	127
4.3	Aufteilung der Erdbebenersatzkräfte auf die Tragwände	129
4.4	Ermittlung der Wandschnittgrößen zufolge der aufgeteilten Erdbebenersatzkräfte	130
4.5	Berücksichtigung von Effekten nach Theorie 2. Ordnung.....	132
4.6	Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	134
4.7	Hierarchie der Tragwiderstände	135

Kapitel 7:

Erdbebenberechnung der Ausführungsvariante in Ziegel-Massivbauweise

1	Einleitung.....	140
2	Ermittlung der Grundperioden mit Hilfe eines räumlichen Stab-Platten-Modells	141
2.1	Allgemeines	141
2.2	Bestimmung der einzugebenden Kenngrößen.....	141
2.2.1	Eingabe der Decken als orthotrope Flächen	142
2.2.2	Eingabe der Wandscheiben als Biegestäbe	142
2.2.3	Eingabe der Anschlussparameter	143
2.2.4	Erfassung der Gebäudemasse	143
2.3	Ermittelte Grundperioden des Programms.....	143
3	Ermittlung der Erdbebenersatzkräfte.....	144
3.1	Ermittlung der Parameter des Bemessungsspektrums für den fiktiven Standort	144

3.2	Festlegung des Verhaltensbeiwertes q und Kontrolle der Konstruktionsregeln	144
3.3	Graphische Darstellung des Bemessungsspektrums für lineare Berechnungen	146
3.4	Resultierende Gesamterdbebenkraft	147
3.5	Aufteilung der Gesamterdbebenkraft auf die Geschosse.....	148
4	Ermittlung der Wandschnittgrößen aufgrund der außergewöhnlichen Bemessungssituation „Erdbeben“	149
4.1	Berechnung der Koordinaten des Steifigkeitsmittelpunktes im Grundriss	149
4.1.1	Ermittlung der horizontalen Gesamtsteifigkeiten der Tragwände	149
4.2	Berücksichtigung der Torsionswirkung - Ermittlung zusätzlicher Ausmitten	152
4.3	Aufteilung der Erdbebenersatzkräfte auf die Tragwände	153
4.4	Ermittlung der Wandschnittgrößen zufolge der aufgeteilten Erdbebenersatzkräfte	155
4.5	Berücksichtigung von Effekten nach Theorie 2. Ordnung.....	157
4.6	Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit	159

Kapitel 8:

Zusammenfassung

1	Einleitung	164
2	Anmerkungen zur Modellbildung und Berechnung	165
2.1	mitwirkende Plattenbreiten - Flanschwirkung von Querwänden	165
2.2	Problem der anzusetzenden Steifigkeiten	165
2.3	Modellierung der Anschlusssteifigkeit.....	165
2.4	Wahl der Berechnungsmethode	165
3	Vergleich relevanter Ergebnisse	167
3.1	Vergleich der seismischen Massen und der Konstruktionsmassen.....	167
3.2	Vergleich der ermittelten Grundperioden	168
3.3	Vergleich der horizontalen Erdbebenersatzkräfte	169
3.4	Vergleich der Schnittgrößen der Wand $3y$	170

3.5	Vergleich des Materialwiderstandes auf Schubbeanspruchung	171
4	Resümee	172

Anhang

1	Anhang A - CLT-Desinger Protokolle	176
1.1	Protokoll zur Berechnung des Einfeldträgersystems in der Vordimensionierung	176
1.2	Protokoll zur Berechnung des Dreifeldträgersystems in der Vordimensionierung	183
1.3	Protokoll zur Berechnung der Schubtragfähigkeit des Wandelementes	190
2	Berechnungsprotokoll des verwendeten Mauersteins	194

Literaturverzeichnis

Einleitung und Zielsetzung

1 Einleitung

1.1 Katastrophale Erdbeben der letzten Jahre und ihre Auswirkungen auf Hochbauten

Nach den Ereignissen in den ersten Monaten des Jahres 2011 hinsichtlich weltweiter Naturkatastrophen kann bereits zu diesem Zeitpunkt davon ausgegangen werden, dass dieses Jahr 2011 aus sehr tragischen Gründen einen besonderen Eintrag in den Geschichtsbüchern finden wird. Als am 11. März 2011 die Erde im pazifischen Ozean nur wenige Kilometer von der japanischen Inselgruppe entfernt mit einer Stärke von 9,0 zu beben begann, war sich noch niemand über die verheerenden Auswirkungen dieses Ereignisses bewusst [29]. Der dadurch ausgelöste Tsunami verwüstete eine Fläche von insgesamt 470 km², forderte tausende Todesopfer und eine noch viel größere Zahl an Obdachlosen sowie in weiterer Folge einen Super-GAU im Atomkraftwerk Fukushima 1 mit noch nicht abschätzbaren Auswirkungen für die Zukunft [37].

Etwa zwei Wochen zuvor forderte ein Erdbeben der Stärke 6,3 in der Stadt Christchurch in Neuseeland und mehr als 200 Todesopfer, machte ungefähr 5000 Häuser unbewohnbar und verursachte einen unmittelbaren Schaden von ca. 13 Milliarden Dollar [29]. Dieses Erdbeben fand aufgrund seiner regionalen Schadensbeschränkung nur einen vergleichsweise geringen Wiederklang in der europäischen Medienlandschaft und wurde Anfang März durch die Ereignisse in Japan gänzlich aus den Schlagzeilen verdrängt.

Die Auswirkungen auf Hochbauten waren jedoch bei diesem Erdbeben besonders stark und können durch den Umstand, dass dort kein Tsunami auftrat, direkt auf das Erdbebenereignis zurück geführt werden. Die Beurteilung der (Erschütterungs-)Intensität, welche in der Regel zur Einstufung der Schäden zufolge Erdbeben heran gezogen wird, erfolgte für das Christchurch-Beben anhand der Modified-Mercalli-Intensity-Scale (MMI) und wurde mit der Stufe IX (von XII) bewertet [29]. Dies bedeutet im Wesentlichen, dass selbst Gebäude mit guter Bauweise bzw. erdbebengerechter Bauart beträchtliche Schäden erleiden, welche bis zum teilweisen Einsturz des Gebäudes führen können. Weiters ist es möglich, dass Häuser von ihren Fundamenten verschoben werden, sowie Schäden an unterirdischen Rohrleitungen auftreten können und Risse im Erdboden entstehen [38]. Die folgenden Abbildungen verdeutlichen bzw. begründen diese Einstufung.

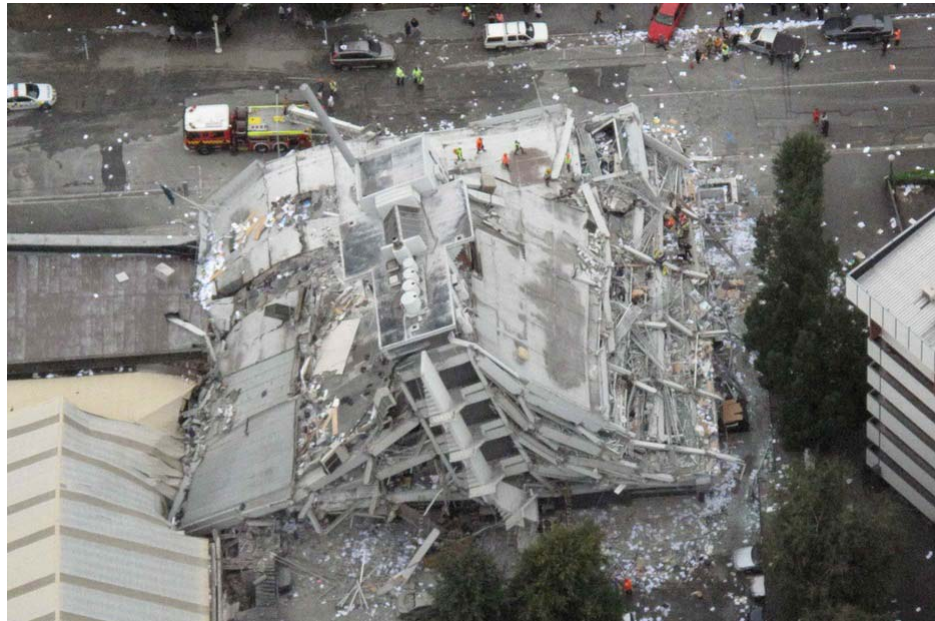


Abb. 1.1 Totaleinsturz eines Stahlbeton-Skelettbaus [39]



Abb. 1.2 teilweiser Einsturz eines Gebäudes in Ziegel-Massivbauweise mit Holzdecken [39]



Abb. 1.3 erhebliche Schäden eines Einfamilienhauses in Holz-Leichtbauweise mit Ausfachungsmauwerk und „schwerer“ Dacheindeckung [39]

Dass die Naturkatastrophe „Erdbeben“ auch in Mitteleuropa auftreten kann, wurde am 6. April 2009 in Mittelitalien auf tragische Art und Weise bestätigt. Damals wurde die Stadt L’Aquila von einem der schwersten Erdbeben der letzten Jahrzehnte in Europa erschüttert. Es wies eine Stärke von 5,8 auf und forderte 297 Tote [32]. Die 67.500 Menschen, welche direkt nach dem Beben vom Zivilschutz versorgt werden mussten, warten teilweise noch immer auf den Wiederaufbau ihrer Wohnstätten [40]. Neben der totalen Verwüstung des historischen Stadtkerns waren auch viele Dörfer in der näheren Umgebung des Epizentrums betroffen. Die folgende Abbildung zeigt die Lage des Epizentrums und die Entfernung zu den umliegenden Wohngebieten.

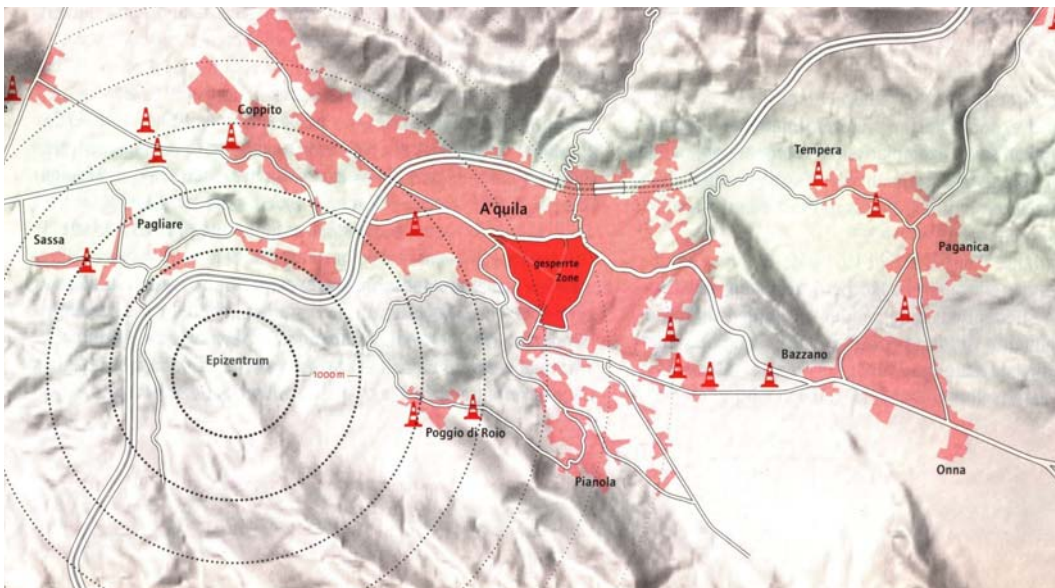


Abb. 1.4 Lage des Epizentrums des L’Aquila-Bebens und betroffene Bereiche [33]
(roter Bereich = bewohntes Gebiet, Bauhütchen = betroffene Ortschaft)

Dieses Erdbeben wurde damals in die Stufe IX nach der EMS-98 (europäische makroseismische Skala) eingestuft und wird als „zerstörend“ beschrieben. Dieses Schadensniveau an der Baustruktur wird auch nach dieser Skala als beträchtlicher Schaden bis hin zum TotalEinsturz definiert. Die folgende Abbildung zeigt das verwüstete Bergdorf Onna, welches besonders stark in Mitleidenschaft gezogen wurde [33].



Abb. 1.5 Luftaufnahme des Bergdorfes Onna nach dem verheerenden Erdbeben [40]

Dieses einführende Kapitel abschließend sollen noch die Erdbeben in Haiti im Jänner 2010 und in Chile im Februar 2010 erwähnt werden, da diese ebenfalls sehr hohe Zahlen an Todesopfern und Obdachlosen verursachten.

Die Liste an schweren Erdbeben und ihre tragischen Auswirkungen auf die ansässige Bevölkerung und die vorhandene Bausubstanz ließe sich beliebig fortsetzen und vertiefen.

1.2 Der Wiederaufbau im Katastrophengebiet am Beispiel L'Aquila

Aufgrund der hohen Anzahl an Obdachlosen als Folge des Erdbebens im April 2009 wurde seitens des italienischen Zivilschutzes schnell reagiert und bereits im darauf folgenden Mai der Wiederaufbau von Wohngebäuden mit insgesamt 150 Objekten ausgeschrieben. Diese neuen Wohnbauten mussten in Punkto Nachhaltigkeit, Erdbebensicherheit, Umweltverträglichkeit und vor allem Bauzeit sehr hohen Kriterien entsprechen. Als Finalisierungstermin wurde etwa Ende Oktober 2009 festgelegt, das bedeutet eine Bauzeit von weniger als 4 Monaten (bei Einhaltung der üblichen Ausschreibungs- und Vergabefristen) [33].

Die genannten hohen Anforderungen konnten nur mit Bauweisen mit hohem Vorfertigungsgrad zufriedenstellend gelöst werden und endeten in der Tatsache, dass für mehr als die Hälfte dieser 150 Wohnbauten Holzbau-Varianten den Zuschlag bekamen. 15 Objekte wurden vollständig in Holz-Massivbauweise errichtet, der Rest in Holz-Leichtbauweise oder als Kombination der beiden Bauweisen. Die folgenden Abbildungen zeigen den Bauablauf eines Beispiels in Holz-Massivbauweise sowie das fertig gestellte Objekt [33].

Insgesamt wurden im Rahmen dieses Projektes ca. 11.000 m³ Brettsperrholz verbaut, welche in Österreich hergestellt und von dort mit LKW's zu den Baustellen transportiert worden sind.



Abb. 1.6 Montage eines Stiegenhauses mit einem Liftkern aus Brettsperrholz [41]



Abb. 1.7 Großaufnahme der fertig gestellten Wohnhäuser in Holz-Massivbauweise [41]



Abb. 1.8 fertig gestelltes Wohngebäude in Holz-Massivbauweise [41]

Zum Abschluss dieses Abschnitts und zur Verdeutlichung der außerordentlich kurzen Bauzeit zeigt die folgende Abbildung die Zeitachse vom Tag des Erdbebens bis hin zur Fertigstellung einer Wohneinheit [33].



Abb. 1.9 Zeitachse vom Erdbeben bis zum Wiederaufbau, nach [33]

1.3 Fazit

Aus den, in den vorherigen Abschnitten angeführten Informationen kann für den planenden Ingenieur, das ausführende Baugewerbe und die Bauindustrie der Rückschluss gezogen werden, dass für Bauwerke in erdbebengefährdeten Gebieten zwei wesentliche Anforderungsbereiche betrachtet werden müssen:

- Der eine Aspekt betrifft die Ermöglichung einer erdbebengerechten Konstruktionsphilosophie für Bauten in Erdbebenregionen mit dem Ziel, bei einem Starkbebenereignis die Anzahl der Todesopfer und die Schäden an der Bausubstanz soweit als möglich zu minimieren.
- Der zweite Bereich betrifft den Wiederaufbau der Wohnmöglichkeiten für die Bevölkerung sowie der notwendigen baulichen Infrastruktur. Hier geht es neben der Erdbebensicherheit (Gefahr von Nachbeben und weiteren Starkbebenereignissen in der Zukunft) vor allem um die möglichst kurzen Bauzeiten unter schwierigen Randbedingungen.

Werden diese beiden Aspekte zusammengeführt, kristallisieren sich jene Bauweisen heraus, die einerseits durch ihre Robustheit und Tragfähigkeit und andererseits durch ihre kurze Montagezeit überzeugen.

Die Holz-Massivbauweise unter Verwendung von scheiben- und plattenförmigen Elementen aus Brettsperrholz für Wand- und Deckenaufbauten mit Bauhöhen bis zu 10 Geschossen vereint diese positiven Eigenschaften und stellt über dies noch eine äußerst umweltbewusste, weil aus nachwachsenden Rohstoffen hergestellte, Bauweise dar.

2 Zielsetzung dieses Berichts

Ziel dieses Berichts ist es, die Erdbebentauglichkeit an Hand der „Erdbeben“-Berechnung eines (Wohn-) Gebäudes in Holz-Massivbauweise zu überprüfen und diese mit zwei weiteren gängigen mineralischen Massivbauweisen zu vergleichen. Dafür werden die Stahlbetonbauweise und die Ziegel-Massivbauweise vergleichend betrachtet.

Dazu wird die Nachweisführung des Beispielgebäudes mit der derzeit gültigen ÖNORM EN 1998-1:2005 [18] bzw. dem zugehörigen nationalen Anhang, der ÖNORM B 1998-1:2006 [19] für die außergewöhnliche Bemessungssituation „Erdbeben“ durchgeführt. Um die Auswirkungen dieser Einwirkung auf die drei unterschiedlichen Bauweisen gegenüberstellen zu können, erfolgt zuvor eine Vordimensionierung der einzelnen Komponenten (im Wesentlichen Wandscheiben und Deckenplatten) auf die vertikalen Einwirkungen zufolge Eigengewicht, Nutzlasten und Schneelasten.

Einen weiteren Punkt im Zuge der Überprüfung der Erdbebentauglichkeit des Gebäudes bildet die Kontrolle der Regelmäßigkeitskriterien im Grund- und Aufriss, welche in weiterer Folge einen entscheidenden Einfluss auf die Berechnungen haben werden.

Die abschließende Bemessung der primären seismischen Bauteile (in diesem Beispiel die aussteifenden Wandscheiben) erfolgt ebenfalls mit der in Österreich aktuell gültigen Eurocode-Normenreihe für die

- Holz-Massivbauweise:
ÖNORM EN 1995-1-1:2009 [10] bzw.
ÖNORM B 1995-1-1:2010 [11]

bzw. die

- Stahlbetonbauweise:
ÖNORM EN 1992-1-1:2009 [8] bzw.
ÖNORM B 1992-1-1:2007 [9]

und die

- Ziegel-Massivbauweise:
ÖNORM EN 1992-1-1:2009 [8] bzw.
ÖNORM B 1992-1-1:2007 [9],
ÖNORM EN 1996-1-1:2009 [14] bzw.
ÖNORM B 1996-1-1:2009 [15],
ÖNORM EN 1996-3:2009 [16] bzw.
ÖNORM B 1996-3:2009 [17]

jeweils im Einklang mit den Vorgaben aus der oben angeführten Erdbebennormenreihe EN 1998.

Das Beispielgebäude

1 Bautechnische Beschreibung

1.1 Gesamtüberblick des Gebäudekonzepts

Für die Untersuchungen in den folgenden Abschnitten wurde ein fünfgeschossiges Beispielgebäude ausgewählt, welches ohne Untergeschoss auf einer fugenlosen Fundamentplatte aus Stahlbeton gegründet wird. Die folgende Abbildung zeigt die den Grundriss des Erdgeschosses bildenden Wände, Stützen und Unterzüge.

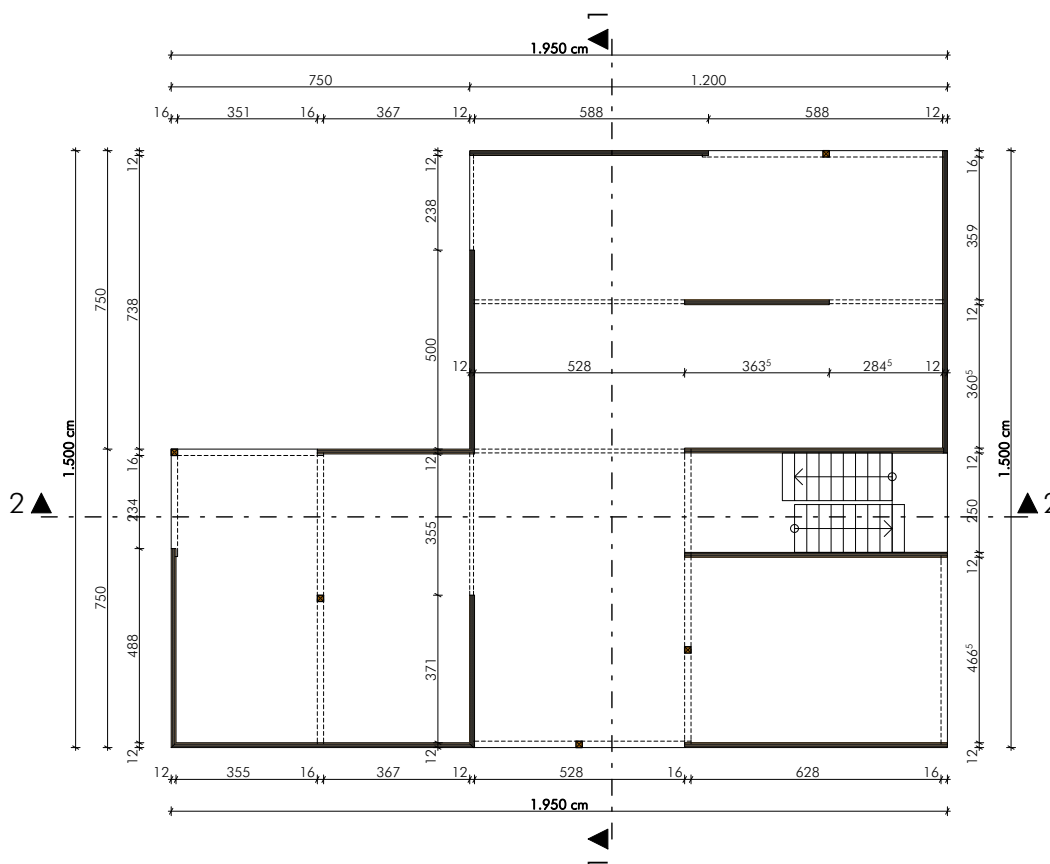


Abb. 1.1 Grundriss des Erdgeschosses des Beispielgebäudes

Wie in Abb. 1.1 dargestellt, handelt es sich beim untersuchten Baukörper um einen L-förmigen Grundriss mit den Außenabmessungen von 19,50 x 15,00 m. Dieser Grundriss kann grob in drei Bereiche unterteilt werden (siehe dazu die Erläuterungen in Abschnitt 2).

Die Erschließung erfolgt über das zweiläufige Stiegenhaus, welches an der rechts liegenden Außenwand angeordnet ist. Der Großteil der vertikal lastabtragenden Bauteile wird

durch die dargestellten Wandscheiben gebildet, die als primäre seismische Bauteile zur Abtragung von horizontalen Einwirkungen herangezogen werden dürfen.

Anmerkung: Als primäre seismische Bauteile werden gemäß ÖNORM EN 1998-1:2005 [18] jene Bauteile bezeichnet, welche das Tragsystem zur Weiterleitung von horizontalen Kräften in die Fundamente bilden. Für diese Bauteile gelten die Regeln in den Abschnitten 5 bis 9 in [18] für unterschiedliche Materialien.

Dem Tragverhalten dieser Wandscheiben gilt das primäre Interesse dieses Berichts. Sie werden je nach Variante aus Brettsperrholz, Stahlbeton oder Ziegelmauerwerk hergestellt.

Neben den Wandscheiben dienen die dargestellten Unterzüge (strichliert) und Stützen ebenfalls zur Lastverteilung und Abtragung von vertikalen Beanspruchungen. Diese werden jedoch im Gegensatz zu den Wandscheiben als sekundäre seismische Bauteile definiert und spielen im Tragsystem zur Abtragung horizontaler Kräfte keine wesentliche Rolle.

Die Deckenplatten, gemäß Abb. 1.1 als statische Einfeld- bzw. Mehrfeldsysteme ausgelegt, dienen einerseits zur Verteilung und Abtragung der vertikalen Kräfte auf die Wandscheiben, Unterzüge und Stützen (Plattenwirkung aus der Deckenebene). Andererseits wirken sie als schubsteife Scheiben zur Verteilung der horizontalen Lasten auf die Wandscheiben, die als in den Massenmittelpunkten der jeweiligen Geschosdecken wirkend angenommen werden (Scheibenwirkung in der Deckenebene). Dementsprechend müssen die Deckenplatten, je nach Variante aus Brettsperrholz oder Stahlbeton (Ortbeton) ausgebildet werden.

Die folgende Abbildung zeigt den Systemschnitt 1-1 der Rohbaukonstruktion erneut exemplarisch in Holz-Massivbauweise.

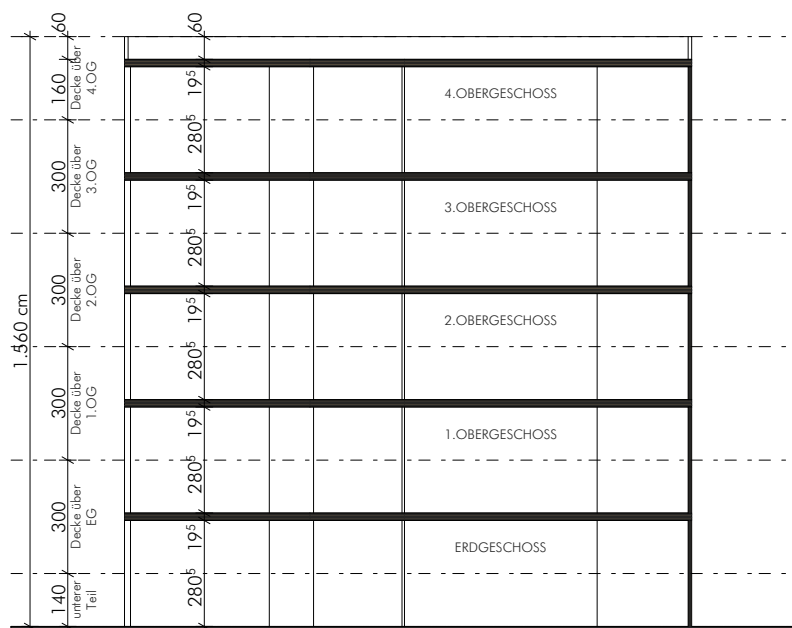


Abb. 1.2 Systemschnitt 1-1 des Beispielgebäudes

Wie aus Abb. 1.2 zu entnehmen ist, wurde für sämtliche Geschosse eine Geschosshöhe von rund 3,00 m gewählt, die sich aus einer lichten Höhe von rund 2,80 m und einer Deckenstärke von rund 0,20 m zusammensetzt. Unter Miteinbeziehung einer 0,60 m hohen Attika kann die Gesamthöhe des Gebäudes H mit rund 15,60 m beziffert werden. Für die weiteren Betrachtungen wurde eine vertikale Deckeneinflusshöhe h ermittelt, die für die Zwischengeschossdecken ebenfalls 3,00 m beträgt.

Anmerkung: Die Annahme einer Deckeneinflusshöhe h ist notwendig, da im Zuge der Erdbebenberechnung die Geschossmassen als in der Ebene der jeweiligen Geschossdecke wirkend angenommen werden.

Abschließend stellt die folgende Abbildung eine Visualisierung der 3D-Tragstruktur - abermals in Holz-Massivbauweise - dar.

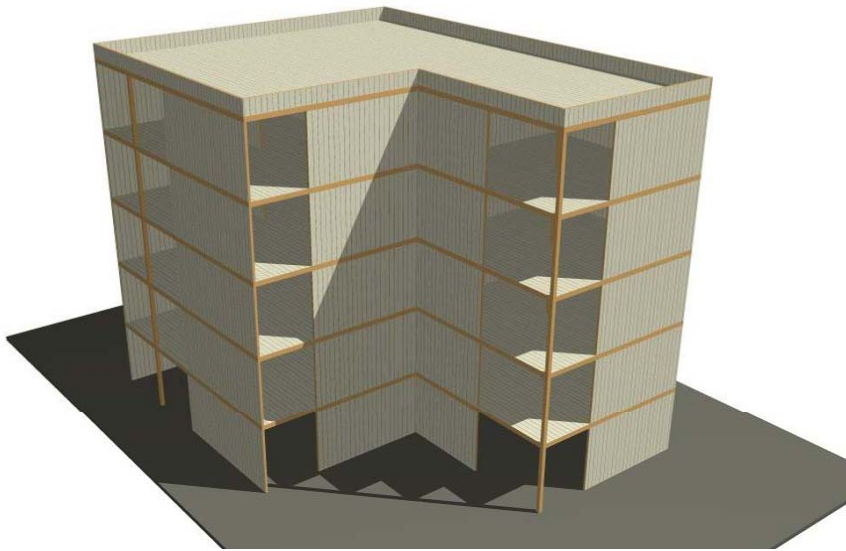


Abb. 1.3 3D-Tragstruktur des Beispielgebäudes

1.2 Bauteilaufbauten und Fassadenschnitte

Um die Vergleichbarkeit hinsichtlich der Ermittlung und Gegenüberstellung der seismisch aktiven Massen der drei Varianten gewährleisten zu können, wurde darauf geachtet, dass die Bauteilaufbauten (vor allem jene der Geschoßdecken) in etwa die gleichen Auflasten aufweisen. Die Abweichungen der Aufbauten unter den bearbeiteten Varianten resultieren im Wesentlichen aus den unterschiedlichen Konstruktionsanforderungen. Die folgenden Tabellen und Abbildungen sind nach den drei Bauweisen geordnet und geben einen Überblick über die verwendeten Aufbauten.

Anmerkung: Die folgenden Bauteilaufbauten wurden für dieses Berechnungsbeispiel angenommen und stellen keine Standardlösungen der jeweiligen Bauweise dar.

1. 2. 1 für alle untersuchten Bauweisen angewandte Bauteilaufbauten

Die Aufbauten „Bodenplatte-Stahlbeton“ und „Innenwand nicht-tragend“ sind für sämtliche Varianten ident und daher zuerst angeführt.

Bodenplatte-Stahlbeton		
lfd.Nr.	Schicht	Dicke [mm]
1	Klebeparkett	10
2	Zementestrich	60
3	PAE-Folie	-
4	Trittschalldämmung TPD	30
5	EPS	100
6	Schüttung (Splitt gebunden)	50
7	Stahlbetonplatte	300
Summe [mm]		550

Tab. 1.1 Bauteilaufbau „Bodenplatte-Stahlbeton“

Innenwand nicht-tragend		
lfd.Nr.	Schicht	Dicke [mm]
1	Gipskartonplatte	12,5
2	Mineralwolle, dazw. Leichtmetallsteher	100
3	Gipskartonplatte	12,5
Summe [mm]		125

Tab. 1.2 Bauteilaufbau „Innenwand nicht-tragend“

1. 2. 2 Bauteilaufbauten der Holz-Massivbauweise

- Deckenaufbauten

H01		
Zwischendecke Holz-Massivbauweise		
lfd.Nr.	Schicht	Dicke [mm]
1	Klebeparkett	10
2	Zementestrich	60
3	PAE-Folie	-
4	Trittschalldämmung TPD	30
5	Schüttung (Splitt gebunden)	60
6	PAE-Folie	-
7	Brettsper Holz 196 mm, L5s	196
8	abgehängte Decke (Gipskarton)	95
Summe [mm]		451

Tab. 1.3 Bauteilaufbau „Zwischendecke Holz-Massivbauweise“

H02		
Flachdach Holz-Massivbauweise		
lfd.Nr.	Schicht	Dicke [mm]
1	Extensivsubstrat (Vegetationsschicht)	90
2	Schutz-, Drän- und Filterschicht	30
3	Dachhaut (PVC-frei)	10
4	Vlies	-
5	Holzschalung	20
6	Wärmedämmfilz, dazw. Lattung	250
7	Dampfbremse/prov. Dachabdichtung	-
8	Brettsper Holz 196 mm, L5s	196
9	abgehängte Decke (Gipskarton)	95
Summe [mm]		691

Tab. 1.4 Bauteilaufbau „Flachdach Holz-Massivbauweise“

- Wandaufbauten

H03 Außenwand Holz-Massivbauweise		
lfd.Nr.	Schicht	Dicke [mm]
1	Fassadenplatte	15
2	Konterlattung/Hinterlüftung	40
3	Fassadendämmplatte kaschiert, dazw. Lattung	160
4	Brettsper Holz 95 mm, L5s	95
5	Gipskartonplatte	15
Summe [mm]		325

Tab. 1.5 Bauteilaufbau „Außenwand Holz-Massivbauweise“

H04 Innenwand Holz-Massivbauweise		
lfd.Nr.	Schicht	Dicke [mm]
1	Gipskartonplatte	15
2	Brettsper Holz L5s	95
3	Gipskartonplatte	15
Summe [mm]		125

Tab. 1.6 Bauteilaufbau „Innenwand Holz-Massivbauweise“

Auf der folgenden Seite ist die Situierung der einzelnen Aufbauten anhand eines Fassadenschnittes für die Holz-Massivbauweise dargestellt.

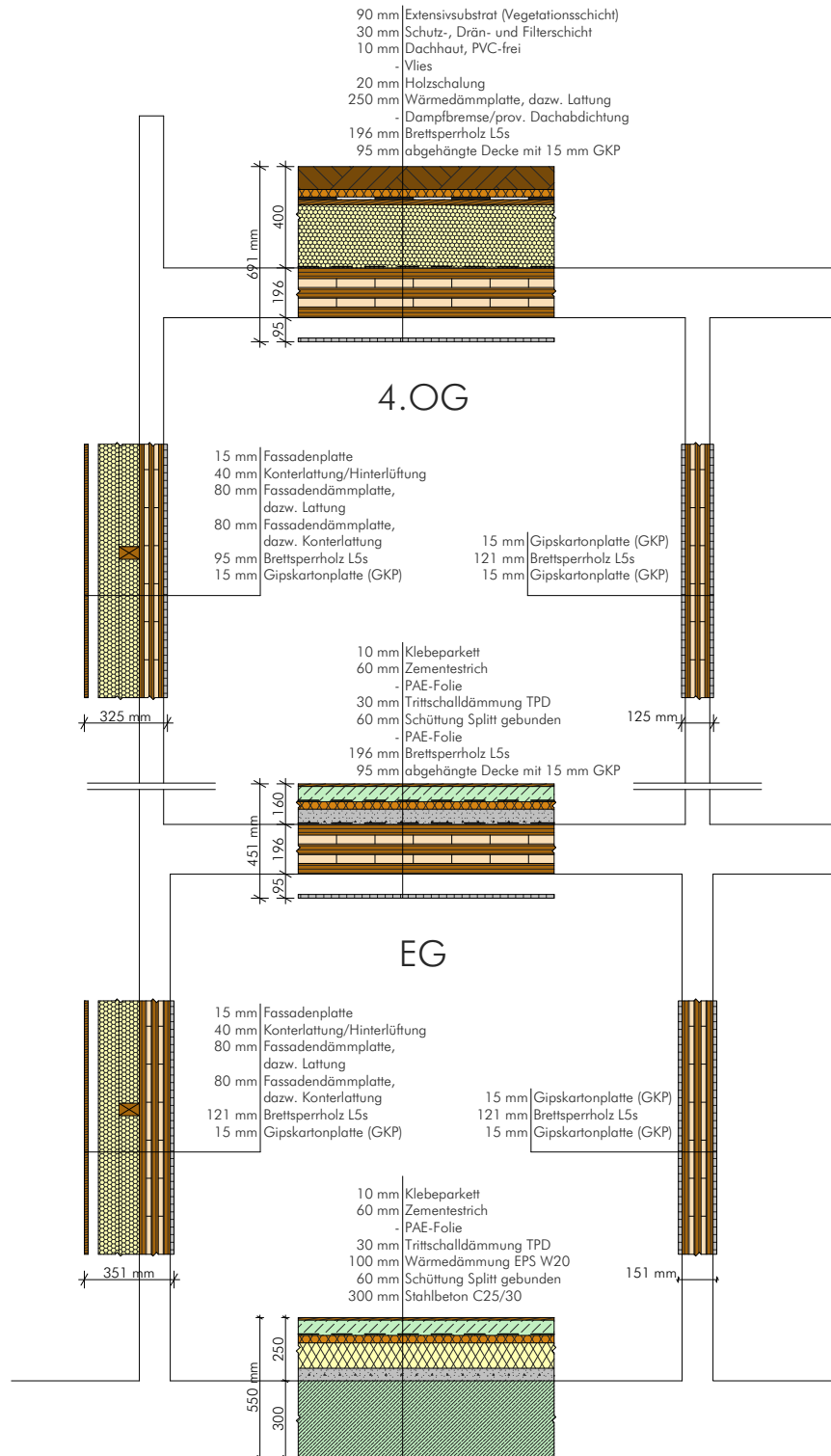


Abb. 1.4 Situierung der Bauteilaufbauten anhand eines Fassadenschnittes

1. 2. 3 Bauteilaufbauten der Stahlbeton-Massivbauweise

- Deckenaufbauten

B01 Zwischendecke Stahlbetonbauweise		
lfd.Nr.	Schicht	Dicke [mm]
1	Klebeparkett	10
2	Zementestrich	60
3	PAE-Folie	-
4	Trittschalldämmung TPD	30
5	Schüttung (Splitt gebunden)	60
6	Stahlbeton	220
7	abgehängte Decke (Gipskarton)	71
Summe [mm]		451

Tab. 1.7 Bauteilaufbau „Zwischendecke Stahlbeton-Massivbauweise“

B02 Flachdach Stahlbetonbauweise		
lfd.Nr.	Schicht	Dicke [mm]
1	Extensivsubstrat (Vegetationsschicht)	90
2	Schutz-, Drän- und Filterschicht	40
3	Dachabdichtung	10
4	EPS W30-PLUS Dachdämmplatte (im Gefälle)	200
5	Dampfbremse/prov. Dachabdichtung	-
6	Stahlbeton	220
9	abgehängte Decke (Gipskarton)	71
Summe [mm]		631

Tab. 1.8 Bauteilaufbau „Flachdach Stahlbeton-Massivbauweise“

- Wandaufbauten

B03 Außenwand Stahlbetonbauweise		
lfd.Nr.	Schicht	Dicke [mm]
1	Wärmedämmverbundsystem	165
2	Stahlbeton	250
3	maschineller Innenputz	10
Summe [mm]		425

Tab. 1.9 Bauteilaufbau „Außenwand Stahlbeton-Massivbauweise“

B04 Innenwand Stahlbetonbauweise		
lfd.Nr.	Schicht	Dicke [mm]
1	maschineller Innenputz	10
2	Stahlbeton	250
3	maschineller Innenputz	10
Summe [mm]		270

Tab. 1.10 Bauteilaufbau „Innenwand Stahlbeton-Massivbauweise“

Auf der folgenden Seite ist die Situierung der einzelnen Aufbauten anhand eines Fassadenschnittes für die Stahlbetonbauweise dargestellt.

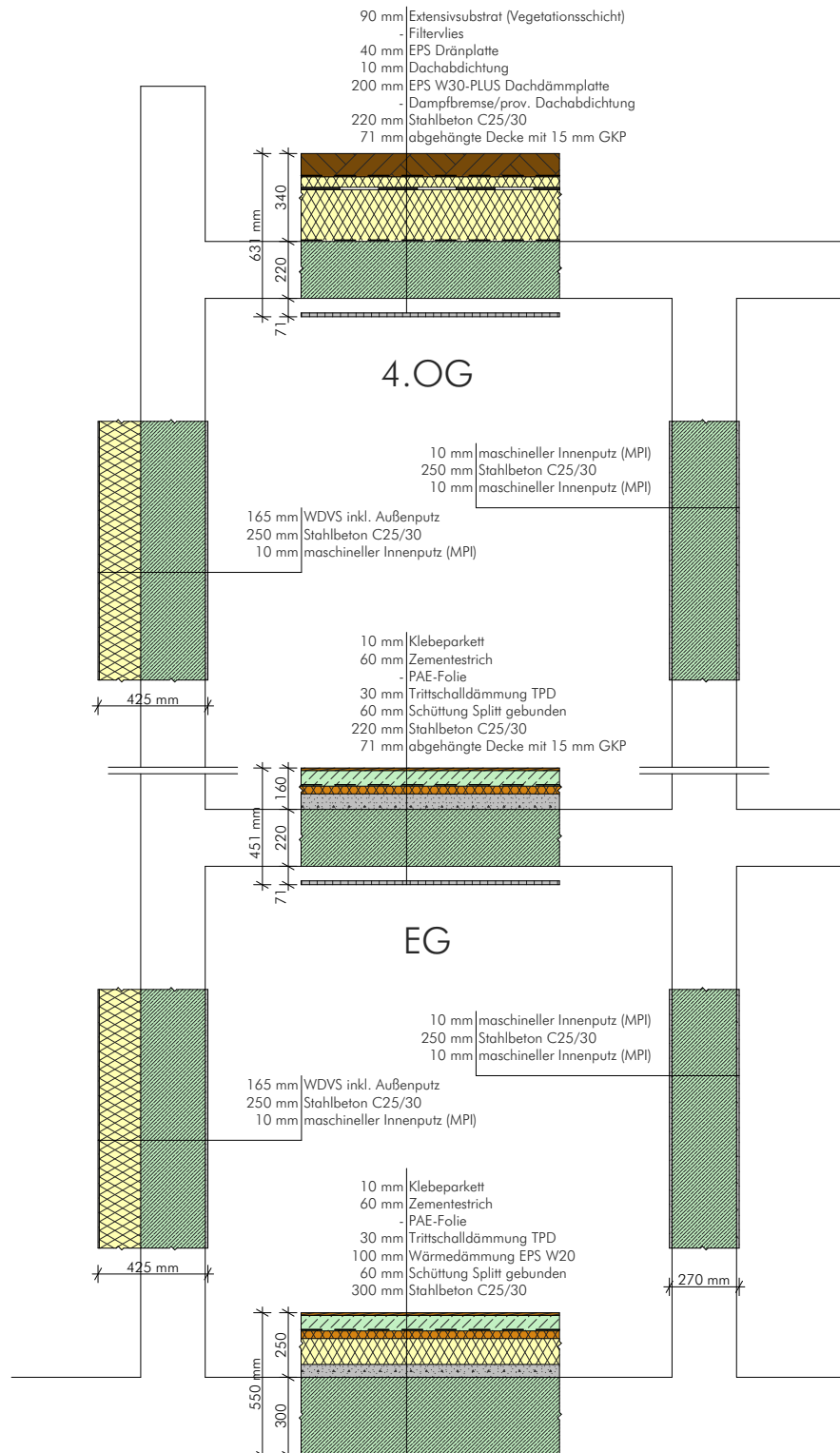


Abb. 1.5 Situierung der Bauteilaufbauten anhand eines Fassadenschnittes

1. 2. 4 Bauteilaufbauten der Ziegel-Massivbauweise

- Deckenaufbauten

Die Deckenaufbauten für die Ziegel-Massivbauweise sind mit jenen der Stahlbetonbauweise ident und im vorhergehenden Unterabschnitt angeführt.

- Wandaufbauten

Z01 Außenwand Ziegel-Massivbauweise		
lfd.Nr.	Schicht	Dicke [mm]
1	Wärmedämmverbundsystem	165
2	Hochlochziegel Porotherm 25 Plan	380
3	maschineller Innenputz	10
Summe [mm]		555

Tab. 1.11 Bauteilaufbau „Außenwand Ziegel-Massivbauweise“

Z02 Innenwand Ziegel-Massivbauweise		
lfd.Nr.	Schicht	Dicke [mm]
1	maschineller Innenputz	10
2	Hochlochziegel Porotherm 25 Plan	380
3	maschineller Innenputz	10
Summe [mm]		400

Tab. 1.12 Bauteilaufbau „Innenwand Ziegel-Massivbauweise“

Auf der folgenden Seite ist die Situierung der einzelnen Aufbauten anhand eines Fassadenschnittes für die Ziegel-Massivbauweise dargestellt.

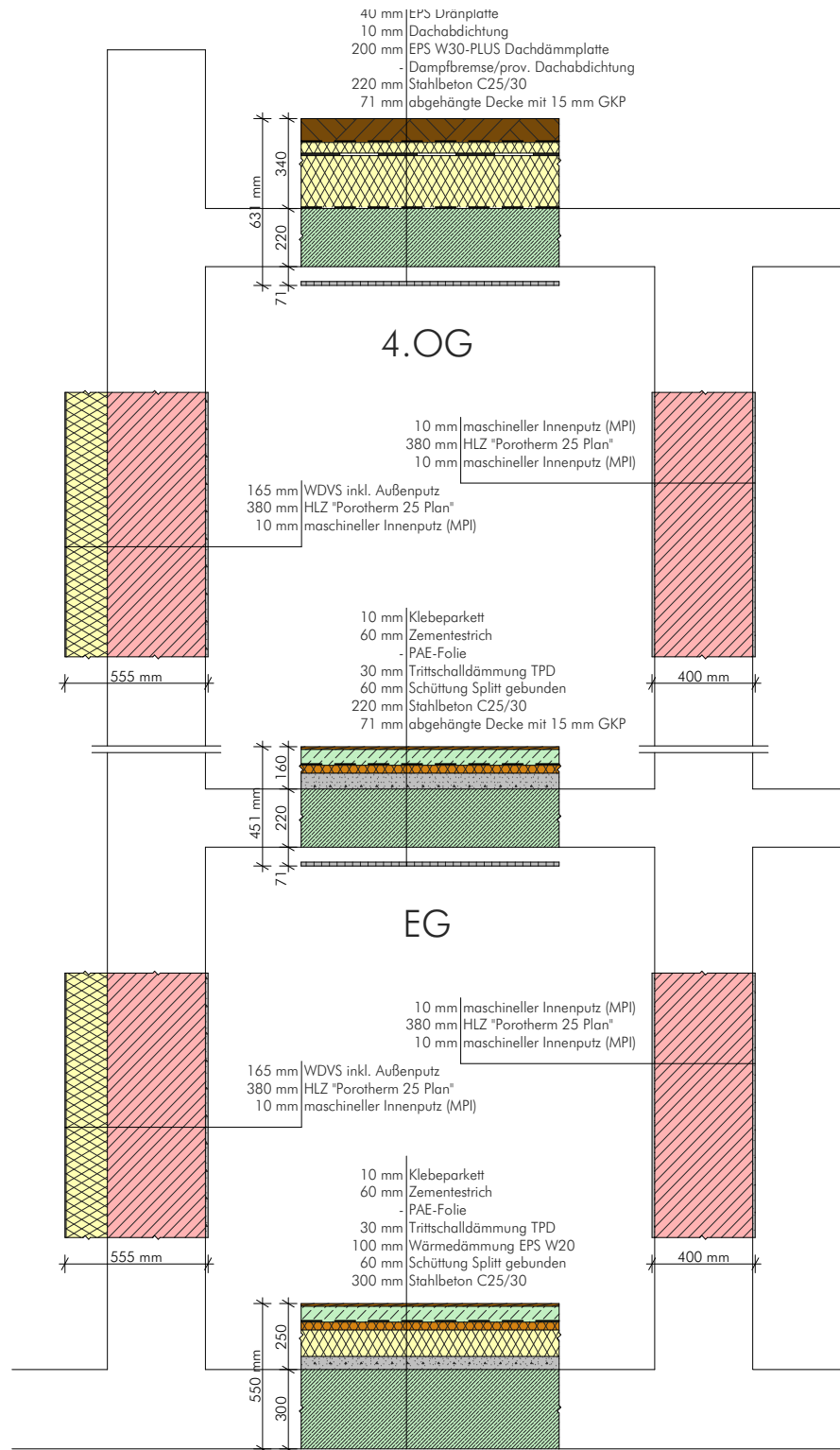


Abb. 1.6 Situierung der Bauteilaufbauten anhand eines Fassadenschnittes

2 Nutzungskonzept

Neben den Abmessungen im Grund- und Aufriss, der Definition der primären und sekundären seismischen Bauteile, der Festlegung der materialabhängigen Aufbauten ist es für die Überprüfung der Erdbebentauglichkeit ebenfalls entscheidend, wie das betreffende Gebäude genutzt wird. Daher wurde dieses Gebäude im Vorfeld für eine Nutzung als Wohngebäude bestimmt. Die Bruttogrundrissfläche beträgt rund 240 m² und erlaubt eine mögliche Situierung von bis zu drei durchschnittlich großen Wohneinheiten pro Geschoss. Eine mögliche, grob konzipierte Anordnung dieser Wohneinheiten ist in der folgenden Abbildung gezeigt. Über sämtliche Geschosse gesehen, handelt es sich bei diesem Gebäude also um ein Wohnobjekt mit insgesamt 15 Wohnungen. Eine Nutzung als Bürogebäude wäre natürlich auch möglich, wird aber im Zuge dieses Berichtes nicht weiter verfolgt.

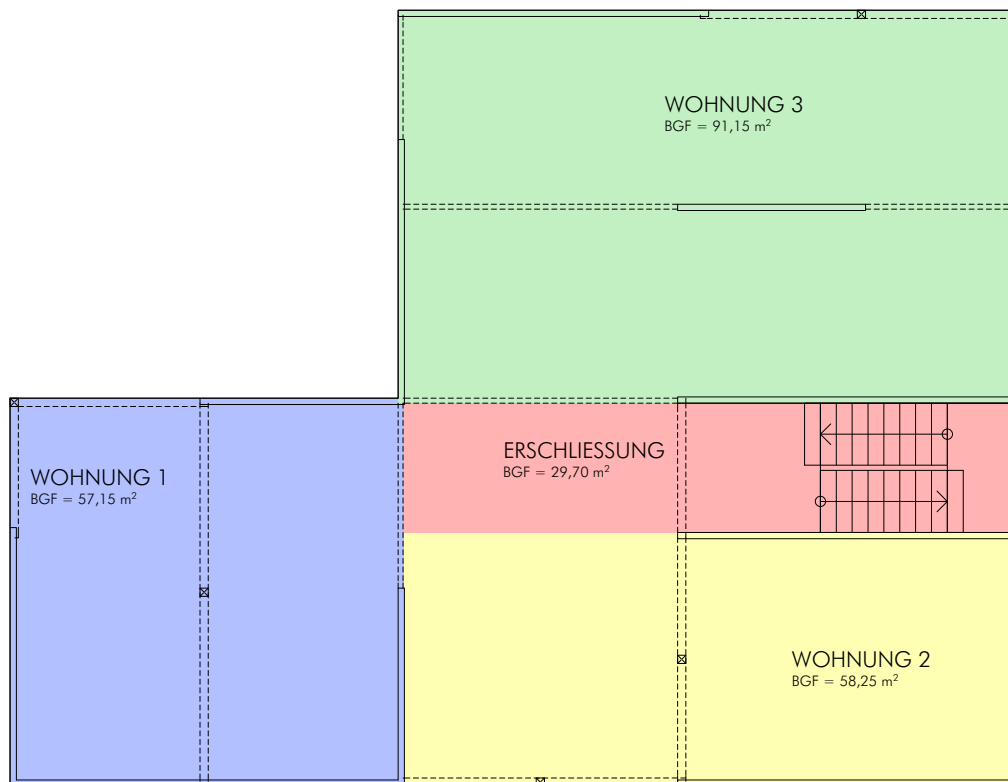


Abb. 2.1 Nutzungskonzept mit drei Wohneinheiten pro Geschoss

Vordimensionierung des Tragwerks

1 Einleitung

In den folgenden Abschnitten werden die Wandscheiben und Deckenelemente, welche in Kapitel 2 bereits als primäre seismische Bauteile ausgewiesen und erläutert wurden auf ihre Auslastung gegen vertikale Einwirkungen in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (ULS) und der Gebrauchstauglichkeit (SLS) hin überprüft und gegebenenfalls entsprechend dimensioniert. Da im Zuge dieses Berichtes das Hauptaugenmerk auf dem Erdbebennachweis liegt, sind die folgenden Berechnungen als grobe Vordimensionierung zu verstehen.

Die eigentliche Vordimensionierung der aussteifenden Bauteile auf eine horizontale Windbeanspruchung ist in diesem Fall nicht zweckmäßig, da die im Weiteren ermittelte Größe der Erdbebeneinwirkung (siehe Kapitel 5, 6 und 7) jene der Windbelastung um ein Vielfaches übersteigt.

2 Ermittlung der vertikalen Einwirkungen

2.1 ständige Einwirkungen - Eigengewicht der Aufbauten

In diesem Abschnitt werden die ständigen Einwirkungen der in Kapitel 2 erläuterten Bauteilaufbauten ermittelt. Die Ermittlung erfolgt gemäß ÖNORM EN 1991-1-1:2003 [2] bzw. ÖNORM B 1991-1-1:2006 [3] und ist wieder getrennt nach den drei Konstruktionsvarianten angeführt.

2.1.1 ständige Einwirkungen - Holz-Massivbauweise

- Deckenbauteile

H01	Zwischendecke Holz-Massivbauweise			
lfd.Nr.	Schicht	Dicke [mm]	γ [kN/m ³]	d. γ [kN/m ²]
1	Klebeparkett	10	8,00	0,08
2	Zementestrich	60	22,00	1,32
3	PAE-Folie			0,05
4	Trittschalldämmung TPD	30	1,40	0,04
5	Schüttung (Splitt gebunden)	60	20,00	1,20
6	PAE-Folie			0,05
7	Brettsper Holz 196 mm, L5s	196	5,50	1,08
8	abgehängte Decke (Gipskarton)	95		0,33
Summe	[mm]	451		4,15
	(ohne Tragschicht)			3,07

Tab. 2.1 ständige Einwirkung „Zwischendecke Holz-Massivbauweise“

H02	Flachdach Holz-Massivbauweise			
lfd.Nr.	Schicht	Dicke [mm]	γ [kN/m ³]	d. γ [kN/m ²]
1	Extensivsubstrat (Vegetationsschicht)	90		1,80
2	Schutz-, Drän- und Filterschicht	30		0,75
3	Dachhaut, PVC-frei	10		0,05
4	Vlies	-		0,05
5	Holzschalung	20	5,50	0,11
6	Wärmedämmfilz, dazw. Lattung	250	1,20	0,30
7	Dampfbremse/prov. Dachabdichtung	-		0,05
8	Brettsperrholz 196 mm, L5s	196	5,50	1,08
9	abgehängte Decke (Gipskarton)	95		0,33
Summe	[mm]	691		4,52
	(ohne tragende Schicht)			3,44

Tab. 2.2 ständige Einwirkung „Flachdach Holz-Massivbauweise“

- Wandbauteile

H03	Außenwand Holz-Massivbauweise			
lfd.Nr.	Schicht	Dicke [mm]	γ [kN/m ³]	d. γ [kN/m ²]
1	Fassadenplatte	15	8,00	0,12
2	Konterlattung/Hinterlüftung	40	0,44	0,02
3	Fassadendämmplatte kaschiert/ Lattung	160	1,93	0,31
4	Brettsperrholz 95 (121) mm, L5s	95 (121)	5,50	0,52 (0,67)
5	Gipskartonplatte	15	-	0,15
Summe	[mm]	325 (351)		1,12 (1,26)

Tab. 2.3 ständige Einwirkung „Außenwand Holz-Massivbauweise“

H04	Innenwand Holz-Massivbauweise			
lfd.Nr.	Schicht	Dicke [mm]	γ [kN/m ³]	d. γ [kN/m ²]
1	Gipskartonplatte	15		0,15
2	Brettsperrholz 95 (121) mm, L5s	95 (121)	5,50	0,52 (0,67)
3	Gipskartonplatte	15		0,15
Summe	[mm]	125 (151)		0,82 (0,97)

Tab. 2.4 ständige Einwirkung „Innenwand Holz-Massivbauweise“

Anmerkung: Die Klammerwerte in Tab. 2.3 und Tab. 2.4 stammen bereits aus einer durchgeführten Vorbemessung und gelten für die Wände im Erdgeschoss und im 1. Obergeschoss, da diese aufgrund der vertikalen Einwirkungen auf eine BSP-Elementdicke von 121 mm (5-schichtig) vergrößert werden mussten.

2. 1. 2 ständige Einwirkungen - Stahlbetonbauweise

- Deckenbauteile

B01	Zwischendecke Stahlbetonbauweise			
lfd.Nr.	Schicht	Dicke [mm]	γ [kN/m ³]	d. γ [kN/m ²]
1	Klebeparkett	10	8,00	0,08
2	Zementestrich	60	22,00	1,32
3	PAE-Folie	-		0,05
4	Trittschalldämmung TPD	30	1,40	0,04
5	Schüttung (Splitt gebunden)	60	20,00	1,20
6	Stahlbeton	220	25,00	5,50
7	abgehängte Decke (Gipskarton)	71	-	0,33
Summe	[mm]	451		8,52
	(ohne tragende Schicht)			3,02

Tab. 2.5 ständige Einwirkung „Zwischendecke Stahlbetonbauweise“

B02		Flachdach Stahlbetonbauweise		
lfd.Nr.	Schicht	Dicke [mm]	γ [kN/m ³]	d. γ [kN/m ²]
1	Extensivsubstrat (Vegetationsschicht)	90		1,80
2	Schutz-, Drän- und Filterschicht	40		1,00
3	Dachabdichtung	10		0,05
4	EPS W30-PLUS Dachdämmplatte	200	0,30	0,06
5	Dampfbremse/prov. Dachabdichtung			0,05
6	Stahlbeton	220	25,00	5,50
9	abgehängte Decke (Gipskarton)	71		0,33
Summe	[mm]	631		8,79
	(ohne tragende Schicht)			3,29

Tab. 2.6 ständige Einwirkung „Flachdach Stahlbetonbauweise“

- Wandbauteile

B03		Außenwand Stahlbetonbauweise		
lfd.Nr.	Schicht	Dicke [mm]	γ [kN/m ³]	d. γ [kN/m ²]
1	Wärmedämmverbundsystem	165	1,80	0,30
2	Stahlbeton	250	25,00	6,25
3	maschineller Innenputz	10	18,00	0,18
Summe	[mm]	425		6,73

Tab. 2.7 ständige Einwirkung „Außenwand Stahlbetonbauweise“

B04	Innenwand Stahlbetonbauweise			
lfd.Nr.	Schicht	Dicke [mm]	γ [kN/m ³]	d. γ [kN/m ²]
1	maschineller Innenputz	10	18,00	0,18
2	Stahlbeton	250	25,00	6,25
3	maschineller Innenputz	10	18,00	0,18
Summe	[mm]	270		6,61

Tab. 2.8 ständige Einwirkung „Innenwand Stahlbetonbauweise“

2. 1. 3 ständige Einwirkungen - Ziegel-Massivbauweise

- Deckenbauteile

Die Deckenaufbauten, welche für die Ziegel-Massivbauweise verwendet werden, sind mit jenen der Stahlbetonbauweise ident und im vorhergehenden Unterabschnitt angeführt.

- Wandbauteile

Z01	Außenwand Ziegel-Massivbauweise			
lfd.Nr.	Schicht	Dicke [mm]	γ [kN/m ³]	d. γ [kN/m ²]
1	Wärmedämmverbundsystem	165	1,80	0,30
2	Hochlochziegel Porotherm 25 Plan	380		2,82
3	maschineller Innenputz	10	18,00	0,18
Summe	[mm]	555		3,30

Tab. 2.9 ständige Einwirkung „Außenwand Ziegel-Massivbauweise“

Z02	Innenwand Ziegel-Massivbauweise			
lfd.Nr.	Schicht	Dicke [mm]	γ [kN/m ³]	d. γ [kN/m ²]
1	maschineller Innenputz	10	18,00	0,18
2	Hochlochziegel Porotherm 25 Plan	380		2,82
3	maschineller Innenputz	10	18,00	0,18
Summe	[mm]	400		3,18

Tab. 2.10 ständige Einwirkung „Innenwand Ziegel-Massivbauweise“

2. 2 veränderliche Einwirkungen - Nutzlasten

2. 2. 1 Nutzlasten - generell

Gemäß ÖNORM EN 1991-1-1:2003 [2] bzw. ÖNORM B 1991-1-1:2006 [3] sind für Wohngebäude (Nutzungskategorie A1) folgende Nutzlasten anzusetzen:

Nutzungskategorie		q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
A1	Decken	2,00	2,00
	Treppen in Wohnhäusern	3,00	2,00
	Balkone	4,00	2,00

Tab. 2.11 Nutzlasten für Wohngebäude gemäß [2] und [3]

2. 2. 2 Zuschlag für Eigengewicht versetzbarer Trennwände

Gemäß ÖNORM EN 1991-1-1:2003 [2] werden die Einwirkungen zufolge versetzbarer, nichttragender (Innen-) Wände zu den Nutzlasten als Flächenlast q_k (Zwischenwandzuschlag) hinzugerechnet, wenn ihr Eigengewicht die Obergrenze von 3,0 kN/m nicht überschreitet.

Für die in diesem Beispiel angenommenen Trennwände (siehe Kapitel 2) kann ein Zuschlag von $q_k = 0,8$ kN/m² angenommen werden.

2.3 veränderliche Einwirkungen - Schneelasten

Für den gewählten, fiktiven Standort (siehe Kapitel 3) wird eine vertikale Einwirkung zufolge Schneelasten von

$$s_k = 1,60 \text{ kN/m}^2$$

angenommen.

3 Vordimensionierung der Ausführungsvariante in Holz-Massivbauweise

Für die Ermittlung der erforderlichen Dimensionen bzw. Abmessungen der BSP-Elemente wird mit einer (Holz-) Festigkeitsklasse von C24 bzw. GL24h gerechnet.

3.1 Vorbemessung der BSP-Deckenelemente

Obwohl für Deckentragwerke aus Brettsperrholz eine zweiachsige Tragwirkung für eine wirtschaftliche Bemessung angesetzt werden kann, beschränkt sich diese Vorbemessung ausschließlich auf einachsige Deckensysteme mit dem Ansatz eines 1 m breiten Deckenstreifens. Der erste Schritt ist nun die Aufteilung der Deckenelemente im Grundriss in mehrere einachsige Systeme. Die folgende Abbildung zeigt eine mögliche Variante.

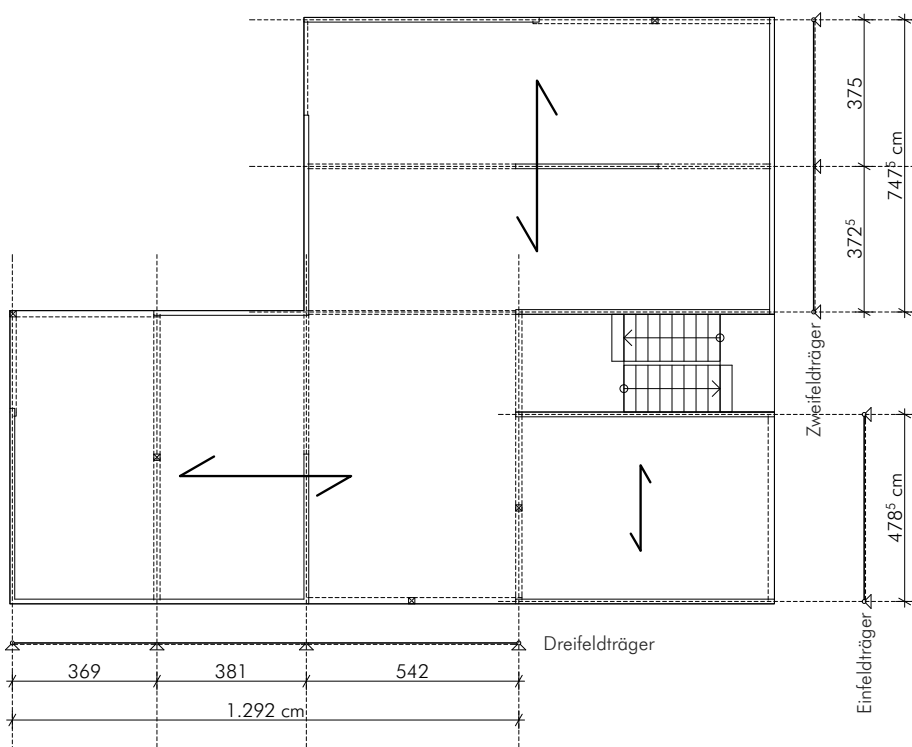


Abb. 3.1 mögliche Aufteilungsvariante des Beispielgrundrisses für einachsige Deckensysteme

Wie aus Abb. 3.1 ersichtlich ist, wird der Beispielgrundriss so aufgeteilt, dass drei einachsige gespannte Teildeckenbereiche auftreten. Das Einfeldträgersystem wird aufgrund der großen Spannweite den ungünstigsten Fall für den i. d. R. maßgebenden Verformungsnachweis (SLS) bilden. Da neben den Verformungen auch Schwingungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit eine Rolle spielen, wird das Dreifeldträgersystem ebenfalls gegenüber dem Erreichen beider Grenzzustände überprüft.

Die Berechnung der BSP-Deckenelemente erfolgte mit dem, am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz entwickelten Softwaretool „CLTdesigner“ und benötigt folgende Eingabedaten:

System	Spannweite(n) [m]	Auflast $g_{2,k}$ [kN/m ²]	Nutzlast q_k [kN/m ²]	Angaben zur Schwingungsberechnung
Einfeldträger	4,79	3,07	2,80	Dämpfungszahl $\zeta = 4\%$, Estrich $d = 6$ cm, $E = 26.000$ N/mm ²
Dreifeldträger	3,69; 3,81; 5,42	3,07	2,80	Dämpfungszahl $\zeta = 4\%$, Estrich $d = 6$ cm, $E = 26.000$ N/mm ²

Tab. 3.1 Eingabedaten zur Deckenvorbemessung mit dem „CLTdesigner“

Für die Wahl des BSP-Deckenelementes, welches anhand des maßgebenden Systems ermittelt und für sämtliche Geschosse inkl. Flachdach verwendet wird, soll ein ausgewogenes Verhältnis zwischen maximaler Durchbiegung, Eigenfrequenz und Wirtschaftlichkeit gefunden werden. Die folgende Tabelle zeigt das ausgewählte Deckenelement (für das Einfeldträgersystem) mit den Auslastungen in den erwähnten Grenzzuständen.

Element	Auslastung im ULS	Auslastung im SLS	Eigenfrequenz
BSP 196 mm, L5s	33% (Biegung)	80% (Durchbiegung $w_{net,fin}$ gemäß ÖNORM EN 1995-1-1)	7,7 Hz

Tab. 3.2 Ausnutzung des gewählten BSP-Elementes für das maßgebende System (Einfeldträger)

Anmerkung: Die ermittelte Eigenfrequenz liegt mit 7,7 Hz unter der normativen Vorgabe von 8,0 Hz ([10]), das System müsste einer genaueren Schwingungsberechnung unterzogen werden (siehe Berechnungsprotokoll im Anhang bzw. ‚BSPhandbuch|Holz-Massivbauweise in Brettsperrholz‘ [24]). Im Rahmen dieses Berichtes wird die ermittelte Eigenfrequenz als zufriedenstellend erachtet.

3.2 Vordimensionierung der Wandscheiben

3.2.1 Ermittlung der maßgebenden Wandscheibe

Im Gegensatz zur Ermittlung des Deckenelementes werden im Zuge dieses Berichtes die Wandscheiben auf eine zweiachsige Tragwirkung der Deckenplatten ausgelegt. Das bedeutet, dass Wandscheiben, welche normal zur Haupttragrichtung der Deckenplatten situiert sind, ebenfalls einen Anteil der vertikalen Einwirkungen aus den Decken erhalten. Diese Maßnahme ist zwar für die Bemessung der vertikalen Einwirkungen nicht zwingend notwendig, wirkt sich jedoch günstig auf die Nachweisführung im Erdbebenfall aus. Zur Ermittlung der Wandnormalkräfte zufolge der Deckenbeanspruchung wird für dieses

Beispiel im 3D-Finite-Elemente Programm „RFEM“ ein gesamtes (Regel-) Geschoss des Gebäudes modelliert. Die Geschossdecke wird dabei mit einer Einheitslast von 1 kN/m^2 beaufschlagt. Die Auflagerkräfte, welche die Wandscheiben dabei erhalten, können als Einflusszahlen für die weitere Berechnung herangezogen werden. Die folgende Abbildung zeigt eine 3D-Grafik des Regelgeschosses mit Einheitsbelastung der Deckenfelder.

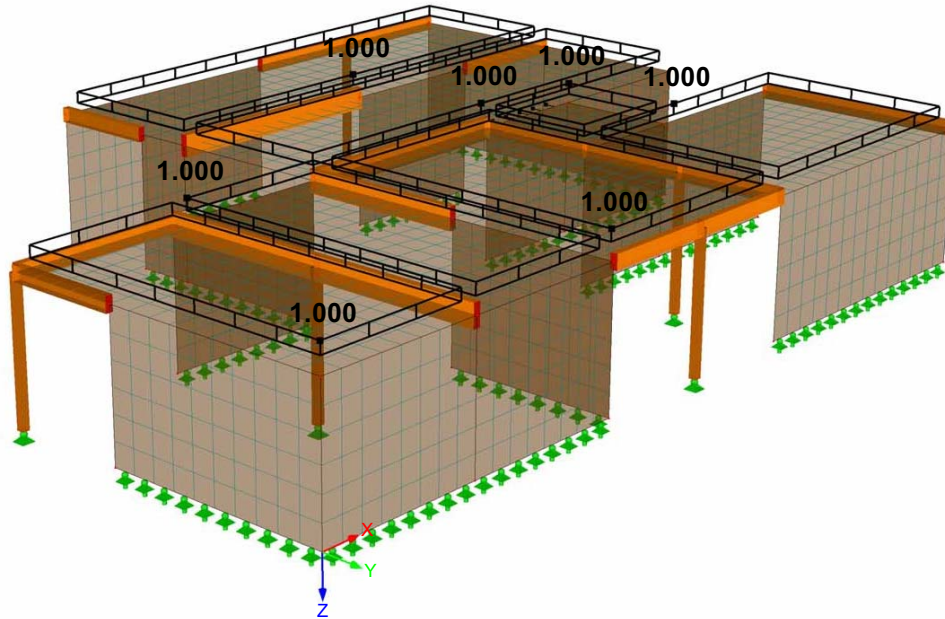


Abb. 3.2 3D-Grafik des RFEM-Systems zur Ermittlung der Einflusszahlen der Wandscheiben

Wie aus Abb. 3.2 ersichtlich wird, werden die Wandscheiben des Geschosses mit Linielager gehalten, die als Auflagerreaktion eine Belastung pro Laufmeter aufweisen. Diese Belastung ist natürlich aufgrund der Geschossgeometrie nicht konstant und an den freien Wandenden erhöht (Auflager der Unterzüge). Für die Vorbemessung der Wandscheiben wird daher die durchschnittliche Belastung/Laufmeter herangezogen. Diese ist für sämtliche Wandscheiben, welche in der folgenden Abbildung bezeichnet werden, in Tab. 3.3 angeführt.

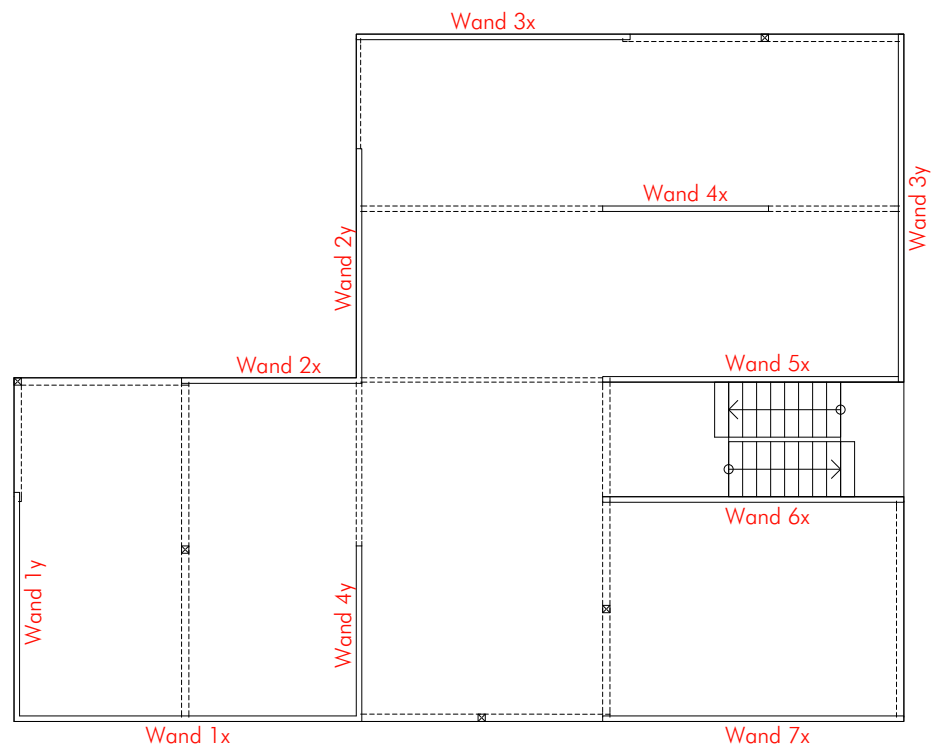


Abb. 3.3 Bezeichnung der Wandscheiben für die weiteren Betrachtungen

x-Richtung		y-Richtung	
Wand-Nr.	Einflusszahl e	Wand-Nr.	Einflusszahl e
1x	1,07	1y	1,92
2x	3,20	2y	3,79
3x	1,96	3y	1,41
4x	9,20	4y	6,62
5x	2,71		
6x	3,98		
7x	2,21		

Tab. 3.3 berechnete Einflusszahlen für die einzelnen Wandscheiben

Somit kann festgestellt werden, dass die Wand „4x“ mit einer Einflusszahl von 9,20 die größten Einwirkungen aus der Deckenbeanspruchung erhält. Daher wird diese, stellvertretend für sämtliche vorhandenen Tragwände auf die vertikalen Einwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit bemessen.

3. 2. 2 Ermittlung der Bemessungsschnittgrößen

Aus dem Systemschnitt des Kapitels 2 ist ersichtlich, dass die größte Normalkraft $\max n_{y,dN}$ am Fußpunkt des Erdgeschosses auftritt. Diese Normalkraft $\max n_{y,dN}$ wird wie folgt ermittelt:

- Lastfallkombination
KLED „mittel“ (Nutzlast maßgebend)

$$E_d = \sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} \cdot G_{k,i} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

mit

Einwirkung	Größe [kN/m ²]	ständig	veränderlich
Gesamtgewicht Flachdach $g_{1,k}$	4,52	x	
Gesamtgewicht Zwischendecke $g_{2,k}$	4,15	x	
Gesamtgewicht Innenwand $g_{3,k}$	0,97	x	
Nutzlast inkl. Gewicht versetzbarer Trennwände q_k	2,80		x
Schneelast s_k	1,60		x

Tab. 3.4 Einwirkungen auf das Wandelement

folgt

$$\max n_{y,dN} = \gamma_G \cdot (g_{1,k} + 4 \cdot g_{2,k}) \cdot e + \gamma_G \cdot g_{3,k} \cdot 5 \cdot h + \gamma_Q \cdot (q_k \cdot 4 + \psi_{0,s} \cdot s_k) \cdot e$$

$$\max n_{y,dN} = 1,35 \cdot (4,52 + 4 \cdot 4,15) \cdot 9,20 + 1,35 \cdot 0,97 \cdot 5 \cdot 3,0 + 1,50 \cdot (2,80 \cdot 4 + 0,50 \cdot 1,60) \cdot 9,20 = 448 \text{ kN/m}$$

3. 2. 3 Bestimmung der elastischen Verzweigungsformen für den Euler-Fall II

Da für das vorliegende Innenwandsystem über die Geschosse im Aufriss das Auftreten einer idealisierten Einfeldträgerkette angenommen werden kann, darf der Knickstab für das Erdgeschoß als beidseitig gelenkig gelagerte Stütze betrachtet werden. Somit ergibt sich für dieses System der Euler-Fall 2 mit einer Knicklänge, die wie folgt ermittelt werden kann:

$$l_k = \beta \cdot h = 1,0 \cdot 2,80 = 2,80 \text{ m}$$

mit

- l_k als Knicklänge des Systems [m]
- h als Systemlänge (entspricht der Stockwerkshöhe) [m]
- β als Knickbeiwert [-]

3. 2. 4 Ermittlung der ideellen elastischen Knicklast

Der nachfolgenden Abbildung sind die Abmessungen des verwendeten BSP-Wandelementes zu entnehmen.

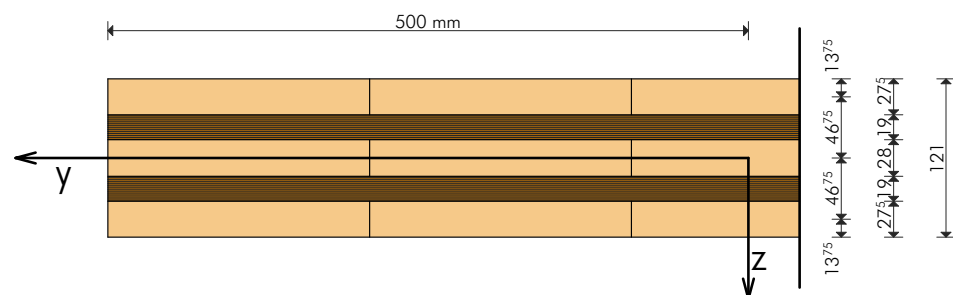


Abb. 3.4 Querschnitt der BSP-Scheibe (nach [Produktkatalog Stora Enso])

Die Biegesteifigkeit EJ für einen 1 m Streifen dieses Querschnitts beträgt gemäß [24]:

$$EJ = E_{0,05} \cdot \left(2 \cdot \frac{0,0275^3}{12} + \frac{0,028^3}{12} + 2 \cdot 0,0275 \cdot 0,04675^2 \right)$$

mit

$$E_{0,05} = \frac{2}{3} \cdot E_{0,mean} = \frac{2}{3} \cdot 1,10 \cdot 10^7 = 7,33 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$$

folgt

$$EJ = 7,33 \cdot 10^6 \cdot \left(2 \cdot \frac{0,0275^3}{12} + \frac{0,028^3}{12} + 2 \cdot 0,0275 \cdot 0,04675^2 \right) = 920 \text{ kNm}^2$$

Die Schubsteifigkeit S_{clt} für einen 1 m Streifen dieses Querschnitts beträgt gemäß [24]:

$$S_{clt} = \kappa \cdot \sum G_i \cdot A_i = 0,20 \cdot (2 \cdot 4,6 \cdot 10^5 \cdot 0,0275 + 4,6 \cdot 10^5 \cdot 0,028 + 2 \cdot 4,6 \cdot 10^4 \cdot 0,019) = 7986 \text{ kN}$$

Die elastisch ideale Knicklast n_{cr} wird nun wie folgt ermittelt:

$$n_{cr} = \frac{EI \cdot \pi^2}{l_k^2 \cdot \left(1 + \frac{EI}{\kappa \cdot \sum G_i \cdot A_i \cdot l_k^2} \right)} = \frac{920 \cdot \pi^2}{2,80^2 \cdot \left(1 + \frac{920}{7986 \cdot 2,80^2} \right)} = 1141 \text{ kN}$$

3. 2. 5 Stabilitätsnachweis

Die, für die Nachweisführung erforderliche wirksame Querschnittsfläche beträgt:

$$A_{\text{eff}} = (2 \cdot 27,5 + 28,0) \cdot 1000 = 8,30 \cdot 10^4 \text{ mm}^2.$$

Der Knickbeiwert k_c des Systems errechnet sich als kleinerer Wert aus:

$$k_c = \min \left[\frac{1,0}{1,0} \right]_{(k + \sqrt{k^2 - \lambda_{\text{rel}}^2})}$$

mit

$$k = 0,5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{\text{rel}} - 0,30) + \lambda_{\text{rel}}^2)$$

und

$$\beta_c = 0,10.$$

$$\lambda_{\text{rel}} = \sqrt{\frac{n_c}{n_{\text{cr}}}} = \sqrt{\frac{A_{\text{eff}} \cdot f_{\text{c,k}}}{n_{\text{cr}}}} = \sqrt{\frac{83000 \cdot 21}{1141000}} = 1,236$$

$$k = 0,5 \cdot (1 + 0,10 \cdot (1,236 - 0,30) + 1,236^2) = 1,31$$

$$k_c = \min \left[\frac{1,0}{1,0} \right]_{(1,31 + \sqrt{1,31^2 - 1,236^2})} = \min \left[\begin{matrix} 1,00 \\ 0,57 \end{matrix} \right] = 0,57$$

- Stabilitätsnachweis
KLED „mittel“

Bemessungswert der Druckfestigkeit in Faserrichtung:

$$f_{\text{c,d}} = f_{\text{c,k}} \cdot \frac{k_{\text{mod}}}{\gamma_M} = 21,0 \cdot \frac{0,80}{1,25} = 13,44 \text{ N/mm}^2$$

Nachweis:

$$\frac{\max n_{y,dN}}{k_c \cdot A_{\text{eff}} \cdot f_{\text{c,d}}} = \frac{447550}{0,57 \cdot 83000 \cdot 13,44} = 0,70 < 1,00$$

Der Nachweis ist erfüllt, der Ausnutzungsgrad beträgt **70%**.

Wie aus der Nachweisführung der Wand ersichtlich wird, wurde trotz des Einsatzes eines 121 mm dicken 5-schichtigen BSP-Elementes noch ein relativ hoher Ausnutzungsgrad ermittelt. Um den großen vertikalen Wandbeanspruchungen zufolge der relativ schweren Deckenaufbauten Rechnung zu tragen, wird dieses BSP-Element (121 mm, L5s) für die beiden unteren Geschosse eingesetzt. In den oberen Geschossen 2, 3 und 4 erfolgt ein Rücksprung auf das 5-schichtige Element 95 mm L5s. Wie im Weiteren noch gezeigt werden wird, weisen beide BSP-Wandelemente gemäß [24] dieselbe Schubtragfähigkeit bezogen auf den dort erläuterten Knotenflächennachweis auf und erleichtern somit die Nachweisführung im Erdbebenfall.

3.3 Zusammenfassung der verwendeten BSP-Bauteile für die Wände und Decken

Die folgende Tabelle gibt die in den vorherigen Abschnitten ermittelten Dimensionen der BSP-Bauteile für die Wände und Decken wieder.

Bauteil	EG	1.OG	2.OG	3.OG	4.OG
Wände	121 L5s	121 L5s	95 L5s	95 L5s	95 L5s
Decken	196 L5s	196 L5s	196 L5s	196 L5s	196 L5s

Tab. 3.5 ermittelte Abmessungen der BSP-Bauteile für die Wände und Decken

4 Vordimensionierung der Ausführungsvariante in Betonbauweise

Da im Zuge dieses Berichtes das Hauptaugenmerk auf der Berechnung und Nachweisführung der Holz-Massivbauweise liegt, wird die Vorbemessung der beiden anderen Varianten mit Hilfe von Abschätzformeln und vom jeweiligen Hersteller zur Verfügung gestellten Bemessungshilfen (MS-Excel-Anwendungen, Tabellen, Diagramme) durchgeführt.

4.1 Vorbemessung der Stahlbetondecke

Die Vorbemessung der Stahlbetondecke für die Stahlbetonbauweise erfolgt erneut mit den statischen Systemen aus Abb. 3.1, da die geringfügige Variation der Spannweite aufgrund der größeren Breiten der Auflager (Wände, Unterzüge) im Rahmen dieser Arbeit keine Rolle spielt. Geachtet wird im Zuge der durchgeführten Berechnung darauf, dass einerseits die Grenzwerte der Verformungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) gemäß ÖNORM EN 1992-1-1:2009 [8] bzw. ÖNORM B 1992-1-1:2007 [9] eingehalten werden (ULS ist bei Stahlbetondecken i. d. R. nicht maßgebend) und der Bewehrungsaufwand in baupraktisch üblichen Mengen verbleibt. Das bedeutet, dass die erforderlichen Stahlquerschnittsflächen der (Matten-) Bewehrung in der Größenordnung einer AQ60 bis AQ70 - Baustahlmatte resultieren soll ($a_s = 2,83$ bis $3,85$ cm²/lfm, siehe auch [35]).

Wie im Zuge der Vorbemessung der Hauptbauteile der Holz-Massivbauweise die Verwendung der (Standard-) Festigkeitsklasse C24 vorausgesetzt wurde, wird auch hier eine Betongüte von C25/30 verwendet. Somit sind sämtliche Parameter bis auf die Höhe der STB-Decken h gegeben, die im Weiteren für das ungünstigste statische System ermittelt wird. Diese Ermittlung erfolgt mit Hilfe von zwei Abschätzformeln aus [28], welche der DIN 1045-1:2001 [20] entnommen wurden. Gesucht wird die statische Nutzhöhe d der Decke, welche addiert mit Betondeckung c und Stabdurchmesser d_s der Biegebewehrung der erforderlichen Deckenhöhe entspricht.

Annahme:

$$c + d_s = 0,05 \text{ m}$$

$$d = \max \left[\begin{array}{c} \frac{l_i^2}{150} \\ \frac{l_i}{35} \end{array} \right]$$

mit

$$l_i = l = 4,79 \text{ m für das Einfeldträgersystem gemäß Abb. 3.1}$$

folgt:

$$d = \max \left[\frac{4,79^2}{150}, \frac{4,79}{35} \right] = \max \left[0,153, 0,137 \right] = 0,153 \text{ m}$$

Somit resultiert eine aufgerundete Deckenstärke für sämtliche Geschossdecken von

$$h = d + c + d_s = 0,153 + 0,050 = 0,203 \text{ m} \rightarrow h_{\text{gew}} = 22 \text{ cm}$$

4.2 Vorbemessung der Wandscheiben

Aufgrund der im Allgemeinen sehr großen aufnehmbaren Normalkräfte von Stahlbetonwänden kann davon ausgegangen werden, dass die vorhandenen Wandquerschnitte bezüglich der vertikalen Beanspruchung ausreichend dimensioniert sind. Während die einzelnen Wandlängen durch den Gebäudeentwurf (siehe Kapitel 2) vorgegeben sind, wurde für sämtliche STB-Wände eine Breite b von 0,25 m angesetzt, um die Einbringung und Verdichtung des Betons zu erleichtern.

Anmerkung: Gemäß ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 5.4.2.4.2(10) sollte die Dicke der von Bügeln umschnürten Bereiche einer Stahlbetonwand für den Erdbebenfall nicht weniger als 200 mm aufweisen. Da im Zuge dieser Abhandlung die Wanddicke über die gesamte Wandlänge als konstant vorausgesetzt wird, beträgt die Mindestdicke für die Tragwände aus Stahlbeton daher 200 mm.

Anhand der Wand mit der größten vertikalen Beanspruchung (Wand 4x gemäß Tab. 3.3: $e = 9,20$) erfolgt dennoch eine überschlagsmäßige Überprüfung dieser Aussage.

Gemäß [28] können rechteckige Stützen und Wände in Abhängigkeit ihrer Querschnittsfläche (1 m-Streifen) folgende maximale Normalkraft abtragen:

$$N_{\text{Rd}} = \frac{A_c \cdot \sigma_{\text{id}}}{\omega}$$

mit

A_c als Querschnittsfläche der Wand (für einen 1 m-Streifen 0,25 m²)

σ_{id} als ideelle Spannung, die mit einem angenommenen Bewehrungsgrad von $\rho = 0,005$ % für Beton C25/30 $\sigma_{\text{id}} = 16,2$ MN/m² beträgt [28].

ω als Knickzahl der Stütze/Wand, resultiert gemäß [28] für ein Verhältnis von Wandhöhe/Wandbreite von $2,80/0,25 = 11,2$ zu $\omega = 1,08$.

Somit folgt für den Bemessungswert der Tragfähigkeit der zu betrachtenden Wand

$$N_{Rd} = \frac{0,25 \cdot 16,2}{1,08} = 3,75 \text{ MN}$$

Die Größe des Bemessungswertes der einwirkenden Normalkraft N_{Ed} wird erneut mit der folgenden Einwirkungskombination ermittelt

$$E_d = \sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} \cdot G_{k,i} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

mit

Einwirkung	Größe [kN/m ²]	ständig	veränderlich
Gesamtgewicht Flachdach $g_{1,k}$	8,79	x	
Gesamtgewicht Zwischendecke $g_{2,k}$	8,52	x	
Gesamtgewicht Innenwand $g_{3,k}$	6,61	x	
Nutzlast inkl. Gewicht versetzbarer Trennwände q_k	2,80		x
Schneelast s_k	1,60		x

Tab. 4.1 Einwirkungen auf das Wandelement

folgt

$$N_{Ed} = \gamma_G \cdot (g_{1,k} + 4 \cdot g_{2,k}) \cdot e + \gamma_G \cdot g_{3,k} \cdot 5 \cdot h + \gamma_Q \cdot (q_k \cdot 4 + \psi_{0,s} \cdot s_k) \cdot e$$

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot (8,79 + 4 \cdot 8,52) \cdot 9,20 + 1,35 \cdot 6,61 \cdot 5 \cdot 3,0 + 1,50 \cdot (2,80 \cdot 4 + 0,50 \cdot 1,60) \cdot 9,20 = 0,83 \text{ MN}$$

Aus dieser Vorabschätzung resultiert daher eine Auslastung der betreffenden STB-Wand bei vertikaler Beanspruchung von

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \cdot 100 = \frac{0,83}{3,75} \cdot 100 = 22,13 \%$$

5 Vordimensionierung der Ausführungsvariante in Ziegel-Massivbauweise

5.1 Vorbemessung der STB-Decken

Nachdem für die Variante in Ziegel-Massivbauweise dieselben Stahlbetondeckensysteme (Spannweiten, Aufbauten, etc.) wie bei der Stahlbetonbauweise zur Anwendung kommen, gelten die in Abschnitt 4. 1 ermittelten Dimensionen auch für diese Baustoffvariante.

5.2 Vorbemessung der Wandscheiben

Da die Randbedingungen für den vereinfachten Nachweis von Mauerwerkswänden unter vertikaler Belastung gemäß ÖNORM EN 1996-3:2009 [16] bzw. ÖNORM B 1996-3:2009 [17] als erfüllt angesehen werden, kann die Vorbemessung der Wandscheiben mit Hilfe von Berechnungstabellen (auf MS-Excel-Basis) des Ziegelherstellers [36] erfolgen. Da dieser vereinfachte Nachweis laut ÖNORM EN 1996-3 konservativer als der genaue Nachweis gemäß ÖNORM EN 1996-1 ist, wird hier im Sinne der Wirtschaftlichkeit auch eine geringfügige Überbelastung der maßgebenden Tragwand in Kauf genommen.

Die Eingabe in das Berechnungsblatt des Herstellers, welches dem Anhang beigelegt wurde, erfordert folgende Kenndaten:

- gewählter Ziegeltyp: POROTHERM 38 N+F
- Steindruckfestigkeit: $\bar{f}_b = 10,0 \text{ N/mm}^2$
- Mörtelklasse: Normalmörtel M10
- Wandhöhe: 2,80 m
- Wandlänge: 1,00 m
- Geschoßtyp: Erdgeschoss in Gebäude mit Gesamthöhe < 20,0 m
- Wandtyp: Innenwand
- Deckensystem: Durchlaufsystem
- Deckenstützweite: 3,75 m (vereinfachte Annahme)
- Wand-Decken-Knoten: Wand als Zwischenaufleger, oben und unten eingespannt

Aus diesen Kenndaten resultiert für die maßgebende Wand 4x (siehe Tab. 3.3) eine Tragfähigkeit bei vertikaler Beanspruchung von

$$N_{Rd} = 737 \text{ kN.}$$

Die Ermittlung des Bemessungswertes der Einwirkung erfolgt erneut mit der Einwirkungskombination

$$E_d = \sum_{i \geq 1} \gamma_{G,i} \cdot G_{k,i} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

mit

Einwirkung	Größe [kN/m ²]	ständig	veränderlich
Gesamtgewicht Flachdach $g_{1,k}$	8,79	x	
Gesamtgewicht Zwischendecke $g_{2,k}$	8,52	x	
Gesamtgewicht Innenwand $g_{3,k}$	3,18	x	
Nutzlast inkl. Gewicht versetzbarer Trennwände q_k	2,80		x
Schneelast s_k	1,60		x

Tab. 5.1 Einwirkungen auf das Wandelement

folgt

$$N_{Ed} = \gamma_G \cdot (g_{1,k} + 4 \cdot g_{2,k}) \cdot e + \gamma_G \cdot g_{3,k} \cdot 5 \cdot h + \gamma_Q \cdot (q_k \cdot 4 + \psi_{0,s} \cdot s_k) \cdot e$$

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot (8,79 + 4 \cdot 8,52) \cdot 9,20 + 1,35 \cdot 3,18 \cdot 5 \cdot 3,0 + 1,50 \cdot (2,80 \cdot 4 + 0,50 \cdot 1,60) \cdot 9,20 = 762 \text{ kN}$$

Somit resultiert im Rahmen dieser Vorbemessung eine Auslastung des Wandelementes von

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \cdot 100 = \frac{762}{737} \cdot 100 = 103 \%$$

und liegt unter den gegebenen Voraussetzungen im Toleranzbereich der Berechnungsgenauigkeit.

Ermittlung erdbebenrelevanter Kenndaten

1 Einleitung

In diesem Abschnitt werden jene Kenndaten ermittelt, welche für die Überprüfung der Erdbebensauglichkeit der drei vorgestellten Varianten notwendig sind. Ausgehend von der Situierung des Gebäudes, der Annahme des Baugrundes, der Auflistung der relevanten Materialkenndaten erfolgt die Ermittlung der Gebäudemassen und abschließend die Überprüfung der Regelmäßigkeitskriterien in Grund- und Aufriss gemäß ÖNORM EN 1998-1 [18], welche den Umfang und die Art der Erdbebenberechnung wesentlich beeinflusst.

2 Lage des Gebäudes

2.1 Erläuterung des Ansatzes einer erhöhten Bodenbeschleunigung a_g

In Anbetracht der tendenziell geringen Erdbebengefährdung Österreichs (nur rund 20% der Fläche des Bundesgebietes ist erdbebengefährdet) und des Auftretens einer Erdbebenstärke wie sie z.B. in L'Aquila 2009 stattgefunden hat, wird für die Lage des Gebäudes ein fiktiver Standort gewählt, der zwar im „Einsatzgebiet“ der ÖNORM EN 1998-1 [18] bzw. ÖNORM B 1998-1 [19] liegt, jedoch erhöhten, mit jenen in der Region L'Aquila vergleichbaren Erdbebeneinwirkungen ausgesetzt ist. Daher ist hier von einer Bodenbeschleunigung auszugehen, wie sie in Österreich mit großer Wahrscheinlichkeit nicht auftreten wird.

Die Größe dieser Beschleunigung ist der Ermittlung in [25] entnommen und beträgt für ein Wohngebäude im Raum L'Aquila

$$a_g = 3,34 \text{ m/s}^2.$$

Anmerkung: Im Fall der Lage des Gebäudes in einer bestimmten österreichischen Erdbebenzone ist die Beschleunigung dem Anhang der ÖNORM B 1998-1 zu entnehmen (Erdbebenkarte und Ortsverzeichnis). Diese ermittelte Beschleunigung a_g beinhaltet bereits die Information des Bedeutungsbeiwertes γ_I , der für ein Wohngebäude gemäß ÖNORM EN 1998-1 zu 1,0 resultiert. Der Maximalwert für Wohngebäude in Österreich beträgt bei dieser Betrachtungsweise gemäß [25] $1,42 \text{ m/s}^2$ (Zonengruppe IV).

2.2 Baugrundbeschaffenheit für den gewählten, fiktiven Standort

Da im Zuge dieses Berichtes Umgebungsparameter, zu welchen die Beschaffenheit des Baugrundes zweifelsohne zählt, nur eine untergeordnete Rolle spielen, fällt hier die Wahl auf die Baugrundklasse A. Diese wird gemäß ÖNORM EN 1998-1 [18] wie folgt beschrieben:

„Fels oder felsähnliche geologische Formation, mit höchstens 5 m weicherem Material an der Oberfläche.“

3 Ermittlung der relevanten Baustoffkenndaten für den außergewöhnlichen Lastfall „Erdbeben“

3.1 Baustoffkenndaten für die Holz-Massivbauweise

Die Ermittlung der Baustoffkenndaten erfolgt für die Wände und Decken aus Brettsperholz nach den Vorgaben in 'BSPHandbuch | Holz-Massivbauweise in Brettsperholz' [24]. Ausgehend von der Holzart Fichte und Brettern mit der Festigkeitsklasse C24 sind diese Kenndaten nachfolgend für die Nutzungsklasse 1 und einer Klasse der Lasteinwirkungsdauer („KLED“) „sehr kurz“ (für außergewöhnliche Einwirkungen) zusammengefasst. Der Modifikationsbeiwert für diese Bemessungssituation beträgt gemäß ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 8.6 [18] bzw. ÖNORM EN 1995-1-1, Tabelle 3.1 [10]

$$k_{\text{mod}} = 1,10.$$

Die Umrechnung der charakteristischen Werte des Baustoffes in Bemessungswerte erfolgt mit der Gleichung

$$f_{xy, d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{xy, k}}{\gamma_M}$$

mit einem Teilsicherheitsbeiwert γ_M des Baustoffes, der für diesen außergewöhnlichen Lastfall „Erdbeben“ gemäß ÖNORM EN 1995-1-1, Abschnitt 2.4 [10] zu

$$\gamma_M = 1,0$$

resultiert.

Die Baustoffkennwerte ergeben sich für das Ausgangsprodukt „Brett“ nach EN 338 wie folgt:

- Festigkeiten

- Druckfestigkeit:

$$f_{c, \text{clt}, d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{c, \text{clt}, k}}{\gamma_M} = 1,1 \cdot \frac{21,0}{1,0} = 23,1 \text{ N/mm}^2$$

- Querdruckfestigkeit:

$$f_{c, \text{clt}, 90, d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{c, \text{clt}, 90, k}}{\gamma_M} = 1,1 \cdot \frac{2,50}{1,0} = 2,75 \text{ N/mm}^2$$

- Schubfestigkeit in der Scheibenebene:

$$f_{v, \text{clt}, d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{v, \text{clt}, k}}{\gamma_M} = 1,1 \cdot \frac{5,0}{1,0} = 5,50 \text{ N/mm}^2$$

- Torsionsfestigkeit in der Scheibenebene:

$$f_{\text{tor, clt, d}} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{\text{tor, clt, k}}}{\gamma_{\text{M}}} = 1,1 \cdot \frac{2,5}{1,0} = 2,75 \text{ N/mm}^2$$

- Steifigkeiten

- E-Modul parallel zur Faserrichtung:

$$E_{0, \text{mean}} = 11000 \text{ N/mm}^2$$

- E-Modul normal auf die Faserrichtung:

$$E_{90, \text{mean}} = 370 \text{ N/mm}^2$$

- Schubmodul:

$$G_{0, \text{mean}} = 690 \text{ N/mm}^2$$

- Rollschubmodull:

$$G_{90, \text{mean}} = 69 \text{ N/mm}^2$$

3.2 Baustoffkenndaten für die Betonbauweise

Nach ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 5.2.4(2) [18] bzw. ÖNORM B 1998-1, Abschnitt 4.5.1.3(2) [19] sollen die Teilsicherheitsbeiwerte für Beton und Betonstahl (BSt 550) zu

$$\gamma_c = 1,50$$

und

$$\gamma_s = 1,15$$

angenommen werden.

Wie aus Abschnitt 3. 1 hervorgeht, werden für die Erdbebenberechnung die Steifigkeitssparameter (E-Modul, G-Modul) des Baustoffes und für die Nachweisführung die notwendigen Festigkeiten benötigt.

Die benötigten Baustoffkennwerte ergeben sich für eine Betongüte von C25/30 zu

- Festigkeiten

- Druckfestigkeit des Betons (für die spezielle Nachweisführung ohne Division durch γ_c):

$$f_{\text{ck}} = 25,0 \text{ N/mm}^2$$

- Steifigkeiten
 - E-Modul:
 $E_{cm} = 30500 \text{ N/mm}^2$
 - Schubmodul:
 $G = 14500 \text{ N/mm}^2$

3.3 Baustoffkenndaten für die Ziegel-Massivbauweise

Gemäß ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 9.6 bzw. ÖNORM B 1998-1, Abschnitt 4.9.4 [18] sollen die Teilsicherheitsbeiwerte für Mauerwerk und Betonstahl (BSt 550) zu

$$\gamma_m = 1,50$$

$$\gamma_s = 1,00$$

angenommen werden.

Wie aus Abschnitt 3. 1 hervorgeht, werden für die Erdbebenberechnung die Steifigkeitssparameter (E-Modul, G-Modul) des Baustoffes und für die Nachweisführung die notwendigen Festigkeiten benötigt. Diese ergeben sich wie folgt:

- Festigkeiten
 - Druckfestigkeit des Mauerwerks:
 $f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{4,75}{1,50} = 3,17 \text{ N/mm}^2$
 - Haftscherfestigkeit:

Gemäß ÖNORM EN 1996-1-1, Anhang D.3(1) [14] kann die Haftscherfestigkeit eines Ziegelmauerwerks mit einem Mörtel der Festigkeitsklasse M10 zu

$$f_{vdo} = \frac{f_{vko}}{\gamma_m} = \frac{0,30}{1,50} = 0,20 \text{ N/mm}^2$$

angenommen werden.

- Steifigkeiten
 - E-Modul:

Gemäß ÖNORM EN 1996-1-1, Abschnitt 3.7.2(2) [14] wird der (Kurzzeit)-Elastizitätsmodul E für Mauerwerk wie folgt ermittelt:

$$E = K_E \cdot f_k$$

mit

K_E als Beiwert, für den gilt: $K_E = 1000$

f_k als charakteristische Druckfestigkeit des Mauerwerks, die für den gewählten Mauerstein und -mörtel aus dem Kalkulationsblatt des Herstellers [36] entnommen werden kann. Für den gewählten Ziegeltyp ergibt sich: $f_k = 4,75 \text{ N/mm}^2$

somit folgt:

$$E = 1000 \cdot 4,75 = 4750 \text{ N/mm}^2$$

- Schubmodul:

Der Schubmodul G darf gemäß ÖNORM EN 1996-1-1, Abschnitt 3.7.3(1) [14] mit 40% des Elastizitätsmoduls E angenommen werden:

$$G = 0,40 \cdot E = 0,40 \cdot 4750 = 1900 \text{ N/mm}^2$$

4 Einwirkungskombinationen für die außergewöhnliche Bemessungssituation „Erdbeben“

Die Einwirkungskombination für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit von Einwirkungen für die außergewöhnliche Bemessungssituation „Erdbeben“ wird gemäß ÖNORM EN 1990:2003 [1] wie folgt definiert:

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

mit den quasi-ständigen Kombinationsbeiwerten

- für die Nutzlast auf Geschossdecken

$$\psi_{2,\text{Gesch.}} = 0,3 \text{ (für Kategorie A1 nach ÖNORM EN 1990:2003) [1]}$$

- für die Nutzlast auf dem Dach

$$\psi_{2,\text{Dach}} = 0,0 \text{ (für Kategorie H nach ÖNORM EN 1990:2003) [1]}$$

- für die Einwirkung aus Schnee

$$\psi_{2,\text{Schnee}} = 0,0 \text{ (für Orte mit einer Höhe niedriger als 1000 m ü. NN nach ÖNORM EN 1990:2003) [1]}$$

- für die Einwirkung aus Wind

$$\psi_{2,\text{Wind}} = 0,0 \text{ (nach ÖNORM EN 1990:2003) [1]}$$

Die Kombination zur Ermittlung der mitschwingenden Masse (siehe nächster Abschnitt) nach ÖNORM EN 1998-1:2005 [18] ist wie folgt definiert:

$$\sum_{i \geq 1} G_{k,i} + \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} Q_{k,i}$$

mit dem Kombinationsbeiwert für eine veränderliche Einwirkung i , der bei der Bestimmung der Beanspruchungsgrößen für die Bemessungs-Erdbebeneinwirkung zu verwenden ist:

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \text{ nach ÖNORM B 1998:2006 [19]}$$

$$\varphi_{\text{Geschosse}} = 1,0 \text{ für Kategorie A bis C, das ergibt}$$

$$\psi_{E,\text{Geschosse}} = 1,0 \cdot 0,3 = 0,3$$

5 Ermittlung der mitschwingenden Gebäudemassen

5.1 Massenermittlung der Ausführungsvariante in Holz-Massivbauweise

Die mitschwingenden Massen der einzelnen Bauteile sind in der folgenden Tabelle aufgelistet.

Bauteil		Einheit	unterer Teil	Dü EG	Dü 1. OG	Dü 2. OG	Dü 3. OG	Dü 4. OG	Summe
Decke	H	m	1,40	3,00	3,00	3,00	3,00	1,60	
	A	m ²	0,00	227	227	227	227	227	
	$\Psi_{E,i} \cdot q_k$	kN/m ²	0,00	0,84	0,84	0,84	0,84	0,00	
	$Q_{\text{Decke}} = \Psi_{E,i} \cdot q_k \cdot A$	kg	0,00	19039	19039	19039	19039	0,00	76154
	g_k	kN/m ²	0,00	4,15	4,15	4,15	4,15	4,52	
	$G_{\text{Decke}} = g_k \cdot A$	kg	0,00	94060	94060	940560	94060	102100	478639
Außenwände	l_W	m	41,71	41,71	41,71	41,71	41,71	41,71	
	A_W	m ²	58	125	125	125	125	67	
	g_k	kN/m ²	1,26	1,26	1,19	1,12	1,12	1,12	
	$G_{\text{Wände}} = g_k \cdot A_W$	kg	7372	15796	14901	14007	14007	7470	73553
Innenwände	l_W	m	20,39	20,39	20,39	20,39	20,39	20,39	
	A_W	m ²	29	61	61	61	61	33	
	g_k	kN/m ²	0,97	0,97	0,89	0,82	0,82	0,82	
	$G_{\text{Wände}} = g_k \cdot A_W$	kg	2756	5906	5467	5031	5031	2683	26876
Attika	l_W	m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	69,00	
	A_W	m ²	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	41	
	g_k	kN/m ²	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,12	
	$G_{\text{Wände}} = g_k \cdot A_W$	kg	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4634	4634
Summe		kg	10128	134800	133468	132136	132136	117188	659858

Tab. 5.1 Massenermittlung für das Beispielgebäude in Holz-Massivbauweise

Es bedeuten:

H Einflusshöhe der Geschossmassen (exkl. Deckenstärken) [m]

A Geschossfläche [m²]

$\psi_{E,i}$ Kombinationsbeiwert für veränderliche Einwirkungen [-]

q_k veränderliche Einwirkungen [kN/m²]

g_k ständige Einwirkungen [kN/m²]

l_w Wandlänge [m]

A_W Wandfläche (Wandlänge x Einflusshöhe) [m²]

G_W Masse der Wände [kg]

5. 2 Massenermittlung der Ausführungsvariante in Stahlbetonbauweise

Die Ermittlung der Massen der einzelnen Bauteile ist in der folgenden Tabelle aufgelistet.

Bauteil		Einheit	unterer Teil	Dü EG	Dü 1OG	Dü 2OG	Dü 3OG	Dü 4OG	Summe
Decke	H	m	1,40	3,00	3,00	3,00	3,00	1,60	
	A	m ²	0,00	227	227	227	227	227	
	$\psi_{E,i} \cdot q_k$	kN/m ²	0,00	0,84	0,84	0,84	0,84	0,00	
	$G_{Decke} = \psi_{E,i} \cdot q_k \cdot A$	kg	0,00	19039	19039	19039	19039	0,00	76154
	g_k	kN/m ²	0,00	8,52	8,52	8,52	8,52	8,79	
	$G_{Decke} = g_k \cdot A$	kg	0,00	193151	193151	193151	193151	199225	971830
Außenwände	l_w	m	41,71	41,71	41,71	41,71	41,71	41,71	
	A_W	m ²	58	125	125	125	125	67	
	g_k	kN/m ²	6,73	6,73	6,73	6,73	6,73	6,73	
	$G_{Wände} = g_k \cdot A_W$	kg	39282	84175	84175	84175	84175	84175	420875
Innenwände	l_w	m	20,39	20,39	20,39	20,39	20,39	20,39	
	A_W	m ²	29	61	61	61	61	33	
	g_k	kN/m ²	6,61	6,61	6,61	6,61	6,61	6,61	
	$G_{Wände} = g_k \cdot A_W$	kg	18869	40433	40433	40433	40433	21564	202167
Attika	l_w	m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	69,00	
	A_W	m ²	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	41	
	g_k	kN/m ²	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	6,73	
	$G_{Wände} = g_k \cdot A_W$	kg	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	27850	27850
Summe		kg	58151	336798	336798	336798	336798	293533	1698876

Tab. 5.2 Massenermittlung für das Beispielgebäude in Stahlbetonbauweise

5.3 Massenermittlung der Ausführungsvariante in Ziegel-Massivbauweise

Die Ermittlung der Massen der einzelnen Bauteile ist in der folgenden Tabelle aufgelistet.

Bauteil		Einheit	unterer Teil	Dü EG	Dü 1OG	Dü 2OG	Dü 3OG	Dü 4OG	Summe
Decke	H	m	1,40	3,00	3,00	3,00	3,00	1,60	
	A	m ²	0,00	227	227	227	227	227	
	$\Psi_{E,i} \cdot q_k$	kN/m ²	0,00	0,84	0,84	0,84	0,84	0,00	
	$Q_{Decke} = \Psi_{E,i} \cdot q_k \cdot A$	kg	0,00	19039	19039	19039	19039	0,00	76154
	g_k	kN/m ²	0,00	8,52	8,52	8,52	8,52	8,79	
	$G_{Decke} = g_k \cdot A$	kg	0,00	193151	193151	193151	193151	199225	971830
Außenwände	l_W	m	41,71	41,71	41,71	41,71	41,71	41,71	
	A_W	m ²	58	125	125	125	125	67	
	g_k	kN/m ²	3,30	3,30	3,30	3,30	3,30	3,30	
	$G_{Wände} = g_k \cdot A_W$	kg	19253	41255	41255	41255	41255	22023	206277
Innenwände	l_W	m	20,39	20,39	20,39	20,39	20,39	20,39	
	A_W	m ²	29	61	61	61	61	33	
	g_k	kN/m ²	3,18	3,18	3,18	3,18	3,18	3,18	
	$G_{Wände} = g_k \cdot A_W$	kg	9078	19452	19452	19452	19452	10374	97260
Attika	l_W	m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	69,00	
	A_W	m ²	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	41	
	g_k	kN/m ²	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,30	
	$G_{Wände} = g_k \cdot A_W$	kg	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	13650	13650
Summe		kg	28330	272897	272897	272897	272897	245252	1365171

Tab. 5.3 Massenermittlung für das Beispielgebäude in Ziegel-Massivbauweise

5.4 Vergleich der Gebäudegesamtmassen der einzelnen Ausführungsvarianten

Nachdem Erdbebeneinwirkungen Trägheitskräfte darstellen und somit direkt proportional zur angeregten Masse sind, hat die Gebäudemasse einen sehr großen Einfluss auf die Größe dieser Kräfte. Das folgende Diagramm zeigt den Vergleich der Gebäudegesamtmassen der drei Ausführungsvarianten für das gewählte Beispielgebäude.

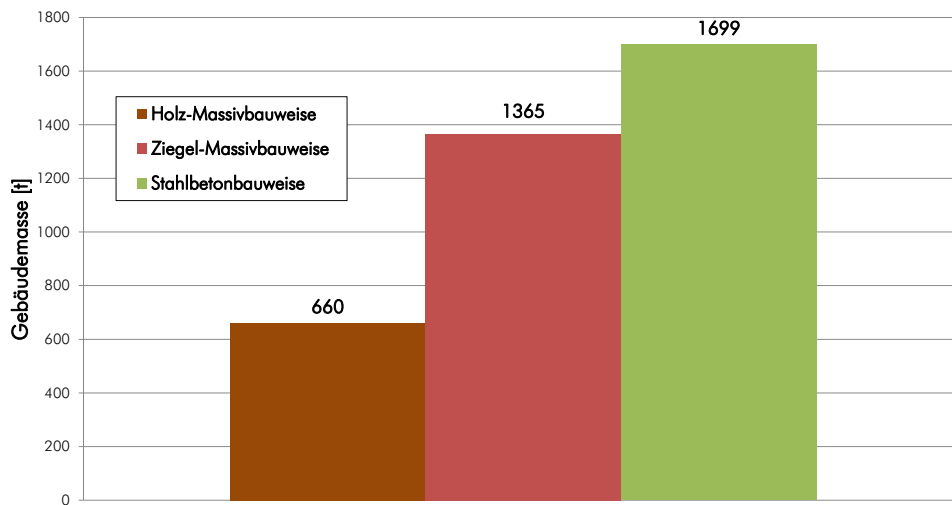


Abb. 5.1 Vergleich der seismisch aktiven Massen der drei AusführungsvariantenVarianten

Aus Abb. 5.1 wird ersichtlich, dass der Unterschied der seismisch aktiven Gesamtmasse zwischen den beiden mineralischen Bauweisen deutlich geringer ausfällt als jener der Holz-Massivbauweise. Die Differenz entsteht im Wesentlichen durch den leichteren Wandaufbau der Ziegel-Massivbauweise. Zwischen der Holz-Massivbauweise und der Stahlbetonbauweise tritt eine Massendifferenz von rund 1040 t auf, mehr als die eigentliche Gesamtmasse der Holz-Massivbauweise. Bezogen auf die Stahlbetonbauweise, weist das Gebäude in Holz-Massivbauweise eine Masse von 40% auf. Eine Tatsache, die sich außerordentlich günstig auf die Größe der Erdbebeneinwirkungen für die Holz-Massivbauweise auswirkt. Für den Vergleich mit der Ziegel-Massivbauweise ergibt sich für die Holz-Massivbauweise eine Masse von rund 50%.

6 Überprüfung der Regelmäßigkeitskriterien im Grund- und Aufriss

In diesem Absatz werden die Regelmäßigkeitskriterien gemäß ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 4.2.3 [18] für den Grund- und Aufriss des Beispielgebäudes überprüft. Die Einhaltung bzw. Nicht-Einhaltung dieser Kriterien entscheidet über die nach ÖNORM EN 1998-1 [18] anzuwendenden Berechnungsmethoden zur Ermittlung der Erdbebeneinwirkungen.

6.1 Kriterien für Regelmäßigkeit im Grundriss

6.1.1 Kompaktheit der Grundrissform

Gemäß ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 4.2.3.2(39) [18] muss der Grundriss jedes Stockwerks eines Gebäudes von einem konvexen Polygon umrissen sein (Vermeidung von Ein- oder Rücksprüngen). Auftretende Rücksprünge sind erlaubt, wenn einerseits die Steifigkeit der Geschossdecken in ihren Ebenen nicht beeinträchtigt wird (kann hier angenommen werden) und andererseits für jeden Rücksprung die Fläche zwischen dem Umriss des Stockwerks und einem konvexen Polygon als Umhüllende des Stockwerks 5% der Stockwerksfläche nicht überschreitet. Die folgende Abbildung zeigt die, für alle Geschosse geltende Grundrissform (unabhängig von der Ausführungsvariante) mit den gekennzeichneten Rücksprüngen und den für die Überprüfung notwendigen Flächeninhalten.

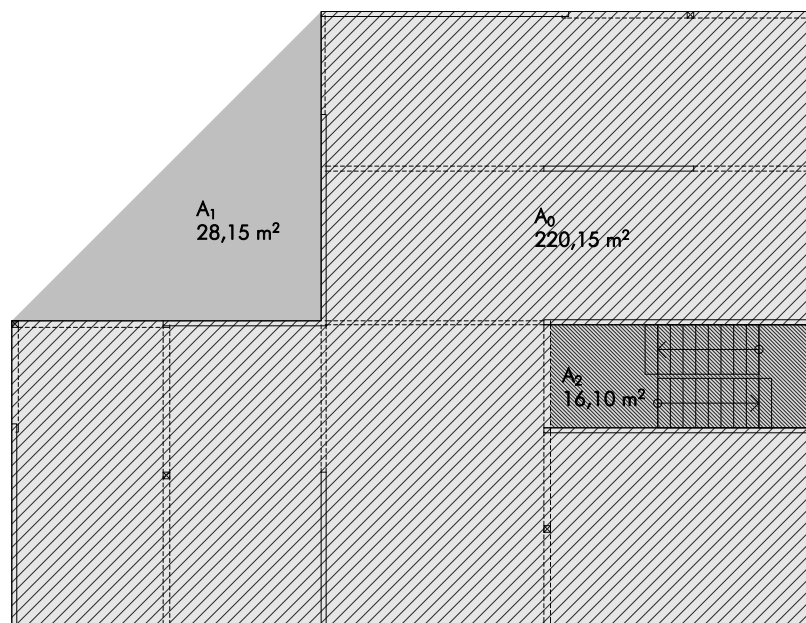


Abb. 6.1 Flächeninhalte der Rück- und Einsprünge im Grundriss

Wie aus Abb. 6.1 erkennbar wird, müssen für dieses Kriterium zwei Bedingungen überprüft werden:

- Bedingung für das Flächenverhältnis der Rücksprünge zu jenem der Nettofläche der Decke

$$\frac{A_1}{A_0} \cdot 100 = \frac{28,15}{220,15} \cdot 100 = 12,8 > 5,0 \text{ Kriterium nicht eingehalten}$$

- Bedingung für das Flächenverhältnis von Einsprünge zu jenem der Nettofläche der Decke

$$\frac{A_2}{A_0} \cdot 100 = \frac{16,10}{220,15} \cdot 100 = 7,3 > 5,0 \text{ Kriterium nicht eingehalten}$$

Damit ist das Kriterium der Kompaktheit der Grundrissform **nicht erfüllt**. Da gemäß ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 4.2.3.2(1)P [18] für einen regelmäßigen Grundriss jedoch sämtliche Kriterien eingehalten werden müssen, kann diese Überprüfung hier bereits abgebrochen und der Grundriss als **unregelmäßig** bezeichnet werden.

6. 2 Kriterien für Regelmäßigkeit im Aufriss

6. 2. 1 durchgehende Aussteifungssysteme

Sämtliche Tragwände verlaufen ohne Unterbrechung vom Einspannungshorizont (Fundament) bis zum Dach des Gebäudes.

Dieses Kriterium ist somit gemäß ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 4.2.3.3(2) [18] **erfüllt**.

6. 2. 2 Verlauf der Horizontalsteifigkeit und Geschossmasse über die Geschosshöhe

Die Geschossmassen und die Horizontalsteifigkeit sind für sämtliche Varianten entweder über die Stockwerke konstant (Ziegel-Massivbauweise, Stahlbetonbauweise), oder nehmen nach oben hin ab (Holz-Massivbauweise).

Dieses Kriterium ist somit gemäß ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 4.2.3.3(3) [18] **erfüllt**.

6. 2. 3 Regelungen für Rahmentragwerke

Dieses Kriterium ist gemäß ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 4.2.3.3(4) [18] **nicht relevant**.

6. 2. 4 Regelungen für Rücksprünge

Das Gebäude weist weder Vor- noch Rücksprünge über die Gebäudehöhe auf.

Das Kriterium ist gemäß ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 4.2.3.3(5) [18] **erfüllt**.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass sämtliche Kriterien für die konstruktive Regelmäßigkeit im Aufriss als **erfüllt** zu betrachten sind.

6. 3 Wahl des Berechnungsverfahrens

Die folgende Tabelle aus der ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 4.2.3 [18] gibt in Abhängigkeit der Einhaltung der Regelmäßigkeitskriterien einen Überblick über die zulässigen Modellbildungen und Berechnungsverfahren.

Der hier vorliegende Fall ist hervorgehoben.

regelmäßig		zulässige Vereinfachung		Verhaltensbeiwert
Grundriss	Aufriss	Modell	linear-elastische Berechnung	(für lineare Berechnung)
ja	ja	eben	vereinfacht	Referenzwert
ja	nein	eben	modal	abgemindert
nein	ja	räumlich	vereinfacht	Referenzwert
nein	nein	räumlich	modal	abgemindert

Tab. 6.1 Auswirkungen der konstruktiven Regelmäßigkeit auf die Erdbebenberechnung nach [18]

Im weiteren Verlauf dieses Berichtes erfolgt die Erdbebenberechnung für sämtliche Ausführungsvarianten anhand eines räumlichen Modells mit Hilfe des Software-Pakets „RFEM“. Die dabei ermittelten Grundperioden bilden die Eingangswerte für die Anwendung des vereinfachten Antwortspektrenverfahrens. Die Aufteilung der Erdbebenersatzkräfte auf die einzelnen Tragwände eines Geschosses erfolgt in Abhängigkeit von der Wandsteifigkeiten mit Hilfe einer MS-EXCEL-Tabellenberechnung. Parallel dazu werden die einzelnen Wandschnittkräfte unter Anwendung der modalen Analyse mit Hilfe eines Softwarepaketes ermittelt und mit den „händisch“ berechneten verglichen.

Erdbebenberechnung der Ausführungsvariante in Holz-Massivbauweise

1 Einleitung

Im Zuge dieses Abschnittes wird das Beispielgebäude in Holz-Massivbauweise auf seine Erdbebensauglichkeit überprüft. Die Abfolge dieser Überprüfung erfolgt für sämtliche Ausführungsvarianten nach dem gleichen Schema:

- Ermittlung der Grundperioden mit Hilfe eines räumlichen Stab-Platten-Modells,
- Anwendung des vereinfachten Antwortspektrenverfahrens - Ermittlung der Erdbebenersatzkräfte und Aufteilung auf die einzelnen Geschosse,
- Ermittlung der Wandschnittgrößen zufolge der Einwirkungskombination für die außergewöhnliche Bemessungssituation „Erdbeben“ und
- Schubnachweis der maßgebenden Wandscheibe als Vergleichsgrundlage

2 Ermittlung der Grundperioden mit Hilfe eines räumlichen Stab-Platten-Modells

2.1 Allgemeines

Wie bereits in Kapitel 4 erwähnt wurde, erfolgt die Ermittlung der Grundperioden (in X- und Y-Richtung des Grundrisses) mit Hilfe eines räumlichen Modells der Gesamtstruktur. Dieses Modell im Softwarepaket „RFEM“ erstellt und berücksichtigt sämtliche primären seismischen Bauteile. Aufgrund der Modellierungsgrenzen der aktuell vorhandenen Version des Programms werden die Tragwände als Stäbe und die Deckenplatten als Flächen diskretisiert. Einzugebende Baustoffkennwerte, Querschnittsdefinitionen, Auflagerbedingungen, Wand-Wand- bzw. Wand-Decken-Kopplungen, sowie die Berücksichtigung von mitwirkenden Massen werden im Weiteren erläutert.

2.2 Bestimmung der einzugebenden Kenngrößen

Die folgende Abbildung zeigt am Beispiel der Wand 1x, welche Kenngrößen (pro Wandscheibe) für die Eingabe in das FEM-Programm benötigt werden.

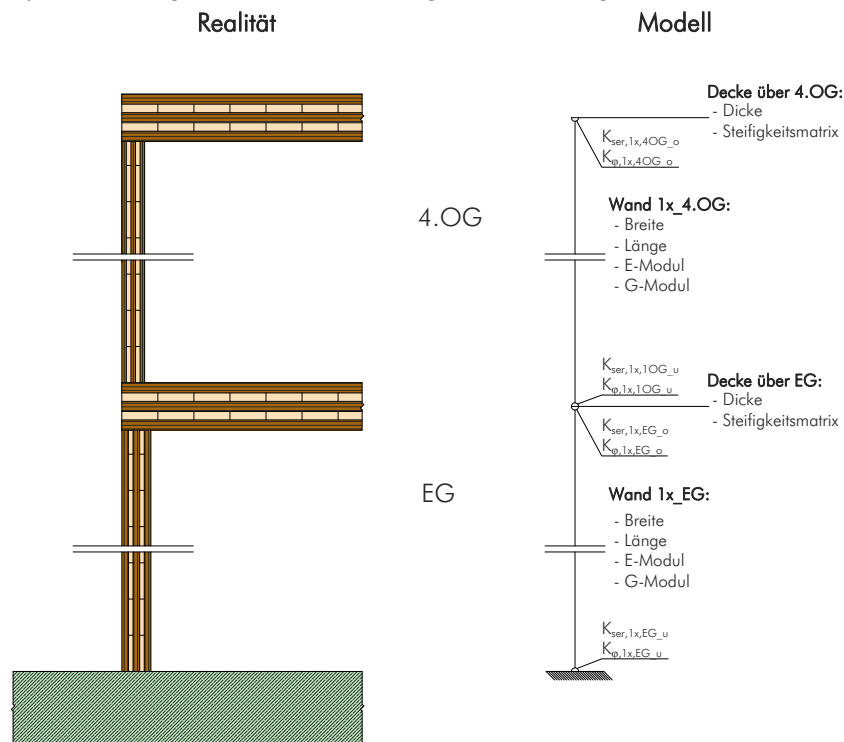


Abb. 2.1 Kenngrößen für die Modellbildung in RFEM anhand Wand 1x

2. 2. 1 Eingabe der Deckenelemente als orthotrope Platten

Neben den, im vorherigen Kapitel angeführten Baustoffkennwerten erfordert die Modellierung dieses Tragwerks im FE-Programm noch weitere Parameter, die das orthotrope Verhalten der flächenförmigen BSP-Elemente beschreiben. Die Erfassung der Orthotropie für die verwendeten BSP-Elemente als Deckenplatten erfolgt durch Eingabe einer Steifigkeitsmatrix, die getrennt für Biegung und für Membrankräfte gemäß 'BSPhandbuch' [24] wie folgt definiert ist.

- für die Biegetragwirkung

$$\begin{Bmatrix} m_x \\ m_y \\ m_{xy} \\ q_x \\ q_y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & 0 & 0 \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} & 0 & 0 \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & D_{44} & D_{45} \\ 0 & 0 & 0 & D_{54} & D_{55} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \partial\varphi_y/\partial x \\ -\partial\varphi_x/\partial y \\ \partial\varphi_y/\partial y - \partial\varphi_x/\partial x \\ \partial w/\partial x + \varphi_y \\ \partial w/\partial y - \varphi_x \end{Bmatrix}$$

- für die Membrantragwirkung

$$\begin{Bmatrix} n_x \\ n_y \\ q_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} d_{11} & d_{12} & d_{13} \\ d_{21} & d_{22} & d_{23} \\ d_{31} & d_{32} & d_{33} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \partial u/\partial x \\ \partial v/\partial y \\ \partial u/\partial y - \partial v/\partial x \end{Bmatrix}$$

Die einzelnen Koeffizienten D_{11} bis D_{55} und d_{11} bis d_{33} sind dabei wie folgt definiert:

$$D_{11} = E_x \cdot J_{x, \text{eff}}$$

$$D_{22} = E_y \cdot J_{y, \text{eff}}$$

$$D_{12} = D_{21} = 0$$

$$D_{33} = \frac{\Phi}{100} \cdot \frac{G_{0, \text{mean}} \cdot h_{\text{ges}}^3}{12}$$

$$D_{44} = \frac{(G_{0, \text{mean}} \cdot h_x + G_{90, \text{mean}} \cdot h_y)}{\kappa}$$

$$D_{55} = \frac{(G_{90, \text{mean}} \cdot h_x + G_{0, \text{mean}} \cdot h_y)}{\kappa}$$

$$D_{45} = D_{54} = 0$$

$$d_{11} = E_x \cdot h_x$$

$$d_{22} = E_y \cdot h_y$$

$$d_{33} = h_{\text{ges}} \cdot \left[\frac{G_{0,\text{mean}}}{1 + 6 \cdot \left(0,32 \cdot \left(\frac{t}{a} \right)^{-0,77} \right) \cdot \left(\frac{t}{a} \right)^2} \right]$$

$$d_{12} = d_{21} = d_{13} = d_{31} = d_{23} = d_{32} = 0$$

mit

E_x, E_y als E-Modul, entspricht $E_{0,\text{mean}}$ gemäß Kapitel 4, Abschnitt 3. 1 [kN/m²]

$G_{0,\text{mean}}$ als Schubmodul des Elements gemäß Kapitel 4, Abschnitt 3. 1 [kN/m²]

h_{ges} als Gesamtdicke des Elements [m]

h_x als Dicke sämtlicher Brettlagen, deren Faserrichtung in Richtung der Haupt-
richtung (x-Richtung) des Elementes verlaufen [m]

h_y als Dicke sämtlicher Brettlagen, deren Faserrichtung quer zur Haupt-
richtung (y-Richtung) des Elementes verlaufen [m]

κ als Schubkorrekturfaktor gemäß 'BSPhandbuch' [24],
für 5-schichtige Elemente ist $\kappa = 4,12$ [-]

t als durchschnittliche Einzelschichtdicke des Elements [m]

a als Breite der verwendeten Bretter, hier wird $a = 15$ cm angenommen.

Φ als Faktor zur Berücksichtigung einer reduzierten Drillsteifigkeit [-]

Die folgende Tabelle zeigt die ermittelten Koeffizienten der Steifigkeitsmatrix für das für
sämtliche Geschossdecken verwendete BSP-Deckenelement.

- BSP-Element, $h_{ges} = 196 \text{ mm}$, 5-schichtig, „Stora Enso 196 L5s“

Steifigkeitsmatrix Biegetragwirkung			
	[kNm]		[kNm]
D_{11}	5682	D_{22}	1220
D_{12}	0	D_{33}	173
	[kN/m]		[kN/m]
D_{44}	22274	D_{55}	13833
Steifigkeitsmatrix Membrantragwirkung			
	[kN/m]		[kN/m]
d_{11}	1386000	d_{22}	770000
d_{12}	0	d_{33}	98823

Tab. 2.1 Koeffizienten der Steifigkeitsmatrix für das verwendete Deckenelement

2. 2. 2 Eingabe der Wandscheiben als Biegestäbe

Die Berücksichtigung der Wandscheiben als vertikale Biegestäbe in das FE-Programm erfordert die Eingabe der Systemparameter Wandlänge, Wandbreite, Wandhöhe und der Baustoffkennwerte E-Modul und G-Modul. Da die Wandscheiben als eindimensionale Stäbe erfasst werden, erfolgt eine Abminderung für den wirksamen („verschmierteren“) G-Modul gemäß ‚BSPhandbuch‘ [24]. Der E-Modul kann wie in Kapitel 4, Abschnitt 3. 1 definiert berücksichtigt werden (exemplarisch für das BSP-Wandelement 95 mm L5s).

$$G = \frac{G_{0,mean}}{1 + 6 \cdot \alpha_T \cdot \left(\frac{t_{mean}}{a}\right)^2} = \frac{690}{1 + 6 \cdot 1,57 \cdot \left(\frac{19}{150}\right)^2} = 599,4 \text{ N/mm}^2$$

mit

$$\alpha_T = 0,32 \cdot \left(\frac{t_{mean}}{a}\right)^{-0,77} = 0,32 \cdot \left(\frac{19}{150}\right)^{-0,77} = 1,57$$

t_{clt} Gesamtdicke der Scheibe [mm]

t_{mean} mittlere Schichtdicke der Scheibe [mm]

a Brettbreite [mm]

$G_{0,mean}$ Schubmodul der verwendeten Bretter (C24 nach EN 338, siehe Kapitel 4, Abschnitt 3. 1)

Die zuvor erwähnten Systemparameter und die Abstände der Schwerpunkte der Wandscheiben zum linken unteren Punkt des Grundrisses (im Weiteren als Koordinatenursprung bezeichnet) sind in der folgenden Tabelle aufgelistet. Als Vereinfachung werden die Schwerpunktlagen der Wandscheiben trotz einer einheitlichen Abnahme der Wandbreite für das gesamte Gebäude von 121 mm auf 95 mm in sämtlichen Geschossen gleich berücksichtigt.

Wand i	Breite b_i	Länge l_i	Höhe h_i	horizontaler Abstand x_i	vertikaler Abstand y_i
[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
in x-Richtung					
Wand 1x	0,121 (0,095)	7,379	3,00	3,811	0,061
Wand 2x	0,121 (0,095)	3,830	3,00	5,585	7,440
Wand 3x	0,121 (0,095)	6,000	3,00	10,500	14,940
Wand 4x	0,121 (0,095)	3,633	3,00	14,716	11,120
Wand 5x	0,121 (0,095)	6,600	3,00	16,200	7,466
Wand 6x	0,121 (0,095)	6,600	3,00	16,200	4,844
Wand 7x	0,121 (0,095)	6,600	3,00	16,200	0,061
in y-Richtung					
Wand 1y	0,121 (0,095)	5,000	3,00	0,061	2,500
Wand 2y	0,121 (0,095)	5,121	3,00	7,561	9,940
Wand 3y	0,121 (0,095)	7,474	3,00	19,440	11,263
Wand 4y	0,121 (0,095)	3,830	3,00	7,561	1,915

Tab. 2.2 Systemparameter der Wandscheiben für sämtliche Geschosse (Klammerwerte betreffen die Wandstärken in den Obergeschossen 2-4)

2. 2. 3 Eingabe der Anschlussparameter

Neben den Querschnittswerten (Länge, Breite, Höhe, Deckenstärke) und den Baustoffkennwerten (E-Modul, G-Modul) spielen die Anschlüsse der Wände an der Bodenplatte (Wand-Bodenplatte-Knoten) und an der Geschossdecke (Wand-Decke- bzw. Wand-Decke-Wand-Knoten) eine maßgebende Rolle bei der Ermittlung der Grundperioden mit Hilfe des FEM-Programms.

Die dynamischen Eigenschaften des Tragwerks werden durch die Gebäudemasse und die (Horizontal)- Steifigkeit der Tragstruktur maßgebend beeinflusst. Vereinfacht kann angenommen werden, dass sehr leichte Gebäude mit Tragwerken, die ein großes Verformungsvermögen gegen horizontale Beanspruchung aufweisen, günstige (große) Grundperioden und in weiterer Folge geringe Erdbebenbeanspruchungen erfahren.

Für das Gebäude Holz-Massivbauweise wird das gewünschte, hohe und duktile Verformungsvermögen durch die Verbindungsmittel (VM) in den Anschlussfugen erzielt. Die horizontalen Biege- und Schubverformungen der Wandscheiben bilden, wie in weiterer Folge gezeigt werden wird, nur einen sehr geringen Anteil an der Gesamtverformung der Tragwand. Daher ist es von wesentlicher Bedeutung, im Zuge der Tragwerksplanung eine Verbindungsmittel-Anordnung zu finden, die diesen Rahmenbedingungen entspricht. Da die Größe der Beanspruchung jedoch von der Anzahl, Art und Anordnung dieser Verbindungsmittel maßgebend beeinflusst wird, ist die finale Anzahl und Anordnung der VM zu Beginn der Berechnung nicht bekannt. Der Vorgang der Ermittlung der letztendlichen Anzahl der VM ist daher iterativ und wird von weiteren Randbedingungen (aus der Kapazitätsbemessung) beeinflusst. Das folgende Flussdiagramm soll diesen Ablauf verdeutlichen.

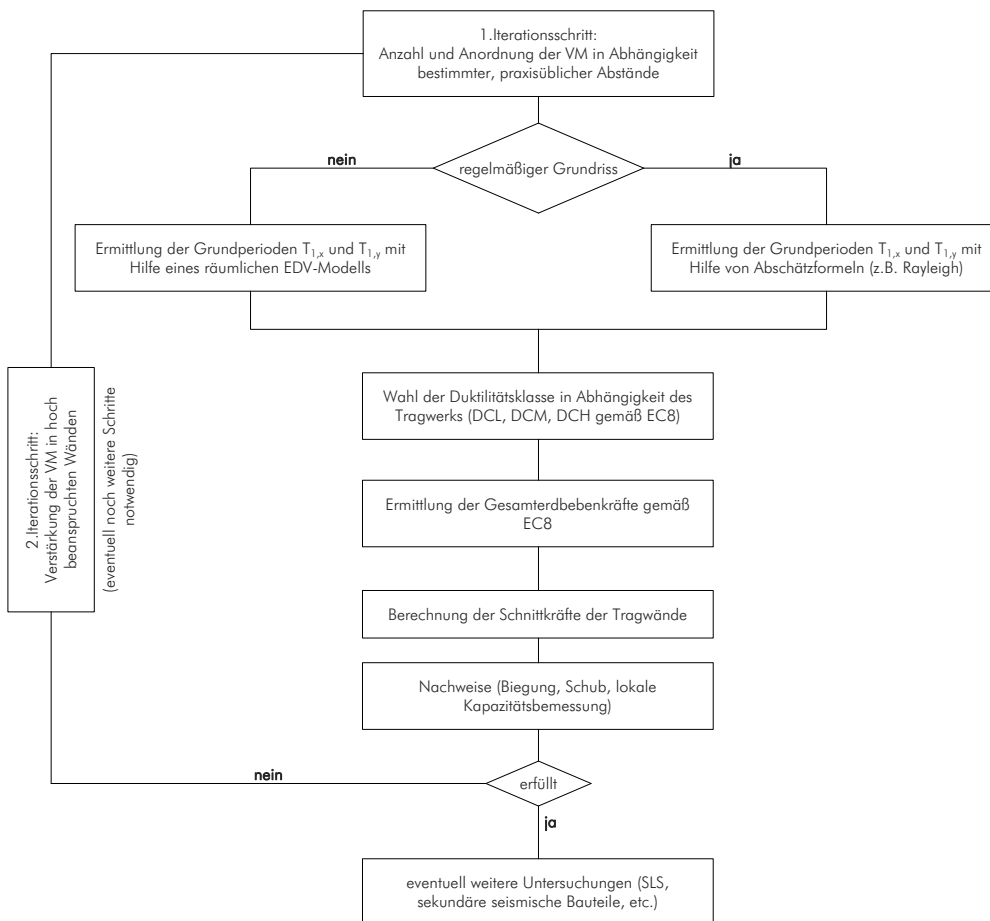


Abb. 2.2 Flussdiagramm zur Ermittlung der Grundperioden und VM-Konzeption

Anmerkung: In Abb. 2.2 ist im Zuge des Nachweisverfahrens eine lokale Kapazitätsbemessung der Anschlussknoten vorgesehen. In deren Rahmen wird überprüft, ob im Zuge eines dissipativen Tragwerkverhaltens das Bauwerksversagen durch Versagen der duktilen Bereiche des Tragwerks eintritt. Damit soll sichergestellt werden, dass ein Versagen von spröden Bereichen nicht eintreten kann. Sollte die Kapazitätsbemessung nicht erfolgreich sein, ist das Tragsystem grundsätzlich zu modifizieren.

- Wahl der Verbindungsmittel

Zur Übertragung von Biegemomenten und Schubkräften in Richtung der Wandachse werden im Rahmen der Holz-Massivbauweise im Wesentlichen Zuganker und Schubwinkel angewendet. Im Zuge dieser Modellbildung wird davon ausgegangen, dass die verwendeten Zuganker ausschließlich Zugkräfte (Abhebekräfte) und die Schubwinkel ausschließlich Schubkräfte (Längskräfte entlang der Wandachse) übertragen können. Basierend auf Ergebnissen aktueller Untersuchungen am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz [27] fällt die Wahl der Schubwinkel auf die beiden folgenden Typen:

Anschlussfuge	Winkelverbinder	Anschluss an Holz	Tragfähigkeit auf Schub $R_{x,z,d}$	Schubsteifigkeit K_{ser}^*
			[kN]	[MN/m]
Wand-Bodenplatte	AE116 beidseitig	CNA Kammnägel 4,0x60 mm	29,2 kN	5,80
Wand-Decke-Wand	ABR90 beidseitig	CNA Kammnägel 4,0x60 mm	11,8 kN	2,00

* Ergebnis aus laufenden Untersuchungen am Institut für Holzbau und Holztechnologie der TU Graz

Tab. 2.3 gewählte Winkelverbinder zur Abtragung der Schubkräfte in Richtung der Wandachsen

Die folgenden Abbildungen zeigen die eingesetzten Winkelverbinder.



Abb. 2.3 in der Nachweisführung berücksichtigte Winkelverbinder AE116 und ABR90, aus [34]

Während für die Winkelverbinder bereits Ergebnisse für Steifigkeitskennwerte vorliegen, müssen diese für den gewählten **Zuganker HD 480-M20** [34] derzeit noch abgeschätzt werden. Aus [34] folgt eine maximale Verankerungskraft des Ankers von

$$R_{1,d} = 31,9 \text{ kN}$$

Die Ermittlung der Federsteifigkeit k_{Anker} des Zugankers wird wie folgt durchgeführt

$$K_{\text{Anker}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{\text{ser},1}} + \frac{1}{K_{\text{ser},2}}}$$

mit

$K_{\text{ser},1}$ als Federsteifigkeit der Nagelverbindung des Zugankers

$K_{\text{ser},2}$ als Federsteifigkeit der Unterlagscheibe des Verankerungsbolzens

Die folgende Abbildung zeigt einen Zuganker und die Federsteifigkeiten einer Wand-Decke-Wand Anschlussfuge

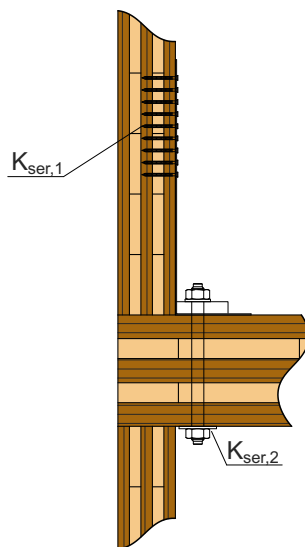


Abb. 2.4 Wand-Decke-Wand Anschlussfuge mit Zuganker „480-M20“ und Zuordnung der jeweiligen Federsteifigkeiten

Aus Abb. 2.4 ist ersichtlich, dass neben den angeführten Zugfedern „Nagelung“ und „Stahlplatte“ weitere Verbindungselemente des Systems „Zuganker“ bei (Zug-) Beanspruchung einer Verformung ausgesetzt sind. Dabei handelt es sich um die Durchbiegung des Stahlwinkels, sowie die Dehnung des Nagelblechs und des Stahlbolzens. Diese Verformungen sind im Vergleich zu den angeführten Elementen verhältnismäßig gering und werden daher nicht weiter berücksichtigt.

Die Federsteifigkeit der Nagelverbindung unter Zugbeanspruchung wird wie folgt ermittelt

$$K_{\text{ser},1} = n_{\text{Nagel}} \cdot K_{\text{ser},\text{Nagel}} = 15 \cdot \frac{1}{25} \cdot \rho_k^{1,5} \cdot d^{0,8} =$$

$$15 \cdot \frac{1}{25} \cdot 350^{1,5} \cdot 4,0^{0,8} = 11909,71 \text{ N/mm} = 11,91 \text{ MN/m}$$

Die Federsteifigkeit der Unterlagscheibe wird durch die Nachgiebigkeit der Deckenplat-

te auf Querdruck bestimmt. Die dafür verwendete Formel wurde der Publikation 'Historische Dachstühle' [26] entnommen und lautet:

$$K_{\text{ser},2} = \frac{E_{90,\text{mean}} \cdot A_{90}}{H/2}$$

mit

$E_{90,\text{mean}}$ als Elastizitätsmodul des BSP-Elementes quer zur Faser

A_{90} als querdruckbeanspruchte Fläche des Holzes (entspricht den Abmessungen der Unterlagsscheibe 180/70 mm)

H als Dicke der BSP-Platte

folgt

$$K_{\text{ser},2} = \frac{370 \cdot 0,18 \cdot 0,07}{0,196/2} = 47,57 \text{ MN/m}$$

Die Federsteifigkeit eines Zugankers beträgt somit:

$$K_{\text{Anker}} = \frac{1}{\frac{1}{11,91} + \frac{1}{47,57}} = 9,53 \text{ MN/m}$$

Für den Einsatz in der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte fällt die Nachgiebigkeit der Unterlagsscheibe weg und die Steifigkeit des Ankers resultiert somit zu

$$K_{\text{Anker,EG}} = K_{\text{ser},1} = 11,91 \text{ MN/m}$$

Anmerkung: Die Ermittlung der Ankerkraft und -steifigkeit erfolgt gemäß [34] für einen einzelnen Zuganker. Für den geplanten beiseitigen Einsatz der Anker verdoppeln sich beide Kenndaten (Parallelsystem).

- Wahl der Anzahl der Verbindungsmittel pro Anschlussfuge

In diesem ersten Iterationsschritt erfolgt die Wahl der Anzahl der Winkelverbinder und Zuganker pro Anschlussfuge und Tragwand nach praxisüblichen Abständen. Für die Anordnung der Winkelverbinder fällt die Wahl auf 1 Stk/lfm Tragwand (1 Stk = zwei Winkelverbinder, da beidseitiger Anschluss), wobei natürlich die Anzahl der Winkelverbinder je nach Wandlänge aufgerundet wird. Die Zuganker werden jeweils einmal am Wandanfang und Wandende situiert.

- Ermittlung der Schub- und Rotationssteifigkeiten der Anschlussknoten

Die folgenden Abbildungen zeigen anhand der Tragwand 1x die schrittweise Modellbildung der beschriebenen Anordnung der Verbindungsmittel in den Anschlussfugen der Wand bis hin zum Ersatzstab, der in das FEM-Programm eingegeben wird.

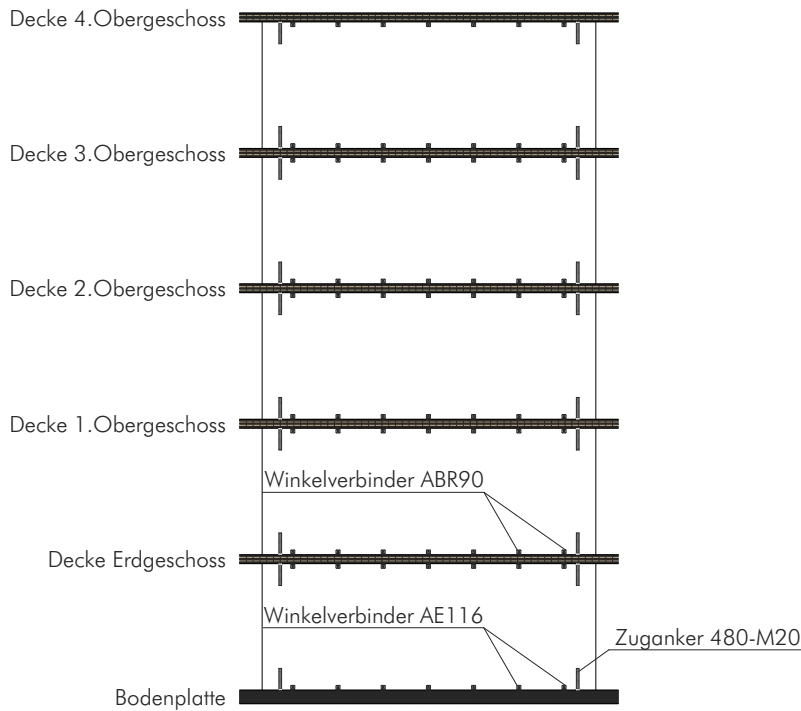


Abb. 2.5 Anordnung der Verbindungsmittel in den Anschlussfugen der jeweiligen Geschosse

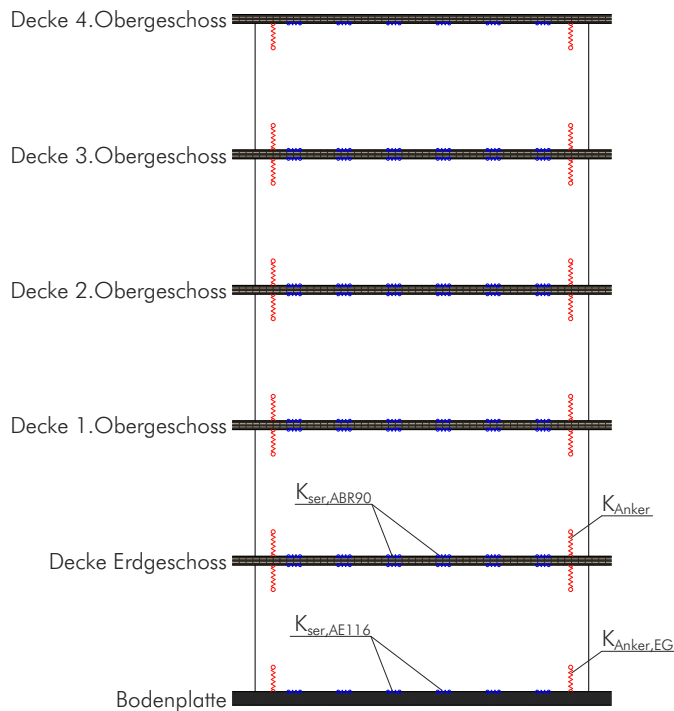


Abb. 2.6 Modellierung der Verbindungsmittel als Reihe von Wegfedern

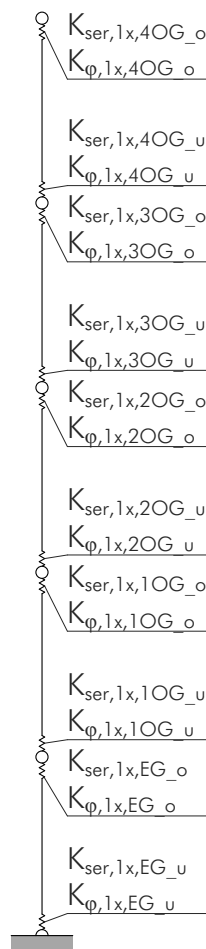


Abb. 2.7 Zusammenfassung der Wegfedern zu Dreh- und Wegfedern je Anschlussfuge

Zur Ermittlung einer globalen Schubfeder (z.B. $K_{ser,EG,u}$) sind sämtliche Einzelfedern der Winkelverbinder zusammen zu fassen. Die Schubfedern der einzelnen Verbinder wirken als Parallelsystem, sodass sich die Schubfedern für die Anschlussfugen aus den nachstehenden Gleichungen ermitteln lassen. Es gilt für

Anschlussfuge Wand-Bodenplatte:

$$K_{ser,EG,u} = n \cdot K_{ser,AE116}$$

Anschlussfuge Wand-Decke bzw. Decke-Wand:

$$K_{ser,OG,i} = n \cdot K_{ser,ABR90}$$

mit

n als Anzahl der Winkelverbinder pro Anschlussfuge

Die folgende Tabelle beinhaltet die Gesamtschubsteifigkeiten der Anschlussfugen Wand-Bodenplatte und Wand-Decke-Wand für die vorhandenen Tragwände 1x bis 4y. Da für diesen ersten Iterationsschritt die Anzahl der Verbinder pro Anschlussfuge und Geschoss aufgrund der gewählten Abstände dieselbe ist, ist die Schubsteifigkeit der Anschlussfuge Wand-Decke für sämtliche Knoten in den oberen Geschossen ident.

Wand i	Länge l_i	Stückzahl n_i	$k_{ser,EG,u}$	$k_{ser,OG,i}$
	[m]	[-]	[kN/m]	[kN/m]
in x-Richtung				
Wand 1x	7,38	8	46400	16000
Wand 2x	3,83	4	23200	8000
Wand 3x	6,00	6	34800	12000
Wand 4x	3,63	4	23200	8000
Wand 5x	6,60	7	40600	14000
Wand 6x	6,60	7	40600	14000
Wand 7x	6,60	7	40600	14000
in y-Richtung				
Wand 1y	5,00	5	29000	10000
Wand 2y	5,12	6	34800	12000
Wand 3y	7,47	8	46400	16000
Wand 4y	3,83	4	23200	8000

Tab. 2.4 Schubsteifigkeiten der Anschlussfugen Wand-Bodenplatte und Wand-Decke

Die Ermittlung der Drehfedersteifigkeiten $K_{\phi,i}$ ist komplexer als jene der Schubfedern. Wie die folgende Abbildung zeigt, entsteht eine Verdrehung einer Tragwand infolge eines einwirkenden Moments normal auf die Wandachse durch ein Zusammenwirken aus der Krümmung der Wand selbst, der Nachgiebigkeit der Verankerung (Zuganker) auf der einen Seite und der Druckverformung des Kontaktstoßes Holz-Beton bzw. Holz-Holz auf der anderen Seite.

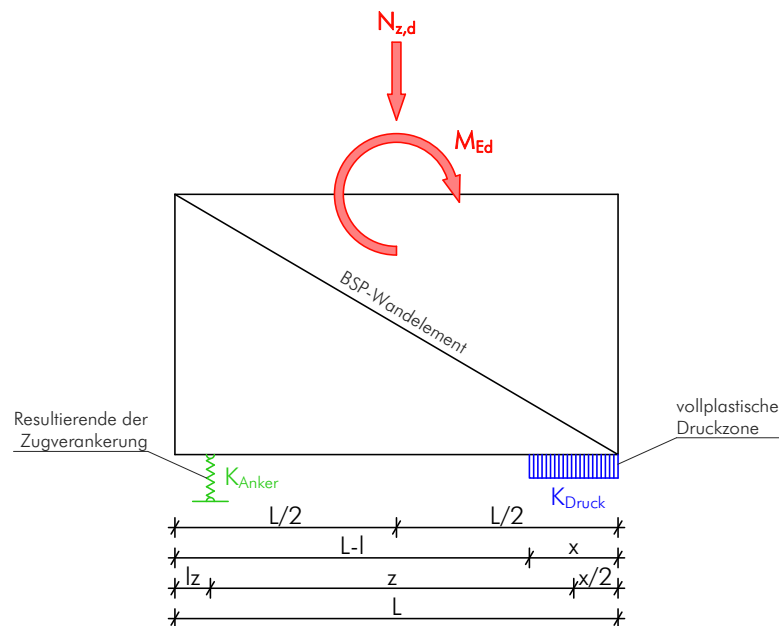


Abb. 2.8 Modell einer Tragwand unter Biege- und Normalkraftbeanspruchung

Während die Krümmung der Wand durch die Querschnittseigenschaften des Ersatzstabes erfasst wird, werden die Nachgiebigkeiten der Zug- und Druckfeder zu einer Drehfeder zusammengefasst. Durch die Wahl eines Zugankerpaars an beiden Wandenden im ersten Iterationsschritt ergibt sich die Zugfeder durch die Federsteifigkeit des Zugankers (siehe oben). Die Druckfeder ist jedoch von der Länge der angenommenen vollplastischen Druckzone x abhängig und kann bei Kenntnis der Zugankerstückzahl und der einwirkenden Normalkraft aus Gleichgewichtsbetrachtungen ermittelt werden. Die Berechnung der Drehfeder erfolgt daher schrittweise:

- Schritt 1
Ermittlung der Normalkräfte für sämtliche Tragwände und Anschlussfugen gemäß der Einwirkungskombination nach ÖNORM EN 1998-1:2005 [18]

Diese Einwirkungskombination wurde bereits für die Berechnung der mitschwingenden Massen in Kapitel 4 verwendet und lautet:

$$\sum_{i \geq 1} G_{k,i} + \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} Q_{k,i}$$

Somit werden die Normalkräfte aus dem Eigengewicht der Tragkonstruktion und dem quasi-ständigen Anteil der Nutzlast ermittelt.

Einwirkung	Größe [kN/m ²]	ständig	veränderlich
Gesamtgewicht Flachdach $g_{1,k}$	4,52	x	
Gesamtgewicht Zwischendecke $g_{2,k}$	4,15	x	
Gesamtgewicht Außenwand $g_{3,k}$	1,26 (1,12)	x	
Gesamtgewicht Innenwand $g_{4,k}$	0,97 (0,82)	x	
Nutzlast inkl. Gewicht versetzbarer Trennwände q_k	0,84		x
Anmerkung: Die Klammerwerte stehen für die 95 mm dicken Wände in den oberen Geschossen			

Tab. 2.5 Einwirkungen auf das Wandelement gemäß ÖNORM EN 1998-1:2005 [18]

Die folgende Tabelle zeigt die ermittelten Normalkräfte $N_{d,z,i}$ für sämtliche Tragwände. Dabei wurde erneut die in Kapitel 3 ermittelte Einflusszahl e der Wände für die Verteilung der Deckenlasten heran gezogen.

W	e	4. OG oben	4. OG unten	3. OG oben	3. OG unten	2. OG oben	2. OG unten	1. OG oben	1. OG unten	EG oben	EG unten
	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
x-Richtung											
1x	1,07	35,7	60,5	99,9	124,6	164,0	188,8	228,2	256,2	295,6	323,5
2x	3,20	55,4	68,2	129,4	142,3	203,4	216,3	277,4	291,9	353,1	367,6
3x	1,96	53,1	73,3	132,0	152,1	210,8	230,9	289,6	312,4	371,0	393,8
4x	9,20	151,0	160,0	326,7	335,7	502,4	511,4	678,2	668,7	855,4	866,0
5x	2,71	80,8	97,1	186,4	202,6	291,9	308,2	397,4	416,5	505,8	524,9
6x	3,98	118,7	135,0	266,0	282,3	413,4	429,7	560,8	579,9	711,0	730,1
7x	2,21	65,9	88,1	160,9	183,0	255,8	278,0	350,7	375,7	448,5	473,5
y-Richtung											
1y	1,92	43,4	60,2	108,1	124,9	172,8	189,6	237,5	256,4	304,3	323,2
2y	3,79	87,7	104,9	201,7	218,9	315,8	333,0	429,8	449,2	546,1	565,5
3y	1,41	47,6	72,7	125,3	150,4	203,0	228,1	280,7	309,0	361,6	389,9
4y	6,62	114,6	124,0	250,5	260,0	386,5	395,9	522,5	533,6	660,1	671,2

Tab. 2.6 Normalkräfte gemäß ÖNORM EN 1998-1:2004 [18] in den Anschlussfugen der Wände

Anmerkung: Hier wird bereits ersichtlich, dass die Erdbebenberechnung eines Gebäudes einen hohen Rechenaufwand erfordert. Für diese Berechnungen können Tabellenkalkulationsprogramme (z.B. MS EXCEL) sehr hilfreich sein.

- Schritt 2
Ermittlung der vorhandenen Druckzonenlänge x aus der Bedingung $\sum N = 0$

Aus dem Aufstellen der Gleichgewichtsbedingung in vertikaler Richtung wird ersichtlich, dass die vorhandene Druckkraft bei Ausreizen der Gesamttragfähigkeit von n Anker wie folgt ermittelt werden kann

$$N_{c,d} = n \cdot R_{1,d} + N_{z,d}$$

Die Größe der notwendigen Druckzone $x \cdot b_{\text{eff}}$ kann durch Umformen des Nachweises auf Druck in Faserrichtung (Wand-Bodenplatte) bzw. Querdruck (Wand-Decke, Decke-Wand) berechnet werden.

Wand-Bodenplatte:

Nachweis auf Druck in Faserrichtung

$$\frac{N_{c,d}}{b_{\text{eff}} \cdot x \cdot f_{c,0,d}} \leq 1,0$$

mit

b_{eff} als effektive Wandbreite ohne Berücksichtigung der Querlagen. Für das Wandelement 121 5Ls resultiert b_{eff} zu
 $b_{\text{eff}} = b - 2 \cdot 19 = 121 - 38 = 83 \text{ mm}$

folgt

$$x = \frac{N_{c,d}}{b_{\text{eff}} \cdot f_{c,0,d}} = \frac{n \cdot R_{1,d} + N_{z,d}}{b_{\text{eff}} \cdot f_{c,0,d}}$$

Wand-Decke-Wand:

Nachweis auf Querdruck

$$\frac{N_{c,d}}{b_{\text{eff}} \cdot x \cdot f_{c,90,d} \cdot k_{c,90}} \leq 1,0$$

mit

b_{eff} als vorhandene Wandbreite [mm]

$k_{c,90}$ als festigkeitserhöhender Querdruckbeiwert, der hier zu 2,0 angenommen wird. Im Zuge dieser außergewöhnlichen Bemessungssituation können große Verformungen zugelassen werden. [-]

folgt

$$x = \frac{N_{c,d}}{b_{\text{eff}} \cdot k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} = \frac{n \cdot R_{1,d} + N_{z,d}}{b_{\text{eff}} \cdot k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}}$$

- Schritt 3 - Berechnung der Druckfeder K_{Druck}

Je nach Anschlussfuge kann die Druckfeder nun wie folgt berechnet werden

Wand-Bodenplatte:

$$K_{\text{Druck}} = \frac{E_{0,\text{mean}} \cdot A_0(x)}{H_W}$$

mit

A_0 als Fläche der vollplastischen Druckzone $x \cdot b_{\text{eff}}$ unter Druckbeanspruchung in Faserrichtung [mm²]

$E_{0,\text{mean}}$ als E-Modul des Holzes in Faserrichtung [N/mm²]

H_W als Höhe der Tragwand über der Anschlussfuge [mm]

Wand-Decke-Wand:

$$K_{\text{Druck}} = \frac{E_{90,\text{mean}} \cdot A_{90}(x)}{H/2}$$

mit

A_{90} als Fläche der vollplastischen Druckzone $x \cdot b_{\text{eff}}$ unter Querdruckbeanspruchung [mm²]

H als Dicke des BSP-Deckenelementes [mm], hier $H = 196$ mm

- Schritt 4
Ermittlung der Größe des inneren Hebelarmes z

Der innere Hebelarm z als Abstand der beiden resultierenden Druck- und Zugkomponenten kann gemäß Abb. 2.8 wie folgt berechnet werden:

$$z = L - l_z - \frac{x}{2},$$

mit

l_z als Abstand des Zugankers bzw. der resultierenden Ankerkraft von n Zugan-

ker vom Wandende. Dieser wird für sämtliche Anschlüsse zu 0,40 m angenommen. [m]

- Schritt 5
Ermittlung der Drehfeder/Rotationssteifigkeit der Anschlussfuge

Die Ermittlung der Drehfedersteifigkeit des Anschlusses erfolgt durch Kombination der ermittelten Wegfedern mit der folgenden Formel:

$$K_{\varphi, i} = \frac{z_i^2}{\frac{1}{K_{\text{Anker}, i}} + \frac{1}{K_{\text{Druck}, i}}}$$

Die folgende Tabelle zeigt zusammenfassend die mit den angeführten Formeln ermittelten Drehfedern für sämtliche Anschlussfugen der Tragwände 1x-4y.

W	4.OG oben	4.OG unten	3.OG oben	3.OG unten	2.OG oben	2.OG unten	1.OG oben	1.OG unten	EG oben	EG unten
	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]
x-Richtung										
1x	704000	731000	757000	767000	776000	779000	793000	794000	794000	812000
2x	170000	172000	176000	176000	174000	174000	177000	176000	173000	194000
3x	463000	473000	489000	491000	493000	493000	502000	501000	497000	539000
4x	155000	155000	146000	146000	133000	132000	131000	130000	119000	183000
5x	586000	593000	609000	610000	608000	606000	614000	613000	604000	694000
6x	560000	603000	609000	608000	596000	593000	598000	596000	579000	720000
7x	578000	509000	607000	609000	609000	608000	618000	616000	610000	684000
y-Richtung										
1y	305000	312000	323000	324000	326000	326000	333000	332000	330000	347000
2y	337000	340000	345000	344000	338000	337000	341000	339000	330000	399000
3y	739000	762000	788000	795000	802000	803000	817000	817000	814000	866000
4y	175000	174000	172000	171000	162000	162000	162000	161000	153000	207000

Tab. 2.7 Rotationsteifigkeiten der Anschlussfugen sämtlicher Tragwände

Somit sind sämtliche Anschlussparameter ermittelt worden, die in der Berechnung der Grundperioden mit dem FEM-Programm von Bedeutung sind. Die Eingabe dieser Para-

meter erfolgt über die Definition von Stabendgelenken, die es erlaubt die einzelnen Ersatzstäbe mit Weg- und Drehfedern miteinander zu koppeln.

Aus den getroffenen Annahmen und Berechnungen geht hervor, dass das Hauptaugenmerk im Zuge der Modellierung auf Wegfedersteifigkeiten in Richtung und Drehfedersteifigkeiten quer zur Wandachse gelegt worden ist. Steifigkeiten gegen Verschiebung normal zur Wandachse bzw. gegen Verdrehung um die „schwache Achse“ der Wand werden in der Programmeingabe Null gesetzt bzw. vernachlässigt. Diese Annahme ist zwar nicht exakt, aber bedingt durch den Umstand, dass der überwiegende Anteil der Beanspruchung in Richtung der Wandachse bzw. um die „starke Achse“ der Wand abgetragen wird, vertretbar. Aufgrund der Tatsache, dass die Wand um ihre Z-Achse nur sehr schwache lokale Torsionswirkungen erfährt, spielt die Größe der Torsionssteifigkeit des Wandanschlusses nur eine untergeordnete Rolle. Konservativ ausgelegt wird diese auf unendlich gesetzt.

2. 2. 4 Erfassung der Gebäudemasse

Die Erfassung der Gebäudemasse erfolgt durch die Beaufschlagung der Deckenelemente durch die Eingabe von Zusatzmassen in kg/m². Diese Zusatzmassen entstehen durch Division der jeweiligen Gesamtgeschossmassen gemäß Kapitel 4, Tab. 5.1 durch die dazu gehörenden Geschossflächen.

Decke über	Gesamtmasse	Deckenfläche	Zusatzmasse
	[kg]	[m ²]	[kg/m ²]
EG	134800	227	595
1.OG	133468	227	589
2.OG	132136	227	583
3.OG	132136	227	583
4.OG	117188	227	517

Zusatzmassen für die jeweiligen Deckenflächen

2. 3 Grundperioden des 1. Iterationsschrittes

Nach erfolgter Eingabe sämtlicher Parameter gemäß Abschnitt 2. 2 können mit Hilfe des Moduls „RF-DYNAM (Basis)“ die ersten beiden Grundperioden für die Koordinatenrichtungen X und Y ermittelt werden. Diese betragen unter den gegebenen Bedingungen

$$T_{1,x} = 1,81 \text{ s}$$

und

$$T_{1,y} = 2,50 \text{ s.}$$

Anmerkung: Gemäß ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 4.3.3.2.1(2)a [18] überschreiten beide Grundperioden die von der Norm empfohlenen Grenzwerte. Daher wird an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass das vereinfachte Antwortspektrenverfahren unter Umständen die Größe der Erdbebeneinwirkung unterschätzen kann und daher nicht anzuwenden ist. Da jedoch Holzbauten tendenziell hohe Grundperioden aufweisen (siehe ‚Erdbebugerechte mehrgeschossige Holzbauten‘ [31]) und eine Berechnung mit Hilfe des modalen Antwortspektrenverfahrens ausschließlich EDV-basierend und daher nicht mehr gänzlich nachvollziehbar wäre, kommt hier aus repräsentativen Gründen trotzdem das vereinfachte Antwortspektrenverfahren zur Anwendung. Die Größe der Einwirkung, sowie die Schnittkräfte der einzelnen Tragwände werden jedoch mit den Ergebnissen aus einer EDV-basierten modalen Antwortspektrenverfahrens-Berechnung abgeglichen.

Außerdem kann im Zuge dieser Iterationsberechnung durch eine zwingende Erhöhung der VM-Anzahl in den Anschlussfugen die Steifigkeit des Gebäudes soweit zunehmen, dass eine erneute Berechnung der Grundperioden diese Grenzwerte einhält.

Die folgende Abbildung zeigt eine Graphik des 3D-Rechenmodells aus dem Programm RFEM.

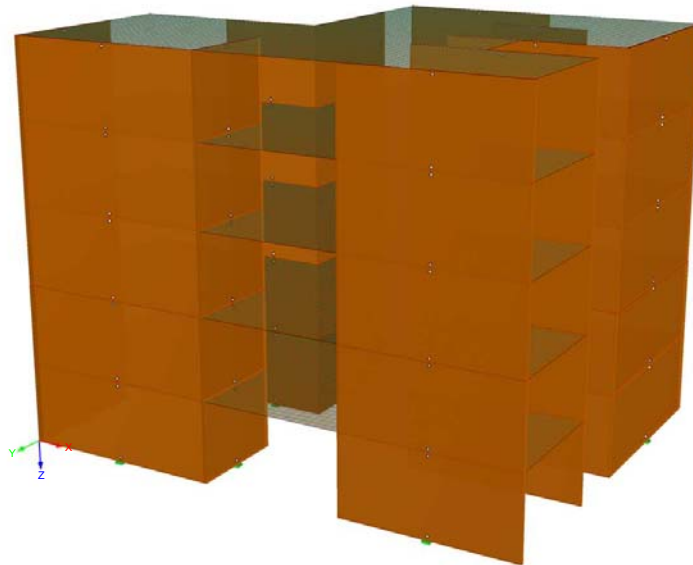


Abb. 2.9 3D-Rechenmodell der Tragstruktur in RFEM

3 Ermittlung der Erdbebenersatzkräfte

3.1 Ermittlung der Parameter des Bemessungsspektrums für den fiktiven Standort

Für die Berechnung dieses Beispielgebäudes wird ein Baugrund der Kategorie A angenommen. Gemäß ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 3.2.2.2, Tabelle 3.2 [18] bzw. ÖNORM B 1998-1:2006, Abschnitt 4.3.4(2) [19] ergeben sich für diesen Baugrund die folgenden Parameterwerte des Bemessungsspektrums (Typ 1):

$$S = 1,00$$

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

$$T_C = 0,40 \text{ s}$$

$$T_D = 2,00 \text{ s}$$

3.2 Festlegung des Verhaltensbeiwertes q

Nach dem aktuellen Stand der Forschung (siehe 'New Technologies for Construction of Medium-Rise Buildings in Seismic Regions: The XLAM Case' [30]) kann für diese Art der Holzkonstruktion (Wände und Decken aus BSP, Verbund durch stiftförmige VM, Verankerung mittels Zuganker und Winkelverbinder mit Nagelung, etc.) für diese Bauweise ein **Verhaltensbeiwert q von 3,0** angenommen werden. Dies entspricht gemäß ÖNORM EN 1998-1:2005 [18] einem hohen Energiedissipationsvermögen bzw. der Duktilitätsklasse DCH.

3.3 Graphische Darstellung des Bemessungsspektrums für lineare Berechnungen

Das Bemessungsspektrum für die Ermittlung der Gesamterdbebenkraft F_b wird mit den zuvor ermittelten Parametern unter Anwendung der Gleichungen aus der ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 3.2.2.5(4) [18] gebildet:

$$0 \leq T \leq 0,15 \text{ s} \rightarrow S_d(T) = 3,34 \cdot 1,0 \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{0,15} \cdot 0,167 \right] \quad (1)$$

$$0,15\text{s} \leq T \leq 0,40\text{s} \rightarrow S_d(T) = 2,78 \quad (2)$$

$$0,40\text{s} \leq T \leq 2,0\text{s} \rightarrow S_d(T) = 3,34 \cdot 1,0 \cdot 0,83 \cdot \frac{0,40}{T} \quad (3)$$

$$2,0\text{s} \leq T \rightarrow S_d(T) = 3,34 \cdot 1,0 \cdot 0,83 \cdot \frac{0,8}{T^2} \quad (4)$$

für (3) und (4) gilt:

$$S_d(T) \geq 0,2 \cdot 3,34 = 0,67 \text{ m/s}^2$$

Die folgende Abbildung zeigt die graphische Darstellung des Bemessungsspektrums für den gewählten Baugrund und die vorhandene Bemessungsbodenbeschleunigung.

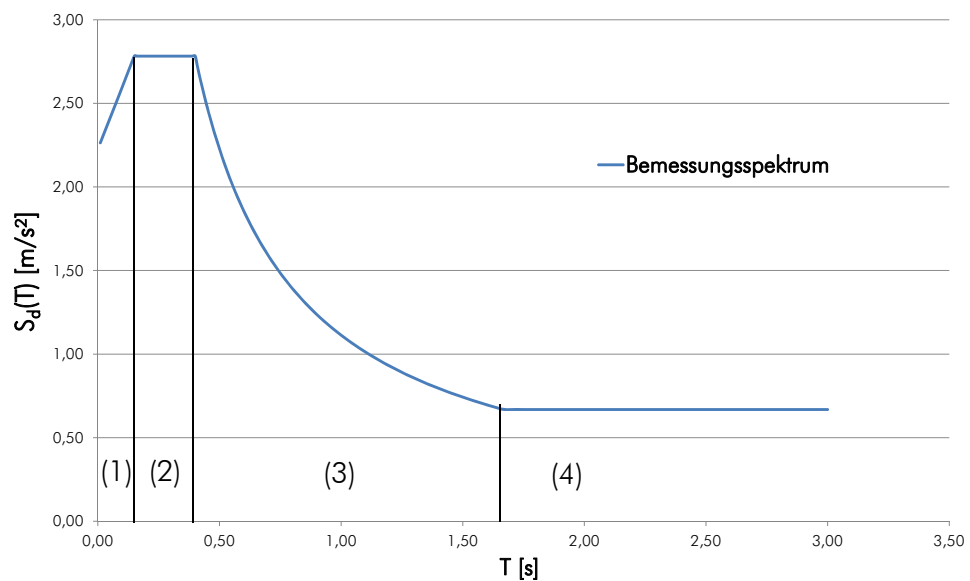


Abb. 3.1 Bemessungsspektrum für eine lineare Berechnung (Baugrundkategorie A, $a_g = 3,34 \text{ m/s}^2$)

3.4 Resultierende Gesamterdbebenkraft

Gemäß ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 4.3.3.2.2 [18] wird für das vereinfachte Antwortspektrenverfahren die horizontale Gesamterdbebenkraft F_b für die beiden Berechnungsrichtungen wie folgt ermittelt:

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

mit

- $S_d(T_1)$ als Ordinate des Bemessungsspektrums bei der Grundperiode T_1 [m/s²]
- T_1 als Eigenschwingungsdauer des Bauwerks [s]
- m als oberirdische Gesamtmasse des Bauwerks [t], gemäß Kapitel 4, Tab. 5.1 resultiert diese zu 660 t
- λ als Korrekturbeiwert [-], der von T_1 abhängig ist. Es gilt:
- $\lambda = 0,85$ wenn $T_1 \leq 2 \cdot T_C$ und das Bauwerk mehr als zwei Stockwerke aufweist
- $\lambda = 1,00$ sonst

Unter diesen Voraussetzungen resultiert die Gesamterdbebenkraft in X- und Y-Richtung zu:

$$F_{b,x} = 0,668 \cdot 660000 \cdot 1,00 = 440880 \text{ N} = 441 \text{ kN}$$

und

$$F_{b,y} = 0,668 \cdot 660000 \cdot 1,00 = 440880 \text{ N} = 441 \text{ kN}$$

3.5 Aufteilung der Gesamterdbebenkraft auf die Geschosse

Die Aufteilung der Gesamterdbebenkraft $F_{b,i}$ auf die einzelnen Geschosse erfolgt gemäß ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 4.3.3.2.3(3) [18]. Der Angriffspunkt der Geschosskräfte liegt im Deckenschwerpunkt der jeweils über dem Geschoss liegenden Decke. Es gilt

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_i \cdot m_i}$$

Die folgende Tabelle zeigt die Ergebnisse der Aufteilung der Gesamterdbebenkraft.

Geschoss	z_i	m_i	$z_i \cdot m_i$	$F_{i,x}$	$F_{i,y}$
	[m]	[t]	[m.t]	[kN]	[kN]
EG	3,0	135	405	31	31
1.OG	6,0	133	798	62	62
2.OG	9,0	132	1188	91	91
3.OG	12,0	132	1584	122	122
4.OG	15,0	117	1755	135	135
Summe				441	441

Tab. 3.1 resultierende Geschosskräfte im Zuge der Berechnung mit dem vereinfachten Antwortspektrenverfahren

4 Ermittlung der Wandschnittgrößen aufgrund der außergewöhnlichen Bemessungssituation „Erdbeben“

4.1 Berechnung der Koordinaten des Steifigkeitsmittelpunktes im Grundriss

Als erster Schritt im Zuge der Aufteilung der einwirkenden Erdbebenkräfte auf die einzelnen primären seismischen Bauteile, ist es notwendig, die Koordinaten des Steifigkeitsmittelpunktes im Grundriss der jeweiligen Geschosse zu ermitteln. Die dafür notwendigen Beziehungen lauten wie folgt:

$$x_s = \frac{\sum K_{y,i} \cdot x_i}{\sum K_{y,i}}$$

und

$$y_s = \frac{\sum K_{x,i} \cdot y_i}{\sum K_{x,i}}$$

mit

$K_{x,i}, K_{y,i}$ als horizontale Gesamtsteifigkeit einer Tragwand i in x - bzw. y -Richtung [kN/m]

x_i, y_i als x - bzw. y -Abstand des Schwerpunktes der Tragwand i vom Koordinatenursprung [m]

Während die Abstände der Wandschwerpunkte bereits in Tab. 2.2 enthalten sind, erfordert die Ermittlung der Gesamtsteifigkeit einer Tragwand eine Verformungsberechnung nach dem Prinzip der virtuellen Verschiebungen. Diese ist im folgenden Unterabschnitt erläutert.

4.1.1 Ermittlung der horizontalen Gesamtsteifigkeiten der Tragwände

Die horizontale Gesamtsteifigkeit einer Tragwand kann ermittelt werden, indem die Wand als Ersatzstab (Querschnitte und Anschlusssteifigkeiten nach Abschnitt 2. 2) unter horizontaler Einheitsbelastung belastet wird, bei dem diese Gesamtkraft in der Höhe h' angreift (siehe ÖNORM B 1998-1, Anhang B [19]). Die Steifigkeit resultiert aus der Division der Einheitsbelastung durch die berechnete horizontale Verformung am Kopfpunkt der Wand. Die Höhe h' als Angriffspunkt der Ersatzmasse errechnet sich wie folgt

$$h' = \frac{\sum (m_i \cdot z_i^2)}{\sum (m_i \cdot z_i)}$$

, wobei der Index i für die Nummer des Geschosses steht.

Decke über	z_i	m_i	$z_i \cdot m_i$	$z_i^2 \cdot m_i$
	[m]	[t]	[tm]	[tm ²]
EG	3	135	405	1215
1.OG	6	133	798	4788
2.OG	9	132	1188	10692
3.OG	12	132	1584	19008
4.OG	15	117	1755	26325
Summe			5730	62028

Tab. 4.1 Parameter zur Bestimmung von h'

Somit resultiert h' zu

$$h' = \frac{62028}{5730} = 10,83 \text{ m.}$$

Unter Einbeziehung sämtlicher Parameter wurden die Tragwände als Ersatzstäbe in einem Stabwerkprogramm eingegeben und mit einer „1“-Belastung ausgelenkt. Die dabei ermittelten Wandsteifigkeiten sind in der folgenden Tabelle angeführt.

Wand i	$K_{i,x}$	$K_{i,y}$	x_i	y_i	$K_{y,i} \cdot x_i$	$K_{x,i} \cdot y_i$
	[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1x	1536	0	3,81	0,06	0	92,91
2x	363	0	5,59	7,44	0	2699,62
3x	1000	0	10,5	14,9	0	14938,77
4x	289	0	14,7	11,1	0	3229,47
5x	1234	0	16,2	7,47	0	9215,34
6x	1224	0	16,2	4,84	0	5930,27
7x	1234	0	16,2	0,06	0	74,64
1y	0	665	0,06	2,50	40,25	0
2y	0	703	7,56	9,94	5318,18	0
3y	0	1595	19,4	11,3	31004,93	0
4y	0	348	7,56	1,92	2629,97	0
Summe	6879	3311			38993	36181

Tab. 4.2 ermittelte Wandsteifigkeiten $K_{i,x}$ in x-Richtung und $K_{i,y}$ in y-Richtung

Damit ergeben sich die Koordinaten des Steifigkeitsmittelpunktes zu

$$x_s = \frac{38993}{3311} = 11,78 \text{ m}$$

und

$$y_s = \frac{36181}{6879} = 5,26 \text{ m.}$$

Zur Erfassung der Torsionswirkungen aufgrund der exzentrischen Belastung (die Erdbebenkraft greift im Massenmittelpunkt M der Decke an, das Gebäude dreht sich jedoch um den Steifigkeitsmittelpunkt) sind weiters die Koordinaten des Massenmittelpunktes der Decken erforderlich. Diese wurden aus dem FEM-Programm entnommen und lauten

$$x_m = 11,02 \text{ m}$$

und

$$y_m = 6,73 \text{ m.}$$

Die folgende Abbildung zeigt im die Lage des Steifigkeitsmittelpunktes und des Massenmittelpunktes Erdgeschossgrundriss des Gebäudes.

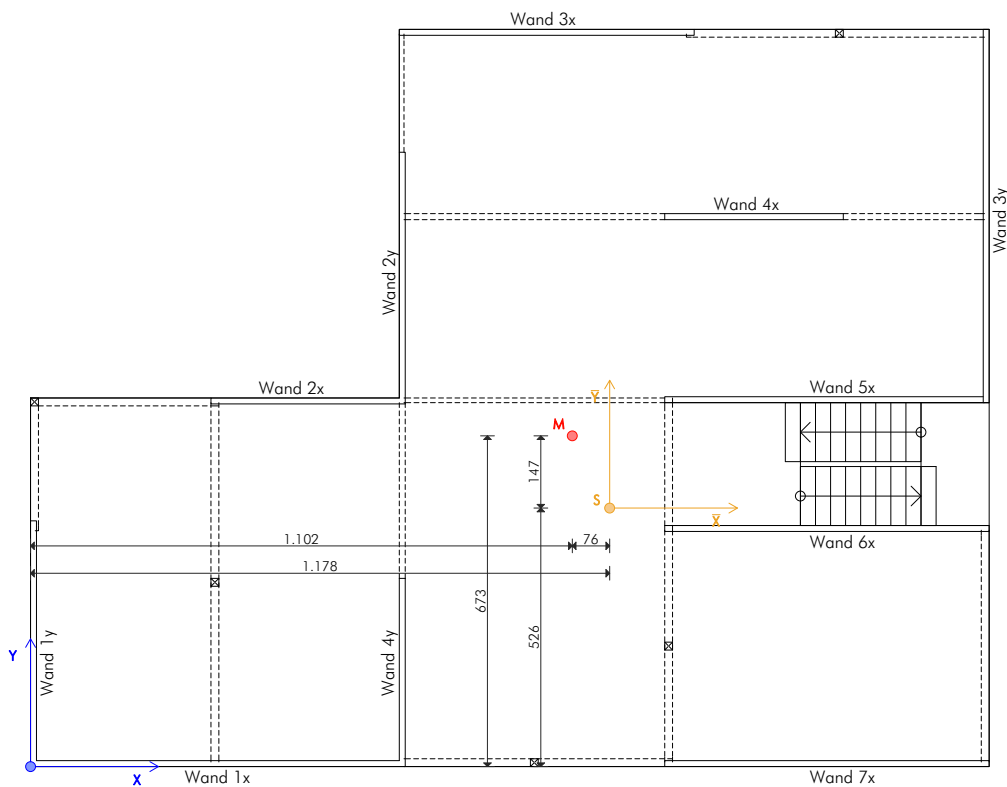


Abb. 4.1 Lage des Steifigkeits- und Massenmittelpunktes im EG-Grundriss

4.2 Berücksichtigung der Torsionswirkung - Ermittlung zusätzlicher Ausmitten

Um der in der Realität inhomogenen Verteilung von Masse und Steifigkeit gerecht zu werden, müssen neben dem Abstand des Steifigkeitsmittelpunktes zum Massenmittelpunkt (Exzentrizität e_0) gemäß ÖNORM B 1998-1, Anhang B [19] zwei weitere Ausmitten berücksichtigt werden.

Die vorhandene Ausmitte e_0 wird wie folgt ermittelt:

$$e_{0x} = x_m - x_s = 11,02 - 11,78 = -0,76 \text{ m}$$

und

$$e_{0y} = y_m - y_s = 6,73 - 5,26 = 1,47 \text{ m}$$

Zusätzlich wird eine Ausmitte e_1 angesetzt, die Vereinfachungen des Rechenmodells gemäß Anhang B berücksichtigt. Diese ist wie folgt definiert:

$$e_{1x} = \min \left[\begin{array}{c} 0,1 \cdot (l + b) \cdot \left(10 \cdot \frac{|e_{0x}|}{l} \right)^{0,5} \\ 0,1 \cdot (l + b) \end{array} \right]$$

mit

l als Gebäudelänge normal auf die Richtung der Beanspruchung [m]

b als Gebäudebreite in Richtung der Beanspruchung [m]

folgt

$$e_{1x} = \min \left[\begin{array}{c} 0,1 \cdot (19,5 + 15,0) \cdot \left(10 \cdot \frac{|-0,76|}{19,5} \right)^{0,5} \\ 0,1 \cdot (19,5 + 15,0) \end{array} \right] = -2,15 \text{ m}$$

Anmerkung: Die Ausmitte e_{1x} muss dasselbe Vorzeichen wie die Ausmitte e_{0x} aufweisen.

$$e_{1y} = \min \left[\begin{array}{c} 0,1 \cdot (15,0 + 19,5) \cdot \left(10 \cdot \frac{|1,47|}{15,0} \right)^{0,5} \\ 0,1 \cdot (15,0 + 19,5) \end{array} \right] = 3,42 \text{ m}$$

Die zweite zusätzlich anzusetzende Ausmitte e_2 ist im Hauptdokument definiert und wird als „zufällige Ausmitte“ bezeichnet. Sie wird wie folgt berechnet

$$e_{2x} = 0,05 \cdot l$$

mit

l als Gebäudelänge normal auf die Richtung der Beanspruchung [m]

b als Gebäudebreite in Richtung der Beanspruchung [m]

folgt

$$e_{2x} = 0,05 \cdot 19,5 = -0,98 \text{ m}$$

Anmerkung: Die Ausmitte e_{2x} muss dasselbe Vorzeichen wie die Ausmitte e_{0x} aufweisen.

und

$$e_{2y} = 0,05 \cdot 15,0 = 0,75 \text{ m}$$

Neben der Mitberücksichtigung dieser beiden zusätzlichen Ausmitten ist auch eine Fallunterscheidung im Zuge der Ermittlung der rotatorischen Anteile der Wandbeanspruchungen zu berücksichtigen. Diese erfolgt über die Bildung einer maximalen und minimalen Ausmitte e_{\max} und e_{\min} . Im Wesentlichen kann diese Maßnahme als Grenzwertbetrachtung aufgefasst werden, die es ermöglicht, das Spektrum der möglichen Exzentrizität abzudecken.

Mit

$$e_{\max} = e_0 + e_1 + e_2$$

$$e_{\min} = e_0 - e_2$$

folgt

$$e_{\max,x} = -0,76 - 2,15 - 0,98 = -3,89 \text{ m}$$

$$e_{\min,x} = -0,76 - (-0,98) = 0,22 \text{ m}$$

und

$$e_{\max,y} = 1,47 + 3,42 + 0,75 = 5,64 \text{ m}$$

$$e_{\min,y} = 1,47 - 0,75 = 0,72 \text{ m}$$

4.3 Aufteilung der Erdbebenersatzkräfte auf die Tragwände

Die Aufteilung der horizontalen Erdbebenersatzkräfte auf die einzelnen Tragwände im Grundriss erfolgt über eine Gewichtung der Wände nach deren Steifigkeit in Achsenrichtung (translatorischer Anteil) und nach deren Abstand zum Steifigkeitsmittelpunkt (inkl. Fallunterscheidung $e_{\max} - e_{\min}$, rotatorischer Anteil).

Gemäß ÖNORM B 1998-1, Anhang B [19] erfolgt weiters eine Aufteilung in „Erdbeben in y-Richtung“ und „Erdbeben in x-Richtung“:

Erdbeben in y-Richtung

Beanspruchung der Wand k in y-Richtung:

$$F_k = F_{by} \cdot \frac{K_{y,k}}{\sum K_{y,i}} + F_{by} \cdot e_{\max,x}(e_{\min,x}) \cdot \frac{K_{y,k} \cdot \bar{x}_k}{\sum (K_{y,i} \cdot \bar{x}_i^2) + \sum (K_{x,i} \cdot \bar{y}_i^2)}$$

Beanspruchung der Wand r in x-Richtung:

$$F_r = -F_{by} \cdot e_{\max,x}(e_{\min,x}) \cdot \frac{K_{x,r} \cdot \bar{y}_r}{\sum (K_{y,i} \cdot \bar{x}_i^2) + \sum (K_{x,i} \cdot \bar{y}_i^2)}$$

Erdbeben in x-Richtung

Beanspruchung der Wand r in x-Richtung:

$$F_r = F_{bx} \cdot \frac{K_{x,r}}{\sum K_{x,i}} + F_{bx} \cdot e_{\max,y}(e_{\min,y}) \cdot \frac{K_{x,r} \cdot \bar{y}_r}{\sum (K_{y,i} \cdot \bar{x}_i^2) + \sum (K_{x,i} \cdot \bar{y}_i^2)}$$

Beanspruchung der Wand k in y-Richtung:

$$F_k = -F_{bx} \cdot e_{\max,y}(e_{\min,y}) \cdot \frac{K_{y,k} \cdot \bar{x}_k}{\sum (K_{y,i} \cdot \bar{x}_i^2) + \sum (K_{x,i} \cdot \bar{y}_i^2)}$$

mit

\bar{x}, \bar{y} als x- bzw. y-Abstand der betreffenden Wand zum Steifigkeitsmittelpunkt [m]

Diese Formeln sind nun auf die insgesamt 5 Geschosse mit je 11 Tragwänden anzuwenden, wobei jeweils das Erdbeben in x- und in y-Richtung zu betrachten, sowie eine Fallunterscheidung durchzuführen ist. Dies bedeutet eine Gesamtanzahl von 220 Gleichungen, die für dieses Beispiel zu lösen sind. Es ist daher auch für diesen Fall naheliegend, ein Tabellenkalkulationsprogramm zu nutzen.

4. 4 Ermittlung der Wandschnittgrößen zufolge der aufgeteilten Erdbebensatzkräfte

Die Ermittlung der Schnittkräfte M_{Ed} und V_{Ed} für sämtliche Tragwände erfolgt nach einem Kragwandmodell (Scheibenmodell), wie es in der folgenden Abbildung gezeigt wird. Aus Gründen der Vergleichbarkeit der Einwirkungen werden die Schnittgrößen in den beiden anderen Ausführungsvarianten ebenfalls mit diesem Modell berechnet.

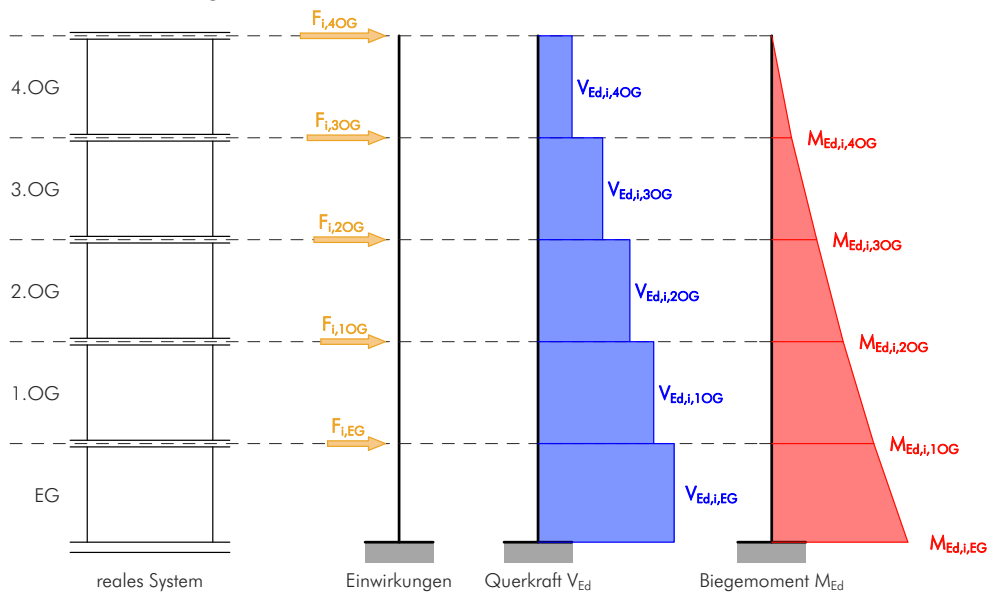


Abb. 4.2 Kragwandmodell mit Einwirkungen und Schnittgrößen

Stellvertretend für sämtliche Tragwände und Geschosse wird die Schnittgrößenermittlung für die Wand 1x an der Einspannstelle bzw. der Anschlussfuge Wand-Bodenplatte im Erdgeschoss demonstriert.

4. 4. 1 Systemparameter für die Berechnung

y-Abstand vom Steifigkeitsmittelpunkt zur Wand 1x:

$$\bar{y}_{1x} = -5,20 \text{ m}$$

Steifigkeit der Wand in Achsrichtung (x-Richtung):

$$K_{x,1x} = 1536 \text{ kN/m}$$

Summe der Wandsteifigkeiten in x-Richtung:

$$\sum K_{x,i} = 6879 \text{ kN/m}$$

$$\sum (K_{y,i} \cdot \bar{x}_i^2) + \sum (K_{x,i} \cdot \bar{y}_i^2) = 390303 \text{ kNm}$$

4. 4. 2 geschossweise Ermittlung der Wandbeanspruchungen

Erdbeben in x-Richtung

- Wandbeanspruchung im 4.OG

1.Fall - Berechnung mit $e_{\max,y}$:

$$F_{1x,4OG} = 135 \cdot \frac{1536}{6879} + 135 \cdot 5,64 \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = 14,6 \text{ kN}$$

2.Fall - Berechnung mit $e_{\min,y}$:

$$F_{1x,4OG} = 135 \cdot \frac{1536}{6879} + 135 \cdot 0,72 \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = 28,2 \text{ kN}$$

somit kann festgestellt werden, dass für die Tragwand 1x der 2.Fall maßgebend wird. Somit wird daher nur mehr dieser Fall ausgewertet.

- Wandbeanspruchung im 3.OG

2.Fall - Berechnung mit $e_{\min,y}$:

$$F_{1x,3OG} = 122 \cdot \frac{1536}{6879} + 122 \cdot 0,72 \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = 25,4 \text{ kN}$$

- Wandbeanspruchung im 2.OG

2.Fall - Berechnung mit $e_{\min,y}$:

$$F_{1x,2OG} = 91 \cdot \frac{1536}{6879} + 91 \cdot 0,72 \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = 19,0 \text{ kN}$$

- Wandbeanspruchung im 1.OG

2.Fall - Berechnung mit $e_{\min,y}$:

$$F_{1x,1OG} = 62 \cdot \frac{1536}{6879} + 62 \cdot 0,72 \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = 12,8 \text{ kN}$$

- Wandbeanspruchung im EG

2.Fall - Berechnung mit $e_{\min,y}$:

$$F_{1x,EG} = 31 \cdot \frac{1536}{6879} + 31 \cdot 0,72 \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = 6,5 \text{ kN}$$

Erdbeben in y-Richtung

- Wandbeanspruchung im 4.OG

1.Fall - Berechnung mit $e_{\max,x}$:

$$F_{1x,4OG} = -135 \cdot (-3,89) \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = -10,8 \text{ kN}$$

2.Fall - Berechnung mit $e_{\min,x}$:

$$F_{1x,4OG} = -135 \cdot 0,22 \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = 0,6 \text{ kN}$$

somit kann festgestellt werden, dass für die Tragwand 1x der 1.Fall maßgebend wird. Im Folgenden wird daher nur mehr dieser Fall ausgewertet.

- Wandbeanspruchung im 3.OG

1.Fall - Berechnung mit $e_{\max,x}$:

$$F_{1x,3OG} = -122 \cdot (-3,89) \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = -9,7 \text{ kN}$$

- Wandbeanspruchung im 2.OG

1.Fall - Berechnung mit $e_{\max,x}$:

$$F_{1x,2OG} = -91 \cdot (-3,89) \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = -7,2 \text{ kN}$$

- Wandbeanspruchung im 1.OG

1.Fall - Berechnung mit $e_{\max,x}$:

$$F_{1x,1OG} = -62 \cdot (-3,89) \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = -4,9 \text{ kN}$$

- Wandbeanspruchung im EG

1.Fall - Berechnung mit $e_{\max,x}$:

$$F_{1x,EG} = -31 \cdot (-3,89) \cdot \frac{1536 \cdot (-5,20)}{390303} = -2,5 \text{ kN}$$

4. 4. 3 Ermittlung der maßgebenden Tragwandschnittgrößen

- Schnittkräfte bei Erdbeben in x-Richtung

Die Bemessungsquerkraft $V_{Ed,x}$ am Fußpunkt der Tragwand wird durch Bilden der Summe aller Wandbeanspruchungen gebildet

$$V_{Ed,x,1x} = \sum F_{1x,i} = 28,2 + 25,4 + 19,0 + 12,8 + 6,5 = 91,9 \text{ kN.}$$

Das Bemessungsbiegemoment $M_{Ed,x}$ am Fußpunkt der Tragwand erfolgt durch die Multiplikation der Geschosskräfte mit den dazu gehörenden z-Abständen

$$M_{Ed,x,1x} = \sum F_{1x,i} \cdot z_i = 28,2 \cdot 15,0 + 25,4 \cdot 12,0 + 19,0 \cdot 9,0 + 12,8 \cdot 6,0 + 6,5 \cdot 3,0 = 995,1 \text{ kNm}$$

- Schnittkräfte bei Erdbeben in y-Richtung

Die Bemessungsquerkraft für Erdbeben in y-Richtung beträgt:

$$V_{Ed,y,1x} = 34,9 \text{ kN}$$

(als Absolutbetrag)

Das Bemessungs-Biegemoment beträgt:

$$M_{Ed,y,1x} = 378,1 \text{ kNm}$$

(als Absolutbetrag)

- Kombination der Schnittkräfte gemäß ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 4.3.3.5.1(2b) [18]

Gemäß ÖNORM EN 1998-1 [18] können die beiden Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung mittels der Quadratwurzel der Summe der quadrierten Werte der Beanspruchungsgrößen (SRSS) infolge der einzelnen Horizontalkomponente in x- und y-Richtung kombiniert werden

$$V_{Ed,1x} = \sqrt{V_{Ed,x,1x}^2 + V_{Ed,y,1x}^2} = \sqrt{91,9^2 + 34,9^2} = 98,3 \text{ kN}$$

und

$$M_{Ed,1x} = \sqrt{M_{Ed,x,1x}^2 + M_{Ed,y,1x}^2} = \sqrt{995,1^2 + 378,1^2} = 1064,5 \text{ kNm.}$$

Aufgrund der großen Menge an Ergebnissen (5 Geschosse mit je zwei Anschlussfugen und 11 Tragwänden) werden diese in weiterer Folge nicht im Detail wiedergegeben. Stellvertretend für sämtliche Ergebnisse zeigen die beiden folgenden Tabellen die Schnittgrößen der Tragwände im Erdgeschoss zufolge der SRSS-Überlagerungskombination:

Wand i	$V_{Ed,i}$	$M_{Ed,i}$
	[kN]	[kNm]
x-Richtung		
1x	98	769
2x	29	223
3x	133	1038
4x	30	237
5x	97	761
6x	78	611
7x	79	618
y-Richtung		
1y	132	1035
2y	108	846
3y	229	1790
4y	53	418

Tab. 4.3 Schnittgrößen in der Anschlussfuge „EG oben“

Wand i	$V_{Ed,i}$	$M_{Ed,i}$
	[kN]	[kNm]
x-Richtung		
1x	98	1064
2x	29	309
3x	133	1436
4x	30	328
5x	97	1052
6x	78	845
7x	79	855
y-Richtung		
1y	132	1431
2y	108	1171
3y	229	2476
4y	53	579

Tab. 4.4 Schnittgrößen in der Anschlussfuge „EG unten“

4. 5 Kontrolle der Tragfähigkeit der Verbindungsmittel

Am Ende dieses 1. Iterationsschrittes muss die Tragfähigkeit der am Anfang angesetzten Verbindungsmittel auf die ermittelten Einwirkungen überprüft werden, um die Erdbebeneberechnung abschließen zu können. Dafür muss die Tragfähigkeit der Verbindungsmittel in sämtlichen Anschlussfugen bekannt sein. Diese wird für die Querkraft- und Momentenbeanspruchung in den beiden folgenden Unterabschnitten ermittelt.

4. 5. 1 Schubtragfähigkeit der Anschlussfugen

Die Schubtragfähigkeit kann direkt aus der Anzahl der eingesetzten Winkelverbinder pro Anschlussfuge multipliziert mit dem Tragwiderstand eines Winkelverbinder-Paares ermittelt werden:

$$R_{v,d,i} = n_i \cdot R_{xz,d,i}$$

mit

n_i als Anzahl der eingesetzten Verbinder pro Anschlussfuge

$R_{xz,i}$ als Tragfähigkeit eines Winkelverbinder-Paares, gemäß Tab. 2.3

Da die Anzahl der Winkelverbinder auf Basis eines gewählten Abstands von rund 1 m vordimensioniert wurde, treten durch den Einsatz unterschiedlicher Verbinder in den Fugen Wand-Bodenplatte und Wand-Decke verschiedene Schubtragfähigkeiten pro Anschlussfuge einer Tragwand auf.

Die folgende Tabelle zeigt die Schubtragfähigkeiten der Anschlussfugen unter der gewählten VM-Konzeption.

Wand i	Stückzahl n_i	$R_{v,d,i,EG}$	$R_{v,d,i,OG}$
	[-]	[kN]	[kN]
x-Richtung			
Wand 1x	8	233,20	94,40
Wand 2x	4	116,60	47,20
Wand 3x	6	174,90	70,80
Wand 4x	4	116,60	47,20
Wand 5x	7	204,05	82,60
Wand 6x	7	204,05	82,60
Wand 7x	7	204,05	82,60
y-Richtung			
Wand 1y	5	145,75	59,00
Wand 2y	6	174,90	70,80
Wand 3y	8	233,20	94,40
Wand 4y	4	116,60	47,20

Tab. 4.5 Schubsteifigkeiten der Anschlussfugen Wand-Bodenplatte und Wand-Decke-Wand

4. 5. 2 Momententragfähigkeit der Anschlussfugen

Bei Kenntnis der Zugankeranzahl und der Größe der Druckzone, sowie des inneren Hebelarmes z und der Größe der Bemessungsnormalkraft kann die Momententragfähigkeit für die unterschiedlichen Anschlussfugen-Typen mit den folgenden Formeln bestimmt werden

$$M_{Rd} = N_c \cdot \left(L - l_z - \frac{x}{2} \right) - N_{z,d} \cdot \left(\frac{L}{2} - l_z \right).$$

Anschlussfuge Wand-Bodenplatte

$$x = \frac{N_{c,d}}{b_{\text{eff}} \cdot f_{c,0,d}} = \frac{n \cdot R_{1,d} + N_{z,d}}{b_{\text{eff}} \cdot f_{c,0,d}} \text{ und } N_c = x \cdot b_{\text{eff}} \cdot f_{c,0,d}$$

Anschlussfuge Wand-Decke bzw. Decke-Wand

$$x = \frac{N_{c,d}}{b_{\text{eff}} \cdot k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} = \frac{n \cdot R_{1,d} + N_{z,d}}{b_{\text{eff}} \cdot k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \text{ und } N_c = x \cdot b \cdot k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$$

Stellvertretend für sämtliche Anschlussfugen sind in den beiden nachfolgend angegebenen Tabellen die Tragfähigkeiten der Anschlussfugen „EG unten“ und „EG oben“ angeführt und jenen der ermittelten Beanspruchungen aus Tab. 4.3 und Tab. 4.4 gegenübergestellt.

Wand i	$V_{Ed,i}$	$R_{v,d,i,OG}$	Ausnutzung	$M_{Ed,i}$	$M_{Rd,i}$	Ausnutzung
	[kN]	[kN]	[-]	[kNm]	[kNm]	[-]
x-Richtung						
1x	98	94	1,04	769	1439	0,53
2x	29	47	0,60	223	764	0,29
3x	133	71	1,87	1038	1328	0,78
4x	30	47	0,64	237	1125	0,21
5x	97	83	1,18	761	1821	0,42
6x	78	83	0,95	611	2291	0,27
7x	79	83	0,96	618	1678	0,37
y-Richtung						
1y	132	59	2,24	1035	952	1,09
2y	108	71	1,53	846	1420	0,60
3y	229	94	2,42	1790	1667	1,07
4y	53	47	1,13	418	1089	0,38

Tab. 4.6 Gegenüberstellung der Querkräfte und Tragfähigkeiten in der Fuge „EG oben“

Wand i	$V_{Ed,i}$	$R_{v,d,i,EG}$	Ausnutzung	$M_{Ed,i}$	$M_{Rd,i}$	Ausnutzung
	[kN]	[kN]	[-]	[kNm]	[kNm]	[-]
x-Richtung						
1x	98	233	0,42	1064	1600	0,67
2x	29	117	0,24	309	874	0,35
3x	133	175	0,76	1436	1484	0,97
4x	30	117	0,26	328	1554	0,21
5x	97	204	0,48	1052	2037	0,52
6x	78	204	0,38	845	2640	0,32
7x	79	204	0,39	855	1883	0,45
y-Richtung						
1y	132	146	0,91	1431	1062	1,35
2y	108	175	0,62	1171	1646	0,71
3y	229	233	0,98	2476	1855	1,34
4y	53	117	0,46	579	1363	0,42

Tab. 4.7 Gegenüberstellung der Biegemomente und Tragfähigkeiten in der Fuge „EG unten“

Aus den beiden obigen Tabellen ist ersichtlich, dass die vorhandene Tragfähigkeit aufgrund der gewählten VM-Abstände in beiden, am höchsten beanspruchten Tragwänden 1y und 3y unter der gegebenen Einwirkung für einige Wände nicht ausreichend ist. Während ein Großteil der Tragwände in der Anschlussfuge „EG oben“ auf Schub überlastet ist, was im Wesentlichen auf die Wahl des „kleinen“ Winkelverbinders ABR90 zurückzuführen ist, wird die Biegetragfähigkeit der Wände 1y und 3y auch in der Anschlussfuge „EG unten“ weit überschritten.

Das bedeutet, dass eine Erhöhung der Anzahl der Zuganker und Winkelverbinder in den betroffenen Anschlussfugen erforderlich ist. Es lässt sich anhand der Ergebnisse aus dem Tabellenkalkulationsprogramm zeigen, dass die Schubtragfähigkeit für einige Wände bis in die Anschlussfuge „3.OG oben“ überschritten wird, somit wäre der Einsatz eines Winkelverbinders mit höherer Tragfähigkeit auch eine Option. Für das vorliegende Berechnungsbeispiel fällt die Entscheidung jedoch auf die Erhöhung der Anzahl und die daraus resultierende Neuberechnung der Steifigkeiten, der Grundperioden sowie der Erdbebeneinwirkungen in einem 2. Iterationsschritt.

5 Neuberechnung des 2. Iterationsschrittes

Im Zuge dieses Abschnittes werden die Ergebnisse der Neuberechnung des 2. Iterationsschrittes aufgelistet. Im Wesentlichen bewirkt eine Erhöhung der Verbindungsmittelanzahl eine Erhöhung der Steifigkeiten in den Anschlussfugen und damit eine Verringerung der Grundperioden, was in weiterer Folge eine Erhöhung der Erdbebenersatzlasten bewirken kann.

Der Vorgang

- Ermittlung der Steifigkeiten,
- Berechnung der Grundperioden mit dem FEM-Programm,
- Ermittlung der Erdbebenersatzlasten,
- Aufteilung dieser Lasten auf die Geschosse und weiters auf die einzelnen Tragwände,
- Ermittlung der Wandschnittgrößen und
- Nachweisführung der Anschlussfugen

ist bereits in Abschnitt 2, Abschnitt 3 und Abschnitt 4 dieses Kapitels erläutert worden und wird hier nicht mehr angeführt. Die folgenden Unterabschnitte geben daher ausschließlich ausgewählte Ergebnisse der Berechnung des 2. Iterationsschrittes wieder.

5.1 Neu berechnete Grundperioden

Nach erfolgter Korrektur der veränderten (Steifigkeits-) Parameter gemäß Abschnitt 4. 5 wurden die ersten beiden Grundperioden für die Koordinatenrichtungen X und Y neu ermittelt.

Diese betragen

$$T_{1,x} = 1,74 \text{ s}$$

und

$$T_{1,y} = 1,94 \text{ s}.$$

Anmerkung: Im Vergleich zu den Grundperioden im 1. Iterationsschritt wird ersichtlich, dass die Grundperiode $T_{1,x}$ nur geringfügig kleiner geworden ist, während die Grundperiode $T_{1,y}$ einen signifikanten Sprung aufweist. Dies ist auf die punktuelle Verstärkung der Wände 1y und 3y zurück zu führen, welche durch die Erdbebenersatzkräfte besonders beansprucht werden. Gemäß ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 4.3.3.2.1(2)a [18] liegen nun beide Grundperioden innerhalb des 2,0 s - Grenzbereichs, der zweite Grenzwert ($4,0 \times T_D$) wird zwar noch immer geringfügig überschritten, dies ist aber nur noch von der Wahl des Untergrundparameters abhängig und daher im Toleranzbereich.

5.2 Erdbebenersatzkräfte für den 2. Iterationsschritt

Die Ersatzkräfte aus dem 2. Iterationsschritt sind aufgrund des Umstandes, dass die Grundperioden nach wie vor im konstanten Bereich von $0,2 \times a_g$ des Bemessungsspektrums zu liegen kommen, nicht angestiegen. Somit entfallen an dieser Stelle die Auflistung der Gesamtbeanspruchungen, der Geschosskräfte und der aufgeteilten Wandlasten.

5.3 Berücksichtigung von Effekten nach Theorie 2. Ordnung

Zur endgültigen Bestimmung der Schnittkräfte der Tragwände ist es über dies notwendig, gemäß ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 4.4.2.2(2) [18] zu überprüfen, ob Einflüsse nach Theorie 2. Ordnung berücksichtigt werden müssen. Dazu ist die Einhaltung der folgenden Bedingung nachzuweisen:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10$$

mit

θ als Empfindlichkeitsbeiwert der gegenseitigen Stockwerksverschiebung [-]

P_{tot} als Gesamtgewichtskraft am und oberhalb des betrachteten Geschosses [kN]

d_r als Bemessungswert der gegenseitigen Stockwerksverschiebung [m]

V_{tot} als Gesamterdbebens Schub des Stockwerks [kN]

h als Höhe ab dem Einspannungshorizont [m]

Die Größe von d_r ist dabei wie folgt definiert

$$d_r = q_d \cdot d_e.$$

Mit

q_d als Verschiebungsverhaltensbeiwert, kann q gleich gesetzt werden [-]

d_e als elastische Verschiebung des betrachteten Punktes [m]

Stellvertretend für die gegenseitige Verschiebung des gesamten Stockwerks, erfolgt die Überprüfung anhand der am stärksten beanspruchten Wand $3y$ (auf Biegung), wobei die horizontale Verformung dieser Tragwand mit Hilfe eines Stabwerkprogrammes ermittelt wird. Statt dem Gewicht des gesamten Geschosses wird natürlich nur jener Anteil berücksichtigt, welcher durch die Einflusszahl e der betreffenden Wand zugewiesen werden

kann. Die Ergebnisse dieser Überprüfung sind in der folgenden Tabelle dargestellt.

Geschoß	z_i	Querkraft V_d	zugewiesenes Gewicht gemäß Komb. N_d	horizontale Auslenkung d_e	Bemessungswert der Auslenkung d_d	gegenseitige Stockwerkverschiebung d_r
	[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]
EG	3,0	254	390	15,8	47,4	47,4
1.OG	6,0	236	309	39,6	118,8	71,4
2.OG	9,0	200	228	70,8	212,4	93,6
3.OG	12,0	148	150	106,8	320,4	108,0
4.OG	15,0	78	73	142,5	427,5	107,1

Tab. 5.1 gegenseitige Verschiebung d_r für die Wand 3y

Somit betragen die Empfindlichkeitswerte der gegenseitigen Stockwerkverschiebungen:

4.OG:

$$\theta_{4OG} = \frac{73,0 \cdot 107,1}{78 \cdot 15000} = 0,001 < 0,10$$

3.OG:

$$\theta_{3OG} = \frac{150,0 \cdot 108,0}{148 \cdot 12000} = 0,01 < 0,10$$

2.OG:

$$\theta_{2OG} = \frac{228,0 \cdot 93,6}{200 \cdot 9000} = 0,01 < 0,10$$

1.OG:

$$\theta_{1OG} = \frac{309,0 \cdot 71,4}{236 \cdot 6000} = 0,02 < 0,10$$

EG:

$$\theta_{EG} = \frac{390,0 \cdot 47,4}{254 \cdot 3000} = 0,02 < 0,10$$

Es kann somit davon ausgegangen werden, dass Effekte Theorie 2. Ordnung für zumindest diese Tragwand nicht berücksichtigt werden müssen.

5. 4 Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Stellvertretend für sämtliche Anschlussfugen sind den beiden folgenden Tabellen die neu berechneten Tragfähigkeiten der Anschlussfugen „EG unten“ und „EG oben“ zu entnehmen und den vorhandenen Beanspruchungen gegenüber gestellt.

Wand i	$V_{Ed,i}$	$R_{v,d,i,OG}$	Ausnutzung	$M_{Ed,i}$	$M_{Rd,i}$	Ausnutzung
	[kN]	[kN]	[-]	[kNm]	[kNm]	[-]
x-Richtung						
1x	97	233	0,41	1046	1600	0,65
2x	27	117	0,23	290	874	0,33
3x	109	175	0,63	1184	1484	0,80
4x	26	117	0,23	285	1554	0,18
5x	91	204	0,45	987	2037	0,48
6x	78	204	0,38	846	2640	0,32
7x	78	204	0,38	840	1883	0,45
y-Richtung						
1y	187	204	0,92	2030	2168	0,94
2y	67	175	0,38	727	1646	0,44
3y	254	262	0,97	2747	3154	0,87
4y	33	117	0,28	360	1363	0,26

Tab. 5.2 Gegenüberstellung der Querkräfte und Tragfähigkeiten in der Fuge „EG unten“

Wand i	$V_{Ed,i}$	$R_{v,d,i,OG}$	Ausnutzung	$M_{Ed,i}$	$M_{Rd,i}$	Ausnutzung
	[kN]	[kN]	[-]	[kNm]	[kNm]	[-]
x-Richtung						
1x	97	106	0,91	756	1439	0,53
2x	27	47	0,57	209	764	0,27
3x	109	130	0,84	856	1328	0,64
4x	26	47	0,56	206	1125	0,18
5x	91	94	0,97	714	1821	0,39
6x	78	83	0,95	612	2291	0,27
7x	78	83	0,94	607	1678	0,36
y-Richtung						
1y	187	189	0,99	1467	1699	0,86
2y	67	94	0,71	526	1420	0,37
3y	254	260	0,98	1985	2074	0,96
4y	33	47	0,70	260	1089	0,24

Tab. 5.3 Gegenüberstellung der Querkräfte und Tragfähigkeiten in der Fuge „EG oben“

In diesen beiden Tabellen ist ersichtlich, dass nun sämtliche Nachweise für die Anschlussfugen im Erdgeschoss im Grenzzustand der Tragfähigkeit für die außergewöhnliche Bemessungssituation „Erdbeben“ erfüllt sind.

5.5 Vergleich mit den Ergebnissen des modalen Antwortspektrenverfahrens

Wie in der Anmerkung in Abschnitt 2.3 erwähnt, liegen die ermittelten Grundperioden T_{1x} und T_{1y} über dem Grenzwert gemäß ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 4.3.3.2.1(2a) [18] von $4 \cdot T_C$. Daher wurden mit Hilfe des verwendeten EDV-Programms zur Ermittlung der Grundperioden (RFEM mit RF-DYNAM Zusatzmodul II) die Schnittgrößen für dieses Tragwerk in Holz-Massivbauweise auch unter Anwendung der modalen Analyse ermittelt.

Nach den Regelungen für das modale Antwortspektrenverfahren der ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 4.3.3.3.1 [18] mussten die Antworten der ersten 8 Modalformen berücksichtigt werden. Die Kombination dieser Modalbeiträge erfolgte mit der SRSS-Über-

lagerungsregel, wie sie auch bereits für die Kombination der Schnittgrößen in Abschnitt 4. 4 angewendet wurde. Torsionswirkungen wurden dabei gemäß ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 4.3.3.3.3 [18] berücksichtigt. Die folgende Tabelle zeigt die ermittelten Schnittgrößen aus diesem Verfahren und stellt diese jenen aus Abschnitt 5. 4 für die Bodenfuge im Erdgeschoss gegenüber.

Wand i	vereinfachtes Antwortspektrumverfahren		modales Antwortspektrumverfahren	
	$V_{Ed,i}$	$M_{Ed,i}$	$V_{Ed,i}$	$M_{Ed,i}$
	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
x-Richtung				
1x	97	1046	68	599
2x	27	290	32	219
3x	109	1184	82	651
4x	26	285	35	204
5x	91	987	70	601
6x	78	846	63	548
7x	78	840	56	494
y-Richtung				
1y	187	2030	114	1083
2y	67	727	70	502
3y	254	2747	179	1677
4y	33	360	39	262

Tab. 5.4 Gegenüberstellung der Querkräfte und Tragfähigkeiten in der Fuge „EG unten“

Aus Tab. 5.4 wird ersichtlich, dass die mit Hilfe der modalen Analyse ermittelte maßgebende Querkraft $V_{Ed,i}$ in den Wänden 2x, 4x, 2y und 4y, die Ergebnisse aus dem vereinfachten Verfahren geringfügig überschreitet.

Da sich auch die ermittelten Einspannmomente in diesen Wänden nur unwesentlich von jenen der „Handrechnung“ unterscheiden, kann der Schluss gezogen werden, dass im Zuge der modalen Analyse die horizontalen Einwirkungen „homogener“ auf sämtliche Wände aufgeteilt werden. Dieser Effekt beruht auf dem Umstand, dass durch die Grenzwertbetrachtung der Torsionswirkung gemäß ÖNORM B 1998-1, Anhang B [19] Wände mit großem Abstand zum Steifigkeitsmittelpunkt größere Beanspruchungen erhalten, als beim Ansatz der Torsionswirkungen gemäß ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 4.3.3.3(1) [18], welcher für die modale Analyse anzuwenden ist.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass für den betrachteten Fall die Berechnung der Erdbebenersatzkräfte mit Hilfe des vereinfachten Verfahrens trotz Überschreitung der Grenzwerte gemäß ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 4.3.3.2.1(2a) [18] zu vernünftigen Ergebnissen führt. Da Tragsystem, Gebäudemasse und Konstruktionsweise von Fall zu Fall variieren, kann diese Tatsache jedoch nicht verallgemeinert werden.

6 Schubnachweis der maßgebenden Wandscheibe

Zum Abschluss der Erdbebenberechnung für die Holz-Massivbauweise erfolgt als Vergleichsgrundlage mit den beiden anderen Ausführungsvarianten der exemplarische Nachweis der am höchsten beanspruchten Tragwand auf Schub im Erdgeschoss.

Weiters erfolgt die Überprüfung der Hierarchie der Tragwiderstände durch Gegenüberstellung der maximal aufnehmbaren Querkraft in der Anschlussfuge mit der höchsten Tragfähigkeit mit jener der Schubtragfähigkeit der dazu gehörenden Tragwand.

6.1 Schubnachweis der Wand 1y im Erdgeschoss

Gemäß Tab. 5.2 beträgt die Bemessungsquerkraft V_{Ed} für diese Tragwand im Erdgeschoss

$$V_{Ed, 1y, EG} = 187 \text{ kN.}$$

Der Schubnachweis erfolgt hier auf Basis von „verschmierten“ Linienschnittgrößen. Diese resultiert aus der Division der ermittelten Querkraft durch die Länge der Wand 1y und ergibt sich zu

$$n_{xy, d} = \frac{V_{Ed, 1y, EG}}{L_{1y}} = \frac{187}{5,00} = 37,4 \text{ kN/m.}$$

Das vorhandene BSP-Wandelement wurde mit dem Softwaretool „CLTdesigner“ des Institutes für Holzbau und Holztechnologie an der TU Graz überprüft und weist eine Tragfähigkeit gegen Schub von

$$r_{xy, d} = 210 \text{ kN/m}$$

auf.

- Nachweis auf Schubbeanspruchung

$$\eta = \frac{n_{xy, d}}{r_{xy, d}} = \frac{37,4}{210,0} = 0,18$$

Der Nachweis ist somit erfüllt, die Ausnutzung beträgt 18%.

6.2 Hierarchie der Tragwiderstände

Die Überprüfung der Hierarchie der Tragwiderstände als Teil der Kapazitätsbemessung ist insofern von großer Bedeutung, da mit dieser ein duktileres Verhalten der Bauteile und in weiterer Folge ein „duktileres Versagen“ des Gebäudes nachgewiesen werden kann. Aus den Abschnitten des vorliegenden Kapitels geht hervor, dass das dissipative Verhalten des Gebäudes bei Erdbebenbeanspruchung vorwiegend durch das Verhalten der Verbindungsmittel in den Anschlussfugen bestimmt wird. Diese bilden sozusagen das schwächste, aber duktile Glied dieser Kette an Tragfähigkeiten und müssen daher „zuerst“ durch Bildung von Fließgelenken (Energiedissipation) versagen. Das (weitgehend spröde) Versagen anderer Komponenten dieser Kette wird insofern ausgeschlossen, als das die Tragfähigkeiten der einzelnen Komponenten gegenübergestellt und die Differenz dieser als Vielfaches der duktilen Tragfähigkeit ermittelt wird.

Eine Modifikation des globalen Tragsystems kann notwendig werden, wenn dieser Faktor unter den Wert 1,2 zu liegen kommt. Dieser Faktor wird wie folgt ermittelt:

- Ermittlung der Anschlussfuge mit der höchsten Tragfähigkeit

Die Anschlussfuge mit der höchsten Tragfähigkeit ist jene der Wand 1y im Erdgeschoss (Wand-Bodenplatte, Winkelverbinder AE1 16). Die Tragfähigkeit auf Schub (pro Laufmeter) beträgt für diese Fuge

$$r_{xy,d, \text{Verbinder}} = 40,81 \text{ kN/m}.$$

Weiters ist unter konservativer Auslegung dieser Bedingung ein Reibungswiderstand zwischen der Wand und der Stahlbetonbodenplatte anzusetzen, der in Abhängigkeit von der einwirkenden Normalkraft (pro Laufmeter) wie folgt ermittelt wird:

$$r_{xy,d, \text{Reibung}} = \mu \cdot n_{dN}$$

mit

μ als Reibbeiwert, der bei einem Kontakt von Holz und Beton mit 0,4 angesetzt werden kann [-]

n_{dN} als Normalkraft pro Laufmeter [kN/m], wird durch Division der Normalkraft pro Tragwand durch die Länge der Wand ermittelt:

$$n_{dN} = \frac{N_{Ed}}{L} = \frac{323,23}{5,00} = 64,65 \text{ kN/m}$$

folgt

$$r_{xy,d, \text{Reibung}} = 0,40 \cdot 64,65 = 25,86 \text{ kN/m}$$

Somit resultiert eine maximale Tragfähigkeit der Anschlussfuge auf Schubbeanspruchung von

$$r_{xy, d, Fuge} = r_{xy, d, Verbinder} + r_{xy, d, Reibung} = 40,81 + 25,86 = 66,67 \text{ kN/m}$$

- Wahl der zu vermeidenden Versagensart und Ermittlung der Tragfähigkeit

Im Gegensatz zu einem Versagen der Winkelverbinder in den Anschlussfugen weist das Versagen der dazu gehörenden Tragwand auf Schub einen verhältnismäßig ungünstigen Versagensmodus auf und sollte daher vermieden werden. Die Tragfähigkeit der betreffenden Wand 1y im Erdgeschoss wurde bereits in Abschnitt 6.1 ermittelt und beträgt

$$r_{xy, d} = 210 \text{ kN/m.}$$

- Gegenüberstellung der beiden Tragfähigkeiten

Wie in der Einleitung dieses Abschnittes erwähnt, werden diese beiden Tragfähigkeiten nun gegenübergestellt und dieser Faktor an „Überkapazität“ ermittelt:

$$\eta = \frac{r_{xy, d}}{r_{xy, d, Fuge}} = \frac{210,00}{66,67} = 3,15 > 1,20$$

Somit kann festgestellt werden, dass zwischen dem Versagen der Anschlussfugen und dem ungünstigen Schubversagen der Tragwand genügend Kapazität vorhanden ist und das gewählte Tragsystem den Anforderungen an ein hoch dissipatives System entspricht.

Erdbebenberechnung der
Ausführungsvariante in
Stahlbeton-Massivbauweise

1 Einleitung

Im Zuge dieses Abschnittes wird das Beispielgebäude in Stahlbeton-Massivbauweise auf seine Erdbebentauglichkeit überprüft. Die Abfolge dieser Überprüfung erfolgt für sämtliche Varianten nach dem gleichen Schema:

- Ermittlung der Grundperioden mit Hilfe eines räumlichen Stab-Platten-Modells,
- Anwendung des vereinfachten Antwortspektrenverfahrens - Ermittlung der Erdbebenersatzkräfte und Aufteilung auf die einzelnen Geschosse,
- Ermittlung der Wandschnittgrößen zufolge der Einwirkungskombination für die außergewöhnliche Bemessungssituation „Erdbeben“ und
- Schubnachweis der maßgebenden Wandscheibe als Vergleichsgrundlage

2 Ermittlung der Grundperioden mit Hilfe eines räumlichen Stab-Platten-Modells

2.1 Allgemeines

Wie bereits in Kapitel 5 erläutert wurde, erfolgt auch für die Ausführungsvariante in Stahlbetonbauweise die Ermittlung der Grundperioden mit Hilfe des Programms „RFEM“. Aus Gründen der Vergleichbarkeit werden auch in diesem Abschnitt die Wände als Biegestäbe und die Decken als Flächen diskretisiert.

Anmerkung: Aufgrund der homogenen Stahlbetonstruktur (Wände und Decken in einem „Guß“) wäre es hier möglich, die Wände ebenfalls als Flächenelemente zu modellieren.

2.2 Bestimmung der einzugebenden Kenngrößen

Die folgende Abbildung zeigt am Beispiel der Wand 1x, welche Kenngrößen (pro Wandscheibe) für die Eingabe in das FEM-Programm berücksichtigt werden.

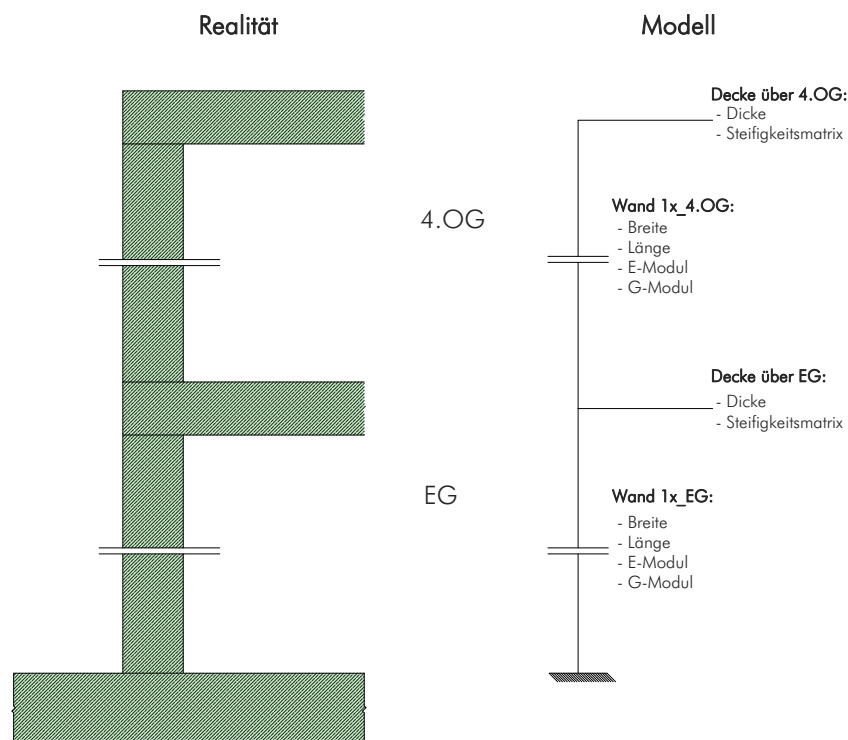


Abb. 2.1 Kenngrößen für die Modellbildung in RFEM anhand Wand 1x

Wie aus dieser Abbildung im Vergleich zur selben in Kapitel 5 ersichtlich ist, wird für die Berechnung der Stahlbetonbauweise der Umfang an einzugebenden Kenngrößen erheblich verringert, da für die Modellierung des Stahlbetonbaus Federsteifigkeiten von Wand-Decken-Anschlüssen eine untergeordnete Rolle spielen bzw. konstruktiv nicht so ausge-

bildet werden und diese im weiteren entweder als „starr“ angesehen werden können.

2. 2. 1 Eingabe der Decken als orthotrope Flächen

In Kapitel 5 wurden die Deckenplatten in Brettsperrholz als orthotrope Flächen gemäß den Anforderungen in [24] definiert und mit Hilfe einer Steifigkeitsmatrix in das Programm eingegeben. Im Zuge dieses Abschnittes erfolgt die Berücksichtigung der Stahlbetondecken ebenfalls als orthotrope Flächen, die Ermittlung der Steifigkeitsmatrix wird im Programm als Teil des Rechenmoduls selbst erfolgen.

- für die Biegetragwirkung

$$\begin{Bmatrix} m_x \\ m_y \\ m_{xy} \\ q_x \\ q_y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & 0 & 0 \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} & 0 & 0 \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & D_{44} & D_{45} \\ 0 & 0 & 0 & D_{54} & D_{55} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \partial\varphi_y/\partial x \\ -\partial\varphi_x/\partial y \\ \partial\varphi_y/\partial y - \partial\varphi_x/\partial x \\ \partial w/\partial x + \varphi_y \\ \partial w/\partial y - \varphi_x \end{Bmatrix}$$

- für die Membrantragwirkung

$$\begin{Bmatrix} n_x \\ n_y \\ q_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} d_{11} & d_{12} & d_{13} \\ d_{21} & d_{22} & d_{23} \\ d_{31} & d_{32} & d_{33} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \partial u/\partial x \\ \partial v/\partial y \\ \partial u/\partial y - \partial v/\partial x \end{Bmatrix}$$

Die einzelnen Koeffizienten D_{11} bis D_{55} und d_{11} bis d_{33} stammen aus der Programmberechnung und sind wie folgt festgelegt:

Biegung			
	[kNm]		[kNm]
D_{11}	28191	D_{22}	28191
D_{12}	5638	D_{33}	11277
	[kN/m]		[kN/m]
D_{44}	2658330	D_{55}	2658330
Membrankräfte			
	[kN/m]		[kN/m]
d_{11}	6989580	d_{22}	6989580
d_{12}	1397920	d_{33}	3190000

Tab. 2.1 Koeffizienten der Steifigkeitsmatrix für das Stahlbetondeckenelement

2. 2. 2 Eingabe der Wandscheiben als Biegestäbe

Die Eingabe der Wandscheiben als Biegestäbe erfordert im Wesentlichen die Definition der Systemparameter Wandlänge, Wandbreite, Wandhöhe und der Baustoffkennwerte E-Modul und G-Modul. Letztere wurden bereits in Kapitel 4 definiert und können im Gegensatz zur Holz-Massivbauweise ohne Modifikation verwendet werden.

Die genannten Systemparameter und die Abstände der Schwerpunkte der Wandscheiben zum linken unteren Punkt des Grundrisses (im Weiteren als Koordinatenursprung bezeichnet) sind in der folgenden Tabelle aufgelistet. Als Vereinfachung und aus Gründen der Vergleichbarkeit werden dieselben Schwerpunktlagen der Wände heran gezogen, die auch in der Berechnung der Holz-Massivbauweise in Kapitel 5 verwendet wurden.

Wand i	Breite b_i	Länge l_i	Höhe h_i	horizontaler Abstand x_i	vertikaler Abstand y_i
[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
x-Richtung					
Wand 1x	0,250	7,379	3,00	3,811	0,061
Wand 2x	0,250	3,830	3,00	5,585	7,440
Wand 3x	0,250	6,000	3,00	10,500	14,940
Wand 4x	0,250	3,633	3,00	14,716	11,120
Wand 5x	0,250	6,600	3,00	16,200	7,466
Wand 6x	0,250	6,600	3,00	16,200	4,844
Wand 7x	0,250	6,600	3,00	16,200	0,061
y-Richtung					
Wand 1y	0,250	5,000	3,00	0,061	2,500
Wand 2y	0,250	5,121	3,00	7,561	9,940
Wand 3y	0,250	7,474	3,00	19,440	11,263
Wand 4y	0,250	3,830	3,00	7,561	1,915

Tab. 2.2 Systemparameter der Wandscheiben gültig für alle Geschosse

2. 2. 3 Eingabe der Anschlussparameter

Wie bereits in der Einleitung zu diesem Abschnitt erwähnt wurde, werden die Anschlusssteifigkeiten, welche im Zuge der Modellierung der Holz-Massivbauweise einen sehr großen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse haben, für diese Konstruktionsvariante als „starr“ definiert. Somit ist nach erfolgter Definition der Deckenelemente und der Wände als Stabelemente die Systemeingabe bereits abgeschlossen.

2. 2. 4 Erfassung der Gebäudemasse

Die Erfassung der Gebäudemasse erfolgt durch die Beaufschlagung der Deckenelemente mit Zusatzmassen in kg/m^2 . Diese Zusatzmassen werden durch Division der jeweiligen Gesamtgeschossmassen gemäß Kapitel 4, Tab. 5.1 durch die dazu gehörenden Ge-

schossflächen gebildet.

Decke über	Gesamtmasse	Deckenfläche	Zusatzmasse
	[kg]	[m ²]	[kg/m ²]
EG	336798	227	1486
1.OG	336798	227	1486
2.OG	336798	227	1486
3.OG	336798	227	1486
4.OG	293533	227	1295

Tab. 2.3 Zusatzmassen für die jeweiligen Deckenflächen

2.3 Ermittelte Grundperioden des Programms

Nach erfolgter Eingabe sämtlicher Parameter gemäß Abschnitt 2. 2 können mit Hilfe des Moduls „RF-DYNAM (Basis)“ die ersten beiden Grundperioden für die Koordinatenrichtungen X und Y ermittelt werden. Diese betragen für die vorliegenden Randbedingungen

$$T_{1,x} = 0,18 \text{ s}$$

und

$$T_{1,y} = 0,25 \text{ s}.$$

Anmerkung: Gemäß ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 4.3.3.2.1(2)a [18] liegen beide ermittelten Grundperioden innerhalb der normativ empfohlenen Grenzwerte.

3 Ermittlung der Erdbebenersatzkräfte

3.1 Ermittlung der Parameter des Bemessungsspektrums für den fiktiven Standort

Für die Berechnung dieses Beispielgebäudes wird ein Baugrund der Kategorie A angenommen. Gemäß ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 3.2.2.2, Tabelle 3.2 [18] bzw. ÖNORM B 1998-1:2006, Abschnitt 4.3.4(2) [19] ergeben sich für diesen Baugrund die folgenden Parameterwerte des Bemessungsspektrums (Typ 1):

$$S = 1,00$$

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

$$T_C = 0,40 \text{ s}$$

$$T_D = 2,00 \text{ s}$$

3.2 Festlegung des Verhaltensbeiwertes q

Bei Betrachtung der materialbezogenen Kapitel 5 bis 9 in der ÖNORM EN 1998-1 [18], wird erkennbar, dass die Regelungen für Bauwerke in Stahlbeton einen weitaus komplexeren Umfang aufweisen als jene für Holzbauten. Dies wirkt sich auch auf die Ermittlung des Verhaltensbeiwertes q aus:

Aus ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 5.1.2(1) [18] ist zu entnehmen, dass sämtliche primären seismischen Bauteile des vorliegenden Systems als **duktile Wände** angesehen werden können (Bedingungen für große leicht bewehrte Stahlbetonwände nicht erfüllt, gekoppelte Wände nicht vorhanden). Weiters geht aus diesem und aus Abschnitt 5.2.2.1 hervor, dass sämtliche duktile Wände zusammen ein **Wandsystem** (duktiles Wandsystem, ungekoppelt) bilden, welches die Tragstruktur gegen Horizontalschub des Gebäudes darstellt.

Aus den genannten Punkten resultiert der **Grundwert q_0** des Verhaltensbeiwertes q bei Auslegung des Systems für die mittlere Duktilitätsklasse DCM gemäß ÖNORM EN 1998-1, Tab. 5.1 [18] zu

$$q_0 = 3,0$$

Der Verhaltensbeiwert definiert sich gemäß Abschnitt 5.2.2.2 durch Multiplikation mit dem Beiwert k_w , der die vorherrschende Versagensart bei Tragsystemen mit Wänden berücksichtigt. Dieser wird wie folgt ermittelt:

$$k_w = \frac{(1 + \alpha_0)}{3} \leq 1$$

mit

α_0 als vorherrschendes Maßverhältnis der Wände des Tragsystems [-], welches mit der Gleichung

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} = \frac{11 \cdot 15,0}{62,07} = 2,66$$

ermittelt wird.

h_{wi} als Höhe der Tragwand i [m]

l_{wi} als Länge der Tragwand i [m]

Damit ergibt sich

$$k_w = \frac{(1 + 2,66)}{3} = 1,22 > 1,00 \rightarrow k_w = 1,0$$

Somit resultiert der Verhaltensbeiwert q zu

$$q = q_0 \cdot k_w = 3,0 \cdot 1,0 = 3,0.$$

3.3 Graphische Darstellung des Bemessungsspektrums für lineare Berechnungen

Das Bemessungsspektrum für die Ermittlung der Gesamterdbebenkraft F_b wird mit den zuvor ermittelten Parametern unter Anwendung der Gleichungen aus der ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 3.2.2.5(4) [18] gebildet:

$$0 \leq T \leq 0,15s \rightarrow S_d(T) = 3,34 \cdot 1,0 \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{0,15} \cdot 0,167 \right] \quad (1)$$

$$0,15s \leq T \leq 0,40s \rightarrow S_d(T) = 2,78 \quad (2)$$

$$0,40s \leq T \leq 2,0s \rightarrow S_d(T) = 3,34 \cdot 1,0 \cdot 0,83 \cdot \frac{0,40}{T} \quad (3)$$

$$2,0s \leq T \rightarrow S_d(T) = 3,34 \cdot 1,0 \cdot 0,83 \cdot \frac{0,8}{T^2} \quad (4)$$

für (3) und (4) gilt:

$$S_d(T) \geq 0,2 \cdot 3,34 = 0,67 \text{ m/s}^2$$

Die folgende Abbildung zeigt die graphische Darstellung des Bemessungsspektrums für den gewählten Baugrund und die vorhandene Bemessungsbodenbeschleunigung.

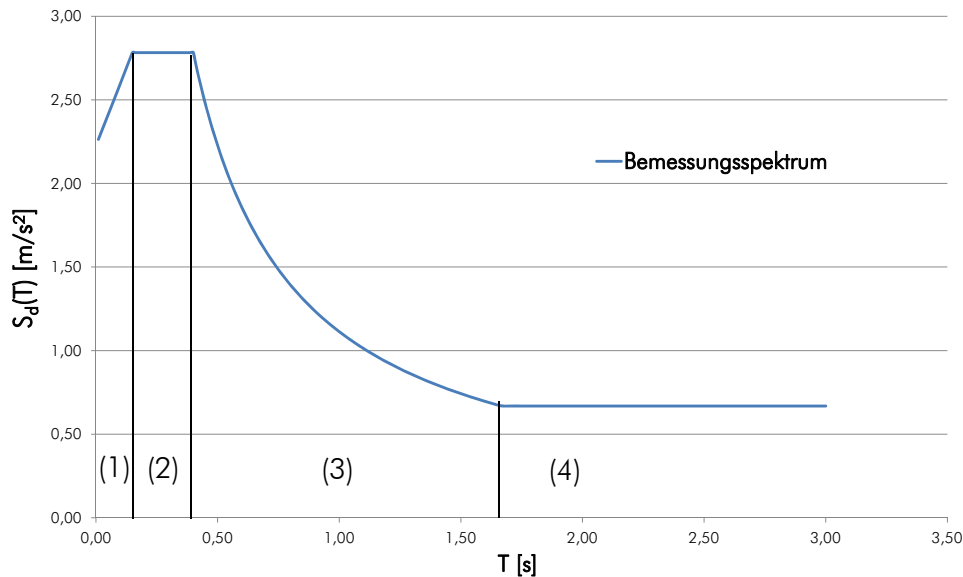


Abb. 3.1 Bemessungsspektrum für eine lineare Berechnung (Baugrundkategorie A, $a_g = 3,34 \text{ m/s}^2$)

3.4 Resultierende Gesamterdbebenkraft

Gemäß ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 4.3.3.2.2 [18] wird für das vereinfachte Antwortspektrenverfahren die horizontale Gesamterdbebenkraft F_b für die beiden Berechnungsrichtungen wie folgt ermittelt:

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

mit

$S_d(T_1)$ als Ordinate des Bemessungsspektrums bei der Grundperiode T_1 [m/s²]

T_1 als Eigenschwingungsdauer des Bauwerks [s]

m als oberirdische Gesamtmasse des Bauwerks [t], gemäß Kapitel 4, Tab. 5.2 resultiert diese zu rund 1700 t

λ als Korrekturbeiwert, der von T_1 abhängig ist. Es gilt:

$\lambda = 0,85$ wenn $T_1 \leq 2 \cdot T_C$ und das Bauwerk mehr als zwei Stockwerke aufweist

$\lambda = 1,00$ sonst

Unter diesen Voraussetzungen resultiert die Gesamterdbebenkraft in X- und Y-Richtung zu rund

$$F_{b,x} = 2,783 \cdot 1700000 \cdot 0,85 = 4021435 \text{ N} = 4020 \text{ kN}$$

und

$$F_{b,y} = 2,783 \cdot 1700000 \cdot 0,85 = 4021435 \text{ N} = 4020 \text{ kN}.$$

3.5 Aufteilung der Gesamterdbebenkraft auf die Geschosse

Die Aufteilung der Gesamterdbebenkraft $F_{b,i}$ auf die einzelnen Geschosse erfolgt gemäß ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 4.3.3.2.3(3) [18]. Der Angriffspunkt der Geschosskräfte liegt im Deckenschwerpunkt der jeweils über dem Geschoß liegenden Decke. Es gilt:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_i \cdot m_i}$$

Die folgende Tabelle zeigt die Ergebnisse der Aufteilung der Gesamterdbebenkraft.

Geschoss	z_i	m_i	$z_i \cdot m_i$	$F_{i,x}$	$F_{i,y}$
	[m]	[t]	[m.t]	[kN]	[kN]
EG	3,0	337	1011	280	280
1.OG	6,0	337	2022	560	560
2.OG	9,0	337	3033	840	840
3.OG	12,0	337	4044	1119	1119
4.OG	15,0	294	4410	1221	1221
Summe				4019	4019

Tab. 3.1 resultierende Geschosskräfte im Zuge der Berechnung mit dem vereinfachten Antwortspektrenverfahren

4 Ermittlung der Wandschnittgrößen aufgrund der außergewöhnlichen Bemessungssituation „Erdbeben“

4. 1 Berechnung der Koordinaten des Steifigkeitsmittelpunktes im Grundriss

Als erster Schritt im Zuge der Aufteilung der einwirkenden Erdbebenkräfte auf die einzelnen primären seismischen Bauteile, ist es notwendig, die Koordinaten des Steifigkeitsmittelpunktes im Grundriss der jeweiligen Geschosse zu ermitteln. Die dafür notwendige Beziehungen lauten wie folgt:

$$x_s = \frac{\sum K_{y,i} \cdot x_i}{\sum K_{y,i}}$$

und

$$y_s = \frac{\sum K_{x,i} \cdot y_i}{\sum K_{x,i}}$$

mit

$K_{x,i}, K_{y,i}$ als horizontale Gesamtsteifigkeit einer Tragwand i in x - bzw. y -Richtung [kN/m]

x_i, y_i als x - bzw. y -Abstand des Schwerpunktes der Tragwand i vom Koordinatenursprung [m]

Während die Abstände der Wandschwerpunkte bereits in Tab. 2.2 enthalten sind, erfordert die Ermittlung der Gesamtsteifigkeit einer Tragwand eine Verformungsberechnung nach dem Prinzip der virtuellen Verschiebungen. Diese ist im folgenden Unterabschnitt erläutert.

4. 1. 1 Ermittlung der horizontalen Gesamtsteifigkeiten der Tragwände

Auch für die Ermittlung einer Tragwand in Stahlbeton wird diese als Ersatzstab modelliert (Querschnitte nach Abschnitt 2. 2, Anschlusssteifigkeiten fallen weg) und bei dem die Ersatzkraft als horizontale Einheitsbelastung betrachtet, in der Höhe h' angreift. Die Steifigkeit resultiert erneut aus der Division der Einheitsbelastung durch die berechnete horizontale Verformung am Kopfpunkt der Wand.

Die Höhe h' als Angriffspunkt der Ersatzmasse errechnet sich wie folgt

$$h' = \frac{\sum(m_i \cdot z_i^2)}{\sum(m_i \cdot z_i)}$$

, wobei der Index i für die Nummer des Geschosses steht.

Decke über	z_i	m_i	$z_i \cdot m_i$	$z_i^2 \cdot m_i$
	[m]	[t]	[tm]	[tm ²]
EG	3	337	1011	3033
1.OG	6	337	2022	12132
2.OG	9	337	3033	27297
3.OG	12	337	4044	48528
4.OG	15	294	4410	66150
Summe			14520	157140

Tab. 4.1 Parameter zur Bestimmung von h'

Somit resultiert h' zu

$$h' = \frac{157140}{14520} = 10,82 \text{ m.}$$

Unter Einbeziehung sämtlicher Parameter wurden die Tragwände als Ersatzstäbe in einem Stabwerkprogramm eingegeben und mit einer „1“-Belastung ausgelenkt. Die dabei ermittelten Wandsteifigkeiten sind in der folgenden Tabelle angeführt.

Wand i	$K_{i,x}$	$K_{i,y}$	x_i	y_i	$K_{y,i} \cdot x_i$	$K_{x,i} \cdot y_i$
	[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
x-Richtung						
1x	261300	0	3,81	0,06	0	15809
2x	47558	0	5,59	7,44	0	353806
3x	157390	0	10,5	14,9	0	2351321
4x	41032	0	14,7	11,1	0	459126
5x	199636	0	16,2	7,47	0	1490382
6x	199636	0	16,2	4,84	0	967136
7x	199636	0	16,2	0,06	0	12078

Tab. 4.2 ermittelte Wandsteifigkeiten $K_{i,x}$ in x-Richtung und $K_{i,y}$ in y-Richtung

y-Richtung						
1y	0	98126	0,06	2,50	5937	0
2y	0	104524	7,561	9,940	790253	0
3y	0	269309	19,440	11,263	5235241	0
4y	0	47558	7,561	1,915	359560	0
Summe	1106187	519517			6390991	5649658

Tab. 4.2 ermittelte Wandsteifigkeiten $K_{i,x}$ in x-Richtung und $K_{i,y}$ in y-Richtung

Damit ergeben sich die Koordinaten des Steifigkeitsmittelpunktes S zu

$$x_s = \frac{6390991}{519517} = 12,30 \text{ m}$$

und

$$y_s = \frac{5649658}{1106187} = 5,11 \text{ m.}$$

Zur Erfassung der Torsionswirkungen aufgrund der exzentrischen Belastung (Erdbebenkraft greift im Massenmittelpunkt M der Decke an, das Gebäude dreht sich jedoch um den Steifigkeitsmittelpunkt S) sind weiters die Koordinaten des Massenmittelpunktes M der Decken erforderlich. Diese sind jenen aus Kapitel 5 ident und lauten

$$x_m = 11,02 \text{ m}$$

und

$$y_m = 6,73 \text{ m.}$$

Die folgende Abbildung zeigt die Lage des Steifigkeitsmittelpunktes und des Massenmittelpunktes im Erdgeschossgrundriss des Gebäudes.

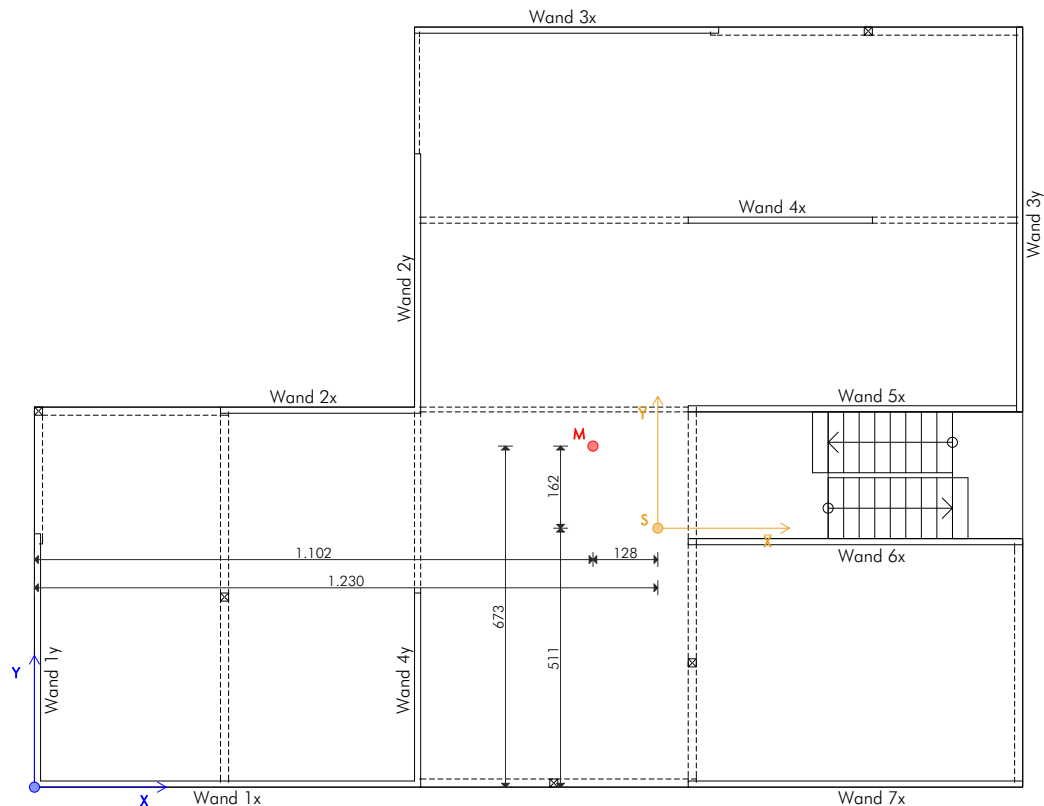


Abb. 4.1 Lage des Steifigkeits- und Massenmittelpunktes im EG-Grundriss

4.2 Berücksichtigung der Torsionswirkung - Ermittlung zusätzlicher Ausmitten

Die Ermittlung der zusätzlichen Ausmitten gemäß ÖNORM B 1998-1, Anhang B [19] erfolgt gleich wie jene in Kapitel 5 und ist hier nur kurz angeführt.

Die vorhandene Ausmitte e_0 (Abstand des Steifigkeitsmittelpunktes vom Massenmittelpunkt in x- und in y-Richtung) wird wie folgt ermittelt:

$$e_{0x} = x_m - x_s = 11,02 - 12,30 = -1,28 \text{ m}$$

und

$$e_{0y} = y_m - y_s = 6,73 - 5,11 = 1,62 \text{ m}$$

Zusätzlich wird eine Ausmitte e_1 angesetzt, die Vereinfachungen des Rechenmodells gemäß Anhang B berücksichtigt:

$$e_{1x} = \min \left[\begin{array}{l} 0,1 \cdot (19,5 + 15,0) \cdot \left(10 \cdot \frac{|-1,28|}{19,5} \right)^{0,5} \\ 0,1 \cdot (19,5 + 15,0) \end{array} \right] = -2,80 \text{ m}$$

Anmerkung: Die Ausmitte e_{1x} muss dasselbe Vorzeichen wie die Ausmitte e_{0x} aufweisen.

$$e_{1y} = \min \left[\begin{array}{l} 0,1 \cdot (15,0 + 19,5) \cdot \left(10 \cdot \frac{|1,62|}{15,0} \right)^{0,5} \\ 0,1 \cdot (15,0 + 19,5) \end{array} \right] = 3,45 \text{ m}$$

Die zweite zusätzlich anzusetzende Ausmitte e_2 wird wie folgt berechnet:

$$e_{2x} = 0,05 \cdot 19,5 = -0,98 \text{ m}$$

Anmerkung: Die Ausmitte e_{2x} muss dasselbe Vorzeichen wie die Ausmitte e_{0x} aufweisen.

und

$$e_{2y} = 0,05 \cdot 15,0 = 0,75 \text{ m}$$

Mit

$$e_{\max} = e_0 + e_1 + e_2$$

$$e_{\min} = e_0 - e_2$$

folgt

$$e_{\max,x} = -1,28 - 2,80 - 0,98 = -5,06 \text{ m}$$

$$e_{\min,x} = -1,28 - (-0,98) = 0,30 \text{ m}$$

und

$$e_{\max,y} = 1,62 + 3,45 + 0,75 = 5,82 \text{ m}$$

$$e_{\min,y} = 1,62 - 0,75 = 0,87 \text{ m}.$$

4.3 Aufteilung der Erdbebeneinsatzkräfte auf die Tragwände

Die Aufteilung der horizontalen Erdbebeneinsatzkräfte auf die einzelnen Tragwände im Grundriss erfolgt über eine Gewichtung der Wände nach deren Steifigkeit in Achsenrichtung (translatorischer Anteil) und nach deren Abstand zum Steifigkeitsmittelpunkt (inkl. Fallunterscheidung $e_{\max} - e_{\min}$, rotatorischer Anteil). Gemäß ÖNORM B 1998-1, Anhang B [19] erfolgt weiters eine Aufteilung in „Erdbeben in y-Richtung“ und „Erdbeben in x-Richtung“:

Erdbeben in y-Richtung

Beanspruchung der Wand k in y-Richtung:

$$F_k = F_{by} \cdot \frac{k_{y,k}}{\sum k_{y,i}} + F_{by} \cdot e_{\max,x}(e_{\min,x}) \cdot \frac{k_{y,k} \cdot \bar{x}_k}{\sum (k_{y,i} \cdot \bar{x}_i^2) + \sum (k_{x,i} \cdot \bar{y}_i^2)}$$

Beanspruchung der Wand r in x-Richtung:

$$F_r = -F_{by} \cdot e_{\max,x}(e_{\min,x}) \cdot \frac{k_{x,r} \cdot \bar{y}_r}{\sum (k_{y,i} \cdot \bar{x}_i^2) + \sum (k_{x,i} \cdot \bar{y}_i^2)}$$

Erdbeben in x-Richtung

Beanspruchung der Wand r in x-Richtung:

$$F_r = F_{bx} \cdot \frac{k_{x,r}}{\sum k_{x,i}} + F_{bx} \cdot e_{\max,y}(e_{\min,y}) \cdot \frac{k_{x,r} \cdot \bar{y}_r}{\sum (k_{y,i} \cdot \bar{x}_i^2) + \sum (k_{x,i} \cdot \bar{y}_i^2)}$$

Beanspruchung der Wand k in y-Richtung:

$$F_k = -F_{bx} \cdot e_{\max,y}(e_{\min,y}) \cdot \frac{k_{y,k} \cdot \bar{x}_k}{\sum (k_{y,i} \cdot \bar{x}_i^2) + \sum (k_{x,i} \cdot \bar{y}_i^2)}$$

mit

\bar{x}, \bar{y} als x- bzw. y-Abstand der betreffenden Wand zum Steifigkeitsmittelpunkt [m]

Diese Formeln sind nun auf die insgesamt 5 Geschosse mit je 11 Tragwänden anzuwenden, wobei jeweils das Erdbeben in x- und in y-Richtung zu betrachten, sowie eine Fallunterscheidung durchzuführen ist. Dies bedeutet eine Gesamtanzahl von 220 Gleichungen, die für dieses Beispiel zu lösen sind. Es ist daher auch in diesem Fall naheliegend, ein Tabellenkalkulationsprogramm zu nutzen.

4. 4 Ermittlung der Wandschnittgrößen zufolge der aufgeteilten Erdbebenersatzkräfte

Die Ermittlung der Schnittkräfte M_{Ed} und V_{Ed} für sämtliche Tragwände erfolgt nach einem Kragwandmodell (Scheibenmodell), wie es in der folgenden Abbildung gezeigt wird. Aus Gründen der Vergleichbarkeit der Einwirkungen werden die Schnittgrößen in den beiden anderen Ausführungsvarianten ebenfalls mit diesem Modell berechnet.

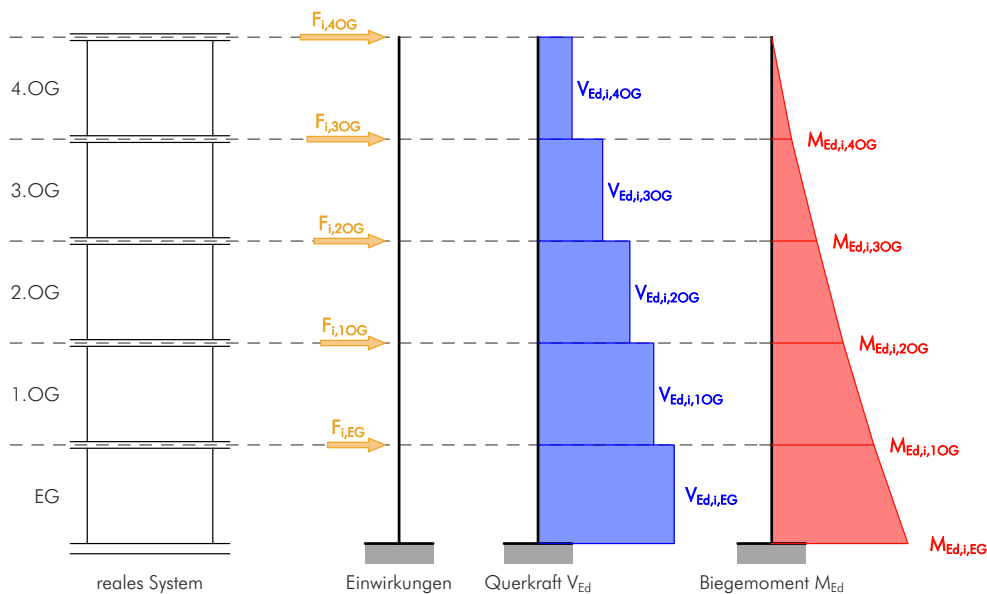


Abb. 4.2 Kragwandmodell mit Einwirkungen und Schnittgrößen

Die Ermittlung der Schnittgrößen zufolge der Erdbebenbeanspruchung wurde bereits in Kapitel 5 anhand der Wand 1x demonstriert und ist hier nicht mehr im Detail wiedergegeben. Den beiden folgenden Tabellen sind die Schnittgrößen an den beiden Stellen im Erdgeschoss (an der Bodenplatte und an der Decke) zufolge der horizontalen Erdbebenwirkungen mit der SRSS-Kombination zu entnehmen.

Wand i	$V_{Ed,i}$	$M_{Ed,i}$
	[kN]	[kNm]
1x	977	10570
2x	218	2360
3x	1267	13709
4x	257	2786
5x	918	9931
6x	723	7824
7x	746	8076
1y	1242	13442
2y	990	10718
3y	2172	23510
4y	451	4877

Tab. 4.3 Schnittgrößen im „EG unten“

Wand i	$V_{Ed,i}$	$M_{Ed,i}$
	[kN]	[kNm]
1x	977	7640
2x	218	1706
3x	1267	9909
4x	257	2013
5x	918	7178
6x	723	5655
7x	746	5837
1y	1242	9716
2y	990	7747
3y	2172	16993
4y	451	3525

Tab. 4.4 Schnittgrößen im „EG oben“

4. 5 Berücksichtigung von Effekten nach Theorie 2. Ordnung

Zur endgültigen Bestimmung der Schnittkräfte der Tragwände gemäß ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 4.4.2.2(2) [18] ist es über dies hinaus notwendig, zu überprüfen, ob Einflüsse nach Theorie 2.Ordnung berücksichtigt werden müssen. Dazu ist die Einhaltung folgender Bedingung nachzuweisen.

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10$$

mit

- θ als Empfindlichkeitsbeiwert der gegenseitigen Stockwerksverschiebung [-]
- P_{tot} als Gesamtgewichtskraft am und oberhalb des betrachteten Geschosses [kN]
- d_r als Bemessungswert der gegenseitigen Stockwerksverschiebung [m]
- V_{tot} als Gesamterdbebens Schub des Stockwerks [kN]
- h als Höhe ab dem Einspannungshorizont [m]

Die Größe von d_r ist dabei wie folgt definiert

$$d_r = q_d \cdot d_e$$

;it

- q_d als Verschiebungsverhaltensbeiwert [-], kann q gleich gesetzt werden
- d_e als elastische Verschiebung des betrachteten Punktes [m]

Stellvertretend für die gegenseitige Verschiebung des gesamten Stockwerks, erfolgt die Überprüfung anhand der am stärksten beanspruchten Wand $3y$ (auf Biegung), wobei die horizontale Verformung dieser Tragwand mit Hilfe eines Stabwerkprogrammes ermittelt wird. Statt dem Gewicht des gesamten Geschosses wird natürlich nur jener Anteil berücksichtigt, welcher durch die Einflusszahl e der betreffenden Wand zugewiesen werden kann. Die Ergebnisse dieser Überprüfung sind in der folgenden Tabelle dargestellt.

Geschoß	z_i	Querkraft V_d	zugewiesenes Gewicht gemäß Komb. N_d	horizontale Auslenkung d_e	Bemessungswert der Auslenkung d_d	gegenseitige Stockwerkverschiebung d_r
	[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]
EG	3,0	2172	1241	0,7	2,1	2,1
1.OG	6,0	2021	992	1,9	5,7	3,6
2.OG	9,0	1719	742	3,4	10,2	4,5
3.OG	12,0	1265	493	5,1	15,3	5,1
4.OG	15,0	660	243	6,8	20,4	5,1

Tab. 4.5 gegenseitige Verschiebung d_r für die Wand 3y

Somit betragen die Empfindlichkeitswerte der gegenseitigen Stockwerkverschiebungen:

4.OG:

$$\theta_{4OG} = \frac{243 \cdot 5,1}{660 \cdot 15000} = 0,00 < 0,10$$

3.OG:

$$\theta_{3OG} = \frac{493 \cdot 5,1}{1265 \cdot 12000} = 0,00 < 0,10$$

2.OG:

$$\theta_{2OG} = \frac{742 \cdot 4,5}{1719 \cdot 9000} = 0,00 < 0,10$$

1.OG:

$$\theta_{1OG} = \frac{992 \cdot 3,6}{2021 \cdot 6000} = 0,00 < 0,10$$

EG:

$$\theta_{EG} = \frac{1241 \cdot 2,1}{2172 \cdot 3000} = 0,00 < 0,10$$

Es kann somit davon ausgegangen werden, dass Effekte Theorie 2. Ordnung für zumindest diese Tragwand nicht berücksichtigt werden müssen.

4. 6 Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Da im Zuge dieses Berichtes das Hauptaugenmerk nicht auf der Dimensionierung der Bewehrungsführung von Stahlbetonwänden und -decken liegt, deren Berücksichtigung aber für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit gemäß ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 5.4.3.4 [18] erforderlich ist, erfolgt in diesem Abschnitt nur eine Ermittlung der maximal aufnehmbaren Schubkraft pro Tragwand gemäß ÖNORM EN 1992-1-1 [8], welcher der jeweiligen Einwirkung gegenüber gestellt wird.

Diese kann für einen Beton mit der Festigkeitsklasse C25/30 wie folgt ermittelt werden

$$V_{Rd, max, i} = \alpha_{cw} \cdot b_{w, i} \cdot z_i \cdot \nu_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot \theta + \tan \theta} \geq V_{Ed, i}.$$

mit

α_{cw} als Beiwert zur Berücksichtigung des Spannungszustandes im Druckgurt [-], hier $\alpha_{cw} = 1, 0$

$b_{w, i}$ als Breite der Wand i [m]

z_i als innerer Hebelarm der Wand i [m], der im Zuge der Querkraftbemessung zu $0,9d$ angenommen werden kann.

d als statische Nutzhöhe des Querschnitts [m], Annahme: $d = L_w - 0,1$

f_{cd} als Bemessungswert der Druckfestigkeit des Betons [N/mm²], für C25/30 resultiert dieser zu

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_C} = 0,85 \cdot \frac{25,00}{1,50} = 14,67 \text{ N/mm}^2.$$

ν_1 als Festigkeitsabminderungswert für unter Querkraft gerissenen Beton [-], hier $\nu_1 = 0,6$

θ als Neigung der Betondruckstrebe [°], hier $\theta = 31^\circ$

Aufgrund der gleichen Wandgeometrien über sämtliche Geschosse und der Tatsache, dass die Querkraft zufolge horizontaler Erdbebenbeanspruchung im Erdgeschoss ihren Maximalwert aufweist, werden in der nachfolgenden Tabelle Bemessungsquerkraft und Tragfähigkeit der Wände im Erdgeschoss gegenübergestellt.

Wand i	$V_{Ed,i}$	$V_{Rd,max,i}$	Ausnutzung
	[kN]	[kN]	[-]
x-Richtung			
1x	977	6364	0,15
2x	218	3261	0,07
3x	1267	5158	0,25
4x	257	3089	0,08
5x	918	5683	0,16
6x	723	5683	0,13
7x	746	5683	0,13
y-Richtung			
1y	1242	4284	0,29
2y	990	4390	0,23
3y	2172	6447	0,34
4y	451	3261	0,14

Tab. 4.6 Gegenüberstellung Querkraft und Querkrafttragfähigkeit der Stahlbetonwände im EG

Wie aus dieser Tabelle ersichtlich wird, sind sämtliche Nachweise auf Querkrafttragfähigkeit der Betonwände erfüllt. Die Ausnutzungsgrade zeigen, dass hier noch große Reserven vorhanden sind.

4. 7 Hierarchie der Tragwiderstände

Wie in Kapitel 5, Abschnitt 6. 2 soll auch für die Stahlbetonbauweise anhand eines exemplarischen Nachweises überprüft werden, ob die für die Ermittlung des Verhaltensbeiwertes η erforderlichen Formen der Energiedissipation auch tatsächlich möglich sind.

Bei einem Tragsystem mit duktilen Wänden, wie es hier vorliegt, erfolgt die Dissipation der Erregungsenergie über die Bildung von plastischen Gelenken an den Fußpunkten der Wände im Erdgeschoss. Neben einer Reihe anderer, von der Wahl, Menge und Anordnung der Biegezug- und Querkraftbewehrung abhängiger Kontrollen erfolgt auch an dieser Stelle eine Überprüfung der Druckfestigkeit des Betons bei Schubbeanspruchung. Diese wird im Weiteren nach den Anleitungen in [21] exemplarisch durchgeführt.

- Ermittlung der Querkraft bei Überfestigkeit

Da das Druckstrebenversagen des Betons bei Schubbeanspruchung in dem plastischen Gelenk unbedingt vermieden werden muss, wird eine Überfestigkeit des Materials für diesen Versagensvorgang angesetzt, die in Abhängigkeit der Einwirkung wie folgt ermittelt wird

$$V_{w,i} = \omega_v \cdot \Phi_{0,w} \cdot V_{Ed,i}$$

Mit

ω_v als dynamischer Vergrößerungsfaktor für die Querkraft [-], der hier zu 1,4 resultiert

$\Phi_{0,w}$ als Überfestigkeitsfaktor [-], der gemäß [21] mit 1,50 angesetzt werden kann

- Ermittlung der nominellen Schubspannung zufolge der Querkraft bei Überfestigkeit

Nachdem dieser Nachweis auf dem Niveau der Spannungen geführt wird, erfolgt eine Ermittlung der nominellen Schubspannung zufolge der zuvor erläuterten Querkraft mit Hilfe der Formel

$$v_w = \frac{V_w}{0,8 \cdot L_w \cdot b_w}$$

- Nachweis der aufnehmbaren Querkraft aufgrund Betonspannungen

Nach erfolgter Ermittlung der nominellen Schubspannung/lfm wird der Nachweis mit der Gleichung

$$v_w \leq 0,9 \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

geführt.

Die folgende Tabelle zeigt diese Nachweise für sämtliche Tragwände des Erdgeschosses.

Wand i	$V_{Ed,i}$	$V_{w,i}$	$v_{w,i}$	$0,9 \cdot \sqrt{f_{ck}}$	Ausnutzung
	[kN]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
x-Richtung					
1x	977	2051	1,39	4,50	0,31
2x	218	458	0,60	4,50	0,13
3x	1267	2660	2,22	4,50	0,49
4x	257	541	0,74	4,50	0,17
5x	918	1927	1,46	4,50	0,32
6x	723	1518	1,15	4,50	0,26
7x	746	1567	1,19	4,50	0,26
y-Richtung					
1y	1242	2608	2,61	4,50	0,58
2y	990	2080	2,03	4,50	0,45
3y	2172	4562	3,05	4,50	0,68
4y	451	946	1,24	4,50	0,27

Tab. 4.7 Nachweis der Tragfähigkeit der Betondruckstrebe im plastischen Gelenk

Aus dieser Tabelle wird ersichtlich, dass die Kontrollberechnung bezüglich der Hierarchie der Tragwiderstände für sämtliche Tragwände erfüllt ist. Der Ausnutzungsgrad ist jedoch im Vergleich mit jenem aus Tab. 4.6 erheblich gestiegen.

Erdbebenberechnung der Ausführungsvariante in Ziegel-Massivbauweise

1 Einleitung

Im Zuge dieses Abschnittes wird das Beispielgebäude in Stahlbetonbauweise auf seine Erdbebensauglichkeit überprüft. Die Abfolge dieser Überprüfung erfolgt für sämtliche Varianten nach dem gleichen Schema:

- Ermittlung der Grundperioden mit Hilfe eines räumlichen Stab-Platten-Modells,
- Anwendung des vereinfachten Antwortspektrenverfahrens - Ermittlung der Erdbebenersatzkräfte und Aufteilung auf die einzelnen Geschosse,
- Ermittlung der Wandschnittgrößen zufolge der Einwirkungskombination für die außergewöhnliche Bemessungssituation „Erdbeben“ und
- Schubnachweis der maßgebenden Wandscheibe als Vergleichsgrundlage.

2 Ermittlung der Grundperioden mit Hilfe eines räumlichen Stab-Platten-Modells

2.1 Allgemeines

Wie bereits in Kapitel 5 erläutert wurde, erfolgt auch für die Ausführungsvariante in Ziegel-Massivbauweise die Ermittlung der Grundperioden mit Hilfe des Programms „RFEM“. Aus Gründen der Vergleichbarkeit werden auch in diesem Abschnitt die Wände als Biegestäbe und die Decken als Flächen diskretisiert.

2.2 Bestimmung der einzugebenden Kenngrößen

Die folgende Abbildung zeigt am Beispiel der Wand 1x, welche Kenngrößen (pro Wandscheibe) für die Eingabe in das FEM-Programm berücksichtigt wurden.

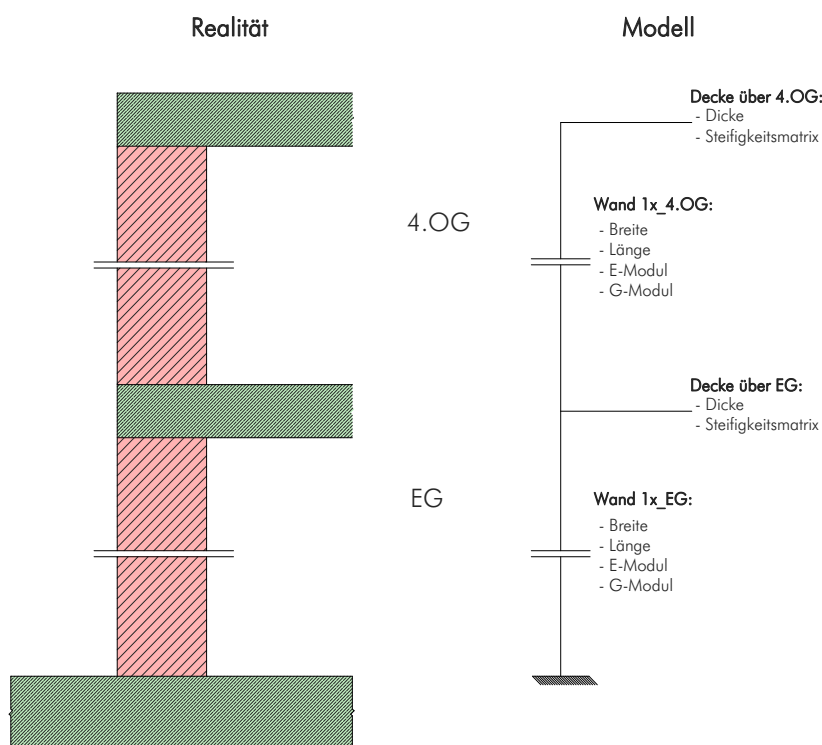


Abb. 2.1 Kenngrößen für die Modellbildung in RFEM anhand Wand 1x

Auch im Zuge der Berechnung des Tragwerks in Ziegel-Massivbauweise ist die Systemeingabe im Vergleich zu jener der Holz-Massivbauweise reduziert. Wie in Kapitel 6 entfällt die Ermittlung der Anschlusssteifigkeiten.

2. 2. 1 Eingabe der Decken als orthotrope Flächen

Aufgrund der Tatsache, dass für das Gebäude in Ziegel-Massivbauweise dieselben Stahlbetondeckensysteme wie für die Stahlbetonbauweise heran gezogen werden, kann die Definition der Deckenplatten als orthotrope Flächen hier entfallen. Diesbezüglich wird auf Kapitel 6, Abschnitt 2. 2. 1 verwiesen.

2. 2. 2 Eingabe der Wandscheiben als Biegestäbe

Die Eingabe der Wandscheiben als Biegestäbe erfordert im Wesentlichen die Definition der Systemparameter Wandlänge, Wandbreite, Wandhöhe und der Baustoffkennwerte E-Modul und G-Modul. Letztere wurden bereits in Kapitel 4 definiert und können ohne Modifikation verwendet werden.

Die genannten Systemparameter und die Abstände der Schwerpunkte der Wandscheiben zum linken unteren Punkt des Grundrisses (im Weiteren als Koordinatenursprung bezeichnet) sind in der folgenden Tabelle aufgelistet. Als Vereinfachung und aus Gründen der Vergleichbarkeit werden dieselben Schwerpunktlagen der Wände heran gezogen, die in der Berechnung der Holz-Massivbauweise in Kapitel 5 verwendet wurden.

Wand i	Breite b_i	Länge l_i	Höhe h_i	horizontaler Abstand x_i	vertikaler Abstand y_i
[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
x-Richtung					
Wand 1x	0,380	7,379	3,00	3,811	0,061
Wand 2x	0,380	3,830	3,00	5,585	7,440
Wand 3x	0,380	6,000	3,00	10,500	14,940
Wand 4x	0,380	3,633	3,00	14,716	11,120
Wand 5x	0,380	6,600	3,00	16,200	7,466
Wand 6x	0,380	6,600	3,00	16,200	4,844
Wand 7x	0,380	6,600	3,00	16,200	0,061
y-Richtung					
Wand 1y	0,380	5,000	3,00	0,061	2,500
Wand 2y	0,380	5,121	3,00	7,561	9,940
Wand 3y	0,380	7,474	3,00	19,440	11,263
Wand 4y	0,380	3,830	3,00	7,561	1,915

Tab. 2.1 Systemparameter der Wandscheiben gültig für alle Geschosse

2. 2. 3 Eingabe der Anschlussparameter

Wie bereits in der Einleitung zu diesem Abschnitt erwähnt wurde, werden die Anschlusssteifigkeiten, welche im Zuge der Modellierung der Holz-Massivbauweise einen sehr großen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse haben, für diese Konstruktionsvariante als „starr“ definiert. Somit ist nach erfolgter Definition der Decken als Flächenelemente und der Wände als Stabelemente die Systemeingabe bereits abgeschlossen.

2. 2. 4 Erfassung der Gebäudemasse

Die Erfassung der Gebäudemasse erfolgt durch die Beaufschlagung der Deckenelemente mit Zusatzmassen in kg/m². Diese Zusatzmassen werden durch Division der jeweiligen Gesamtgeschossmassen gemäß Kapitel 4, Tab. 5.3 durch die dazu gehörenden Geschossflächen gebildet.

Decke über	Gesamtmasse	Deckenfläche	Zusatzmasse
	[kg]	[m ²]	[kg/m ²]
EG	272897	227	1204
1.OG	272897	227	1204
2.OG	272897	227	1204
3.OG	272897	227	1204
4.OG	245252	227	1082

Tab. 2.2 Zusatzmassen für die jeweiligen Deckenflächen

2. 3 Ermittelte Grundperioden des Programms

Nach erfolgter Eingabe sämtlicher Parameter gemäß Abschnitt 2. 2 können mit Hilfe des Moduls „RF-DYNAM (Basis)“ die ersten beiden Grundperioden für die Koordinatenrichtungen X und Y ermittelt werden. Diese betragen für die vorliegenden Randbedingungen

$$T_{1,x} = 0,32 \text{ s}$$

und

$$T_{1,y} = 0,44 \text{ s}.$$

Anmerkung: Gemäß ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 4.3.3.2.1(2)a liegen beide ermittelten Grundperioden innerhalb der normativ empfohlenen Grenzwerte.

3 Ermittlung der Erdbebenersatzkräfte

3.1 Ermittlung der Parameter des Bemessungsspektrums für den fiktiven Standort

Für die Berechnung dieses Beispielgebäudes wird ein Baugrund der Kategorie A angenommen. Gemäß ÖNORM EN 1998-1:2004, Abschnitt 3.2.2.2, Tabelle 3.2 bzw. ÖNORM B 1998-1:2006, Abschnitt 4.3.4(2) ergeben sich für diesen Baugrund die folgenden Parameterwerte des Bemessungsspektrums (Typ 1)

$$S = 1,00$$

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

$$T_C = 0,40 \text{ s}$$

$$T_D = 2,00 \text{ s}$$

3.2 Festlegung des Verhaltensbeiwertes q und Kontrolle der Konstruktionsregeln

Gemäß ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 9.3(3) [18] darf unbewehrtes Mauerwerk, welches den Regeln der ÖNORM EN 1998-1 [18] entspricht, nicht verwendet werden, wenn das Produkt $a_g \cdot S$ den Grenzwert $0,20g$ überschreitet. Für das vorliegende Beispiel gilt

$$a_g \cdot S = 3,34 \cdot 1,00 = 3,34 = 0,33g > 0,20g .$$

Aus dieser Kontrolle geht hervor, dass das Gebäude in Ziegel-Massivbauweise mit unbewehrtem Mauerwerk **nicht** ausgeführt werden dürfte. Als Möglichkeit der Modifikation ist hier der Einsatz von eingefasstem oder bewehrtem Mauerwerk zu nennen. Eine Anpassung dahingehend erfolgt im Weiteren jedoch nicht, da im Zuge dieses Berichtes der Vergleich mit der Standardausführung der Ziegelbauweise, mit unbewehrtem Mauerwerk gesucht wird.

Gemäß ÖNORM EN 1998-1, Tabelle 9.1 [18] ist für diese Bauweise ein Verhaltensbeiwert q von 1,5 bis 2,5 heran zu ziehen. Es fällt hier die Wahl auf den Mittelwert dieser beiden Grenzen und die Festlegung des Verhaltensbeiwertes auf $q = 2,0$.

Neben konstruktiven Randbedingungen, die gemäß ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 9.5.1 [18] als erfüllt angesehen werden können (Unterpunkte (1) bis (4)), erfolgt an dieser Stelle eine Überprüfung der geometrischen Anforderungen der Schubwände

- effektive Dicke von Schubwänden

Die effektive Dicke der Schubwände t_{ef} darf gemäß ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 9.5.1(5) [18] nicht geringer sein als der Mindestwert $t_{ef,min}$, welcher sich wie folgt definiert

$$t_{ef} = t = 380 \text{ mm} \quad \text{gemäß ÖNORM EN 1996-1-1, Abschnitt 5.5.1.3(1)}$$

$$t_{ef,min} = 240 \text{ mm} \quad \text{gemäß ÖNORM EN 1998-1, Tabelle 9.2}$$

$$t_{ef} = 380 \text{ mm} > t_{min} = 240 \text{ mm}$$

Somit ist diese Randbedingung eingehalten.

- Verhältnis der effektiven Knicklänge der Wand zu ihrer effektiven Dicke

Das Verhältnis h_{ef}/t_{ef} muss gemäß ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 9.5.1(5) [18] der folgenden Bedingung genügen

$$\frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{2,10}{0,38} = 5,53 < 9,00.$$

mit

h_{ef} als effektive Knicklänge der Wand [m], aus der Ziegelberechnung im Anhang

Somit ist diese Bedingung eingehalten.

- Verhältnis der Wandlänge zur lichten Höhe einer an der Wand angrenzenden Öffnung

Dieses Verhältnis l/h darf nicht geringer als der Mindestwert gemäß ÖNORM EN 1998-1, Tabelle 9.2 [18]:

$$(l/h)_{min} = 0,5$$

Dieser Mindestwert wird für die Wände 2x, 4x, 1y, 2y und 4y unterschritten. Aus Gründen der Vergleichbarkeit erfolgt im Zuge dieses Berichtes jedoch keine Modifikation der Systemeigenschaften (siehe Erläuterung am Beginn dieses Abschnittes).

3.3 Graphische Darstellung des Bemessungsspektrums für lineare Berechnungen

Das Bemessungsspektrum für die Ermittlung der Gesamterdbebenkraft F_b wird mit den zuvor ermittelten Parametern unter Anwendung der Gleichungen aus der ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 3.2.2.5(4) [18] gebildet:

$$0 \leq T \leq 0,15s \rightarrow S_d(T) = 3,34 \cdot 1,0 \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{0,15} \cdot 0,583 \right] \quad (1)$$

$$0,15s \leq T \leq 0,40s \rightarrow S_d(T) = 4,175 \quad (2)$$

$$0,40s \leq T \leq 2,0s \rightarrow S_d(T) = 3,34 \cdot 1,0 \cdot 1,25 \cdot \frac{0,40}{T} \quad (3)$$

$$2,0s \leq T \rightarrow S_d(T) = 3,34 \cdot 1,0 \cdot 1,25 \cdot \frac{0,8}{T^2} \quad (4)$$

für (3) und (4) gilt:

$$S_d(T) \geq 0,2 \cdot 3,34 = 0,67 \text{ m/s}^2$$

Die folgende Abbildung zeigt die graphische Darstellung des Bemessungsspektrums für den gewählten Baugrund und die vorhandene Bemessungsbodenbeschleunigung.

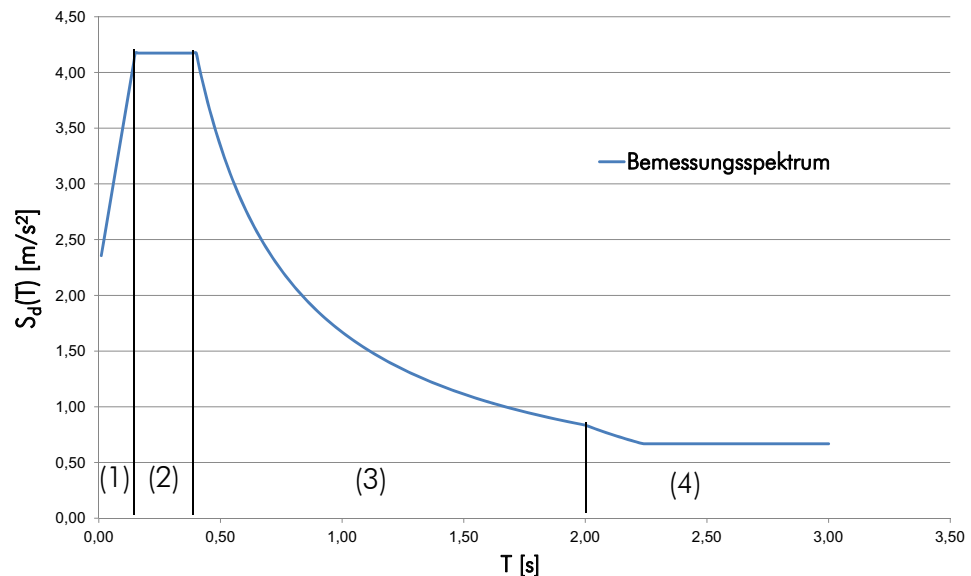


Abb. 3.1 Bemessungsspektrum für eine lineare Berechnung (Baugrundkategorie A, $a_g = 3,34 \text{ m/s}^2$)

3.4 Resultierende Gesamterdbebenkraft

Gemäß ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 4.3.3.2.2 [18] wird für das vereinfachte Antwortspektrenverfahren die horizontale Gesamterdbebenkraft F_b für die beiden Berechnungsrichtungen wie folgt ermittelt:

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

mit

$S_d(T_1)$ als Ordinate des Bemessungsspektrums bei der Grundperiode T_1 [m/s^2]

T_1 als Eigenschwingungsdauer des Bauwerks [s]

m als oberirdische Gesamtmasse des Bauwerks [t], gemäß Kapitel 4, Tab. 5.3 resultiert diese zu 1365 t

λ als Korrekturbeiwert [-], der von T_1 abhängig ist:

$\lambda = 0,85$ wenn $T_1 \leq 2 \cdot T_C$ und das Bauwerk mehr als zwei Stockwerke aufweist

$\lambda = 1,00$ sonst

Unter diesen Voraussetzungen resultiert die Gesamterdbebenkraft in X- und Y-Richtung zu rund

$$F_{b,x} = 4,175 \cdot 1365000 \cdot 0,85 = 4844044 \text{ N} = 4845 \text{ kN}$$

und

$$F_{b,y} = 3,796 \cdot 1365000 \cdot 0,85 = 4404309 \text{ N} = 4404 \text{ kN}.$$

3.5 Aufteilung der Gesamterdbebenkraft auf die Geschosse

Die Aufteilung der Gesamterdbebenkraft $F_{b,i}$ auf die einzelnen Geschosse erfolgt gemäß ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 4.3.3.2.3(3) [18]. Der Angriffspunkt der Geschosskräfte liegt im Deckenschwerpunkt der jeweils über dem Geschoss liegenden Decke. Es gilt:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_i \cdot m_i}$$

Die folgende Tabelle zeigt die Ergebnisse der Aufteilung der Gesamterdbebenkraft.

Geschoss	z_i	m_i	$z_i \cdot m_i$	$F_{i,x}$	$F_{i,y}$
	[m]	[t]	[m.t]	[kN]	[kN]
EG	3,0	273	819	1501	1364
1.OG	6,0	273	1638	1338	1216
2.OG	9,0	273	2457	1003	912
3.OG	12,0	273	3276	669	608
4.OG	15,0	245	3675	334	304
Summe				4845	4405

Tab. 3.1 resultierende Geschosskräfte im Zuge der Berechnung mit dem vereinfachten Antwortspektrenverfahren

4 Ermittlung der Wandschnittgrößen aufgrund der außergewöhnlichen Bemessungssituation „Erdbeben“

4.1 Berechnung der Koordinaten des Steifigkeitsmittelpunktes im Grundriss

Als erster Schritt im Zuge der Aufteilung der einwirkenden Erdbebenkräfte auf die einzelnen primären seismischen Bauteile, ist es notwendig, die Koordinaten des Steifigkeitsmittelpunktes im Grundriss der jeweiligen Geschosse zu ermitteln. Die dafür notwendige Beziehung lautet wie folgt:

$$x_s = \frac{\sum K_{y,i} \cdot x_i}{\sum K_{y,i}}$$

und

$$y_s = \frac{\sum K_{x,i} \cdot y_i}{\sum K_{x,i}}$$

mit

$K_{x,i}, K_{y,i}$ als horizontale Gesamtsteifigkeit einer Tragwand i in x - bzw. y -Richtung [kN/m]

x_i, y_i als x - bzw. y -Abstand des Schwerpunktes der Tragwand i vom Koordinatenursprung [m]

Während die Abstände der Wandschwerpunkte bereits in Tab. 2.1 enthalten sind, erfordert die Ermittlung der Gesamtsteifigkeit einer Tragwand eine Verformungsberechnung nach dem Prinzip der virtuellen Verschiebungen. Diese ist im folgenden Unterabschnitt erläutert.

4.1.1 Ermittlung der horizontalen Gesamtsteifigkeiten der Tragwände

Auch für die Ermittlung einer Tragwand in Stahlbeton wird diese als Ersatzstab modelliert (Querschnitte nach Abschnitt 2.2, Anschlusssteifigkeiten fallen weg) und bei dem die Gesamtkraft als horizontale Einheitsbelastung betrachtet, in der Höhe h' angreift. Die Steifigkeit resultiert erneut aus der Division der Einheitsbelastung durch die berechnete horizontale Verformung am Kopfpunkt der Wand.

Die Höhe h' als Angriffspunkt der Ersatzmasse errechnet sich wie folgt

$$h' = \frac{\sum (m_i \cdot z_i^2)}{\sum (m_i \cdot z_i)}$$

, wobei der Index i für die Nummer des Geschosses steht.

Decke über	z_i	m_i	$z_i \cdot m_i$	$z_i^2 \cdot m_i$
	[m]	[t]	[tm]	[tm ²]
EG	3	273	819	2457
1.OG	6	273	1638	9828
2.OG	9	273	2457	22113
3.OG	12	273	3276	39312
4.OG	15	245	3675	55125
Summe			11865	128835

Tab. 4.1 Parameter zur Bestimmung von h'

Somit resultiert h' zu

$$h' = \frac{128835}{11865} = 10,86 \text{ m.}$$

Unter Einbeziehung sämtlicher Parameter wurden die Tragwände als Ersatzstäbe in einem Stabwerkprogramm eingegeben und mit einer „1“-Belastung ausgelenkt. Die so ermittelten Wandsteifigkeiten sind in der folgenden Tabelle angeführt.

Wand i	$K_{i,x}$	$K_{i,y}$	x_i	y_i	$K_{y,i} \cdot x_i$	$K_{x,i} \cdot y_i$
	[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1x	58086	0	3,811	0,061	0	3514
2x	10968	0	5,585	7,440	0	81599
3x	35499	0	10,500	14,940	0	530344
4x	9481	0	14,716	11,120	0	106083
5x	44742	0	16,200	7,466	0	334019
6x	44742	0	16,200	4,844	0	216751
7x	44742	0	16,200	0,061	0	2707
1y	0	22368	0,061	2,500	1353	0
2y	0	23796	7,561	9,940	179913	0
3y	0	59808	19,440	11,263	1162645	0
4y	0	10968	7,561	1,915	82926	0
Summe	248260	116941			1426837	1275018

Tab. 4.2 ermittelte Wandsteifigkeiten $K_{i,x}$ in x-Richtung und $K_{i,y}$ in y-Richtung

Damit ergeben sich die Koordinaten des Steifigkeitsmittelpunktes S zu

$$x_s = \frac{1426837}{116941} = 12,20 \text{ m}$$

und

$$y_s = \frac{1275018}{248260} = 5,14 \text{ m}.$$

Wie hier ersichtlich ist, sind die Koordinaten dieses Steifigkeitsmittelpunktes S mit jenen der Stahlbetonbauweise nahezu ident. Ein Umstand der darauf zurückzuführen ist, dass bei beiden Ermittlungen ausschließlich der E-Modul und der G-Modul, sowie die Querschnittsabmessungen eingeflossen sind. Bei der Ermittlung des Steifigkeitsmittelpunktes mit der Holz-Massivbauweise wurde die Verbindungstechnik mitberücksichtigt, welche diese „Linearität“ der Systemparameter verschmiert.

Zur Erfassung der Torsionswirkungen aufgrund der exzentrischen Belastung (Erdbebenkraft greift im Massenmittelpunkt M der Decke an, das Gebäude dreht sich jedoch um den Steifigkeitsmittelpunkt S) sind weiters die Koordinaten des Massenmittelpunktes der Decken erforderlich. Diese sind jenen aus Kapitel 5 ident und lauten

$$x_m = 11,02 \text{ m}$$

und

$$y_m = 6,73 \text{ m}.$$

Die folgende Abbildung zeigt die Lage des Steifigkeitsmittelpunktes und des Massenmittelpunktes im Erdgeschossgrundriss des Gebäudes.

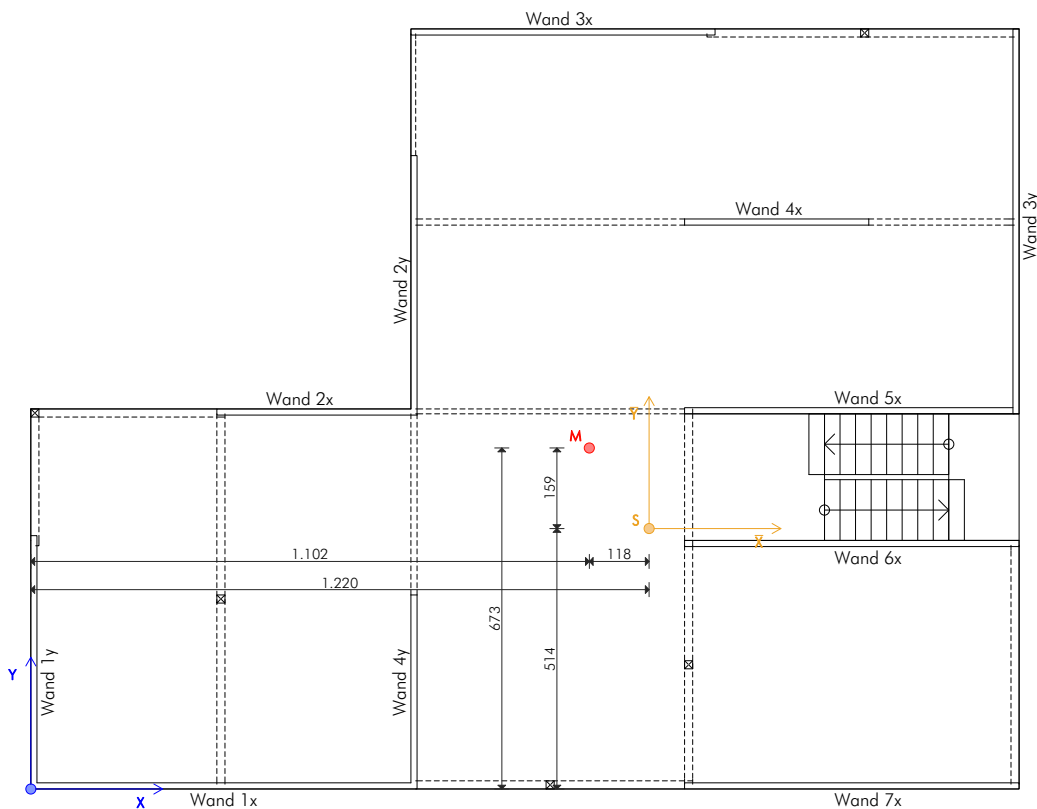


Abb. 4.1 Lage des Steifigkeits- und Massenmittelpunktes im EG-Grundriss

4.2 Berücksichtigung der Torsionswirkung - Ermittlung zusätzlicher Ausmitten

Die Ermittlung der zusätzlichen Ausmitten gemäß ÖNORM B 1998-1, Anhang B [19] erfolgt analog zu jenen in Kapitel 5 und ist hier nur kurz angeführt.

Die vorhandene Ausmitte e_0 (Abstand des Steifigkeits- vom Massenmittelpunkt in x- und in y-Richtung) wird wie folgt ermittelt

$$e_{0x} = x_m - x_s = 11,02 - 12,20 = -1,18 \text{ m}$$

und

$$e_{0y} = y_m - y_s = 6,73 - 5,14 = 1,60 \text{ m}.$$

Zusätzlich wird eine Ausmitte e_1 angesetzt, die Vereinfachungen des Rechenmodells gemäß Anhang berücksichtigt.

Diese ist wie folgt definiert

$$e_{1x} = \min \left[\begin{array}{l} 0,1 \cdot (19,5 + 15,0) \cdot \left(10 \cdot \frac{|-1,18|}{19,5} \right)^{0,5} \\ 0,1 \cdot (19,5 + 15,0) \end{array} \right] = -2,68 \text{ m}$$

Anmerkung: Die Ausmitte e_{1x} muss dasselbe Vorzeichen wie die Ausmitte e_{0x} aufweisen.

$$e_{1y} = \min \left[\begin{array}{l} 0,1 \cdot (15,0 + 19,5) \cdot \left(10 \cdot \frac{|1,60|}{15,0} \right)^{0,5} \\ 0,1 \cdot (15,0 + 19,5) \end{array} \right] = 3,45 \text{ m}$$

Die zweite zusätzlich anzusetzende Ausmitte e_2 wird wie folgt berechnet:

$$e_{2x} = 0,05 \cdot 19,5 = -0,98 \text{ m}$$

Anmerkung: Die Ausmitte e_{2x} muss dasselbe Vorzeichen wie die Ausmitte e_{0x} aufweisen.

und

$$e_{2y} = 0,05 \cdot 15,0 = 0,75 \text{ m}.$$

Mit

$$e_{\max} = e_0 + e_1 + e_2$$

$$e_{\min} = e_0 - e_2$$

folgt

$$e_{\max,x} = -1,18 - 2,68 - 0,98 = -4,84 \text{ m}$$

$$e_{\min,x} = -1,18 - (-0,98) = -0,20 \text{ m}$$

und

$$e_{\max,y} = 1,60 + 3,45 + 0,75 = 5,80 \text{ m}$$

$$e_{\min,y} = 1,60 - 0,75 = 0,85 \text{ m}.$$

4.3 Aufteilung der Erdbebenersatzkräfte auf die Tragwände

Die Aufteilung der horizontalen Erdbebenersatzkräfte auf die einzelnen Tragwände im Grundriss erfolgt über eine Gewichtung der Wände nach deren Steifigkeit in Achsenrich-

tung (translatorischer Anteil) und nach deren Abstand zum Steifigkeitsmittelpunkt (inkl. Fallunterscheidung $e_{\max} - e_{\min}$, rotatorischer Anteil). Gemäß ÖNORM B 1998-1, Anhang B [19] erfolgt weiters eine Aufteilung in „Erdbeben in y-Richtung“ und „Erdbeben in x-Richtung“:

Erdbeben in y-Richtung

Beanspruchung der Wand k in y-Richtung:

$$F_k = F_{by} \cdot \frac{k_{y,k}}{\sum k_{y,i}} + F_{by} \cdot e_{\max,x}(e_{\min,x}) \cdot \frac{k_{y,k} \cdot \bar{x}_k}{\sum (k_{y,i} \cdot \bar{x}_i^2) + \sum (k_{x,i} \cdot \bar{y}_i^2)}$$

Beanspruchung der Wand r in x-Richtung:

$$F_r = -F_{by} \cdot e_{\max,x}(e_{\min,x}) \cdot \frac{k_{x,r} \cdot \bar{y}_r}{\sum (k_{y,i} \cdot \bar{x}_i^2) + \sum (k_{x,i} \cdot \bar{y}_i^2)}$$

Erdbeben in x-Richtung

Beanspruchung der Wand r in x-Richtung:

$$F_r = F_{bx} \cdot \frac{k_{x,r}}{\sum k_{x,i}} + F_{bx} \cdot e_{\max,y}(e_{\min,y}) \cdot \frac{k_{x,r} \cdot \bar{y}_r}{\sum (k_{y,i} \cdot \bar{x}_i^2) + \sum (k_{x,i} \cdot \bar{y}_i^2)}$$

Beanspruchung der Wand k in y-Richtung:

$$F_k = -F_{bx} \cdot e_{\max,y}(e_{\min,y}) \cdot \frac{k_{y,k} \cdot \bar{x}_k}{\sum (k_{y,i} \cdot \bar{x}_i^2) + \sum (k_{x,i} \cdot \bar{y}_i^2)}$$

mit

\bar{x}, \bar{y} als x- bzw. y-Abstand der betreffenden Wand zum Steifigkeitsmittelpunkt [m]

Diese Formeln sind nun auf die insgesamt 5 Geschosse mit je 11 Tragwänden anzuwenden, wobei jeweils das Erdbeben in x- und in y-Richtung zu betrachten, sowie eine Fallunterscheidung durchzuführen ist. Dies bedeutet eine Gesamtanzahl von 220 Gleichungen, die für dieses Beispiel zu lösen sind. Es ist daher auch in diesem Fall naheliegend, ein Tabellenkalkulationsprogramm zu nutzen.

4.4 Ermittlung der Wandschnittgrößen zufolge der aufgeteilten Erdbebenersatzkräfte

Die Ermittlung der Schnittkräfte M_{Ed} und V_{Ed} für sämtliche Tragwände erfolgt nach einem Kragwandmodell (Scheibenmodell), wie es in der folgenden Abbildung gezeigt wird.

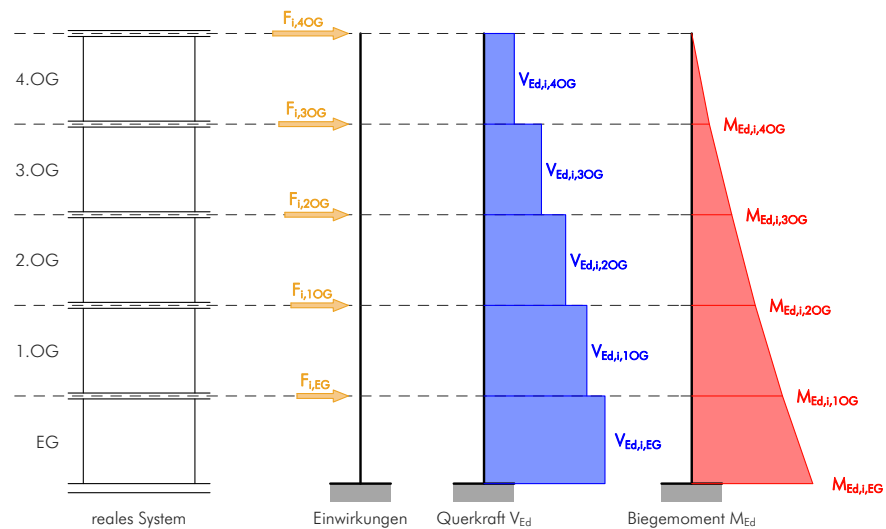


Abb. 4.2 Kragwandmodell mit Einwirkungen und Schnittgrößen

Die Ermittlung der Schnittgrößen zufolge der Erdbebenbeanspruchung wurde bereits in Kapitel 5 anhand der Wand 1x demonstriert und ist hier nicht im Detail angeführt. Den beiden folgenden Tabellen sind die Schnittgrößen an den beiden Stellen im Erdgeschoss (an der Bodenplatte und an der Decke) zufolge der horizontalen Erdbebeneinwirkungen mit der SRSS-Kombination zu entnehmen.

Wand i	$V_{Ed,i}$	$M_{Ed,i}$
	[kN]	[kNm]
x-Richtung		
1x	1140	12382
2x	268	2910
3x	1495	16234
4x	314	3406
5x	1096	11897
6x	870	9442
7x	878	9537
y-Richtung		
1y	1374	14919
2y	1089	11826
3y	2390	25956
4y	502	5451

Tab. 4.3 Schnittgrößen im „EG unten“

Wand i	$V_{Ed,i}$	$M_{Ed,i}$
	[kN]	[kNm]
x-Richtung		
1x	1140	8961
2x	268	2106
3x	1495	11749
4x	314	2465
5x	1096	8610
6x	870	6833
7x	878	6902
y-Richtung		
1y	1374	10797
2y	1089	8558
3y	2390	18785
4y	502	3945

Tab. 4.4 Schnittgrößen im „EG oben“

4.5 Berücksichtigung von Effekten nach Theorie 2. Ordnung

Zur endgültigen Bestimmung der Schnittkräfte der Tragwände gemäß ÖNORM EN 1998-1:2005, Abschnitt 4.4.2.2(2) [18] ist es über dies hinaus notwendig, zu überprüfen, ob Einflüsse nach Theorie 2. Ordnung berücksichtigt werden müssen. Dazu ist die Einhaltung der folgenden Bedingung nachzuweisen.

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10$$

mit

θ als Empfindlichkeitsbeiwert der gegenseitigen Stockwerksverschiebung [-]

P_{tot} als Gesamtgewichtskraft am und oberhalb des betrachteten Geschosses [kN]

d_r als Bemessungswert der gegenseitigen Stockwerksverschiebung [m]

V_{tot} als Gesamterdbebenshub des Stockwerks [kN]

h als Höhe ab dem Einspannungshorizont [m]

Die Größe von d_r ist dabei wie folgt definiert

$$d_r = q_d \cdot d_e.$$

Mit

q_d als Verschiebungsverhaltensbeiwert [-], kann q gleich gesetzt werden

d_e als elastische Verschiebung des betrachteten Punktes [m]

Stellvertretend für die gegenseitige Verschiebung des gesamten Stockwerks, erfolgt diese Überprüfung anhand der am stärksten beanspruchten Wand 3y (auf Biegung), wobei die horizontale Verformung dieser Tragwand mit Hilfe eines Stabwerkprogrammes ermittelt wird. Statt dem Gewicht des gesamten Geschosses wird natürlich nur jener Anteil berücksichtigt, welcher durch die Einflusszahl e der betreffenden Wand zugewiesen werden kann. Die Ergebnisse dieser Überprüfung sind in der folgenden Tabelle dargestellt.

Geschoß	z_i	Querkraft V_d	zugewiesenes Gewicht gemäß Komb. N_d	horizontale Auslenkung d_e	Bemessungswert der Auslenkung d_d	gegenseitige Stockwerkverschiebung d_r
	[m]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]
EG	3,0	2390	857	3,3	9,9	9,9
1.OG	6,0	2225	684	9,2	27,6	17,7
2.OG	9,0	1895	512	16,6	49,8	22,2
3.OG	12,0	1400	339	24,6	73,8	24,0
4.OG	15,0	740	167	32,6	97,8	24,0

Tab. 4.5 gegenseitige Verschiebung d_r für die Wand 3y

Somit betragen die Empfindlichkeitswerte der gegenseitigen Stockwerkverschiebungen:

4.OG:

$$\theta_{4OG} = \frac{167 \cdot 24,0}{740 \cdot 15000} = 0,00 < 0,10$$

3.OG:

$$\theta_{3OG} = \frac{339 \cdot 24,0}{1400 \cdot 12000} = 0,00 < 0,10$$

2.OG:

$$\theta_{2OG} = \frac{512 \cdot 22,2}{1895 \cdot 9000} = 0,00 < 0,10$$

1.OG:

$$\theta_{1OG} = \frac{684 \cdot 17,7}{2225 \cdot 6000} = 0,00 < 0,10$$

EG:

$$\theta_{EG} = \frac{857 \cdot 9,9}{2390 \cdot 3000} = 0,00 < 0,10$$

Es kann somit davon ausgegangen werden, dass Effekte Theorie 2. Ordnung für zumindest diese Tragwand nicht berücksichtigt werden müssen.

4. 6 Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Als Abschluss dieses Kapitels wird im Folgenden der Schubnachweis an der Bodenfuge des Erdgeschosses mit den in Abschnitt 4. 4 ermittelten Schnittgrößen geführt. Gemäß ÖNORM EN 1996-1-1, Abschnitt 6.2 [14] lautet dieser:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

Die Tragfähigkeit einer Wand aus unbewehrtem Mauerwerk wird wie folgt berechnet

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c$$

mit

f_{vd} als Bemessungswert der Schubfestigkeit von Mauerwerk [N/mm²] gemäß ÖNORM EN 1996-1-1, Abschnitt 3.6.2 [14]:

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{f_{vko} + 0,4\sigma_d}{\gamma_M} \leq 0,065 \cdot f_b$$

f_{vko} als charakteristische Haftscherfestigkeit ohne Auflast [N/mm²], gemäß Kapitel 4, Abschnitt 3. 3 beträgt diese 0,30 N/mm²

σ_d als Bemessungsdruckspannung rechtwinkelig zur Schubkraft in der betrachteten Querschnittsebene [N/mm²], sprich als Mittelwert der Vertikalspannungen im überdrückten Bereich

t als Breite der Wand [m], hier $t = 0,38$ m

l_c als Länge des überdrückten Teiles der Wand [m]

Die Berechnung der Schubtragfähigkeit der Wand erfolgt schrittweise und wird anhand der gemäß Tab. 4.3 am höchsten belasteten Wand 3y demonstriert.

- Ermittlung der Länge des überdrückten Bereichs l_c der Wand

Gemäß ÖNORM EN 1996-1-1, Abschnitt 6.2(3) [14] soll die Länge des Druckbereiches unter Annahme einer linearen Spannungsverteilung ermittelt werden. Nachdem eine Verankerung gegen Abhebekräfte bei einer Wand aus unbewehrtem Mauerwerk nicht möglich ist, wird diese lineare Spannungsverteilung mit dem Modell einer klaffenden Fuge ermittelt. Die folgende Abbildung zeigt dieses Modell mit den dazu erforderlichen Parametern.

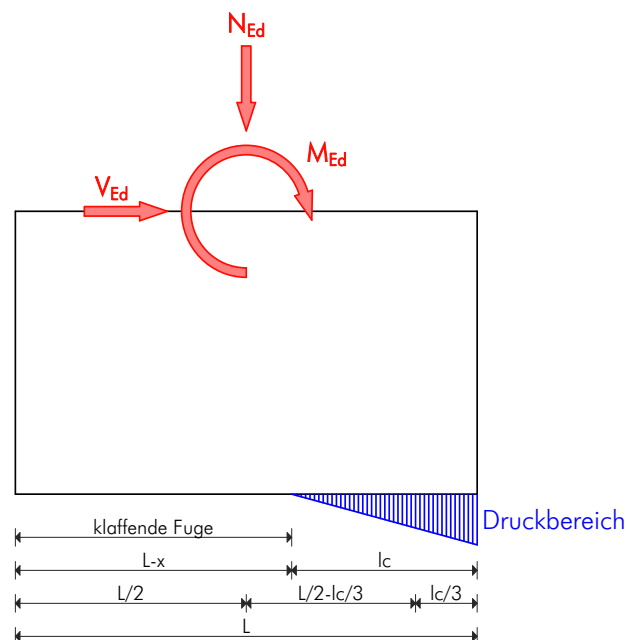


Abb. 4.3 Modell der Biegemomenten- und Schubkraftübertragung in der Ebene mit einer klaffenden Fuge

Die Größe des überdrückten Bereiches und jene der in diesem Bereich auftretenden Druckspannung kann durch Gleichgewichtsbedingungen ermittelt werden. Diese sind:

$$\sum N = 0 \rightarrow N_{Ed} = \frac{\sigma_{d,max}}{2} \cdot t \cdot l_c \quad (1)$$

$$\sum M = 0 \rightarrow M_{Ed} = \frac{\sigma_{d,max}}{2} \cdot t \cdot l_c \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{l_c}{3} \right) \quad (2)$$

Anmerkung: Die Querkraft V_{Ed} ist multipliziert mit der Höhe der Wand bereits im Moment M_{Ed} enthalten.

Durch Umformen von (1) und (2) wird l_c wie folgt berechnet

$$l_c = 3 \cdot \left(\frac{l}{2} - \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \right) = 3 \cdot \left(\frac{7,47}{2} - \frac{25956}{857} \right) = -79,7 \text{ m.}$$

Dieses Ergebnis besagt, dass das einwirkende Biegemoment im Verhältnis zur vorhandenen Normalkraft um ein Vielfaches zu groß ist und daher das verwendete Modell zu keiner passenden Lösung führt. Somit kann der Nachweis auf Schub in der Bodenfuge entlang der Wandachse nicht geführt werden, da das auftretende Biegemoment nicht ohne Zugverankerung in die Bodenplatte abgetragen werden kann.

Für die Tragwand 3y sind somit die gewählten Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit **nicht erfüllt**.

Wie in der ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 9.3(3) [18] geregelt ist und im Abschnitt 3.2 dieses Kapitels ebenfalls festgestellt wurde, sind Hochbauten mit Wänden aus unbewehrtem Mauerwerk für Starkbebengebiete nur bedingt geeignet. Dieser Umstand ist hier erneut unterstrichen. Somit ist unter den Randbedingungen und Festlegungen im Zuge dieses Beispiels die Variante in Ziegel-Massivbauweise mit unbewehrtem Mauerwerk ohne größerer Modifikation des Gesamtsystems **nicht ausführbar**.

Zusammenfassung

1 Einleitung

Als Abschluss dieses Berichtes werden in dieser Zusammenfassung die wichtigsten Erkenntnisse der drei berechneten Ausführungsvarianten des Beispielgebäudes aus den Kapiteln 3 bis 7 wiedergegeben und gegenübergestellt.

Zuvor erfolgt eine Erläuterung spezieller Punkte der Modellbildung, in welchen sich dieses Beispiel von anderen Referenzbeispielen (siehe [22] und [23]) bzw. normativen Vorgaben geringfügig unterscheidet.

Das Resümee als letzter Abschnitt dieses Kapitels fasst die wesentlichen Rückschlüsse, die aus diesem Bericht gezogen werden können, nochmals zusammen.

2 Anmerkungen zur Modellbildung und Berechnung

2.1 mitwirkende Plattenbreiten - Flanschwirkung von Querwänden

In Berichten mit ähnlichen Aufgabenstellungen (siehe [22] und [23]) wurde zur Ermittlung von Wandsteifigkeiten ein Anteil der angrenzenden Wände, welche quer zur betrachteten Wand situiert sind als mitwirkend in der Berechnung berücksichtigt. Aus Gründen der Vereinfachung (pro Wand-Wand-Anschlussfuge müsste für die Holz-Massivbauweise eine weitere Schub- und Drehfedersteifigkeit berücksichtigt werden) wird im Zuge dieses Berichtes jedoch auf diesen Ansatz verzichtet.

2.2 Problem der anzusetzenden Steifigkeiten

Gemäß ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 4.3.1(6) [18] sollten Stahlbeton- und Mauerwerksbauten mit Steifigkeiten, welche die auftretende Rissbildung berücksichtigen, berechnet werden. Wenn diese nicht bekannt sind, darf gemäß ÖNORM EN 1998-1, Abschnitt 4.3.1(7) [18] die Hälfte der „ungerissenen Steifigkeit“ in der Berechnung verwendet werden. In [22] und [23] wird jedoch erläutert, dass dieser Ansatz zu, auf der „unsicheren Seite“ liegenden, Ergebnissen führen kann und daher mit den „ungerissenen Steifigkeiten“ gerechnet wird. Aufgrund des normnahen Status dieser Werke wurde dieser Ansatz auch für diese Abhandlung herangezogen.

2.3 Modellierung der Anschlusssteifigkeit

Da bei der Ziegel-Massivbauweise im Gegensatz zur Stahlbeton-Massivbauweise die Wände und Decken nicht monolithisch hergestellt werden können, treten ähnlich wie bei der Holz-Massivbauweise Anschlussfugen in diesen Punkten auf, die als nachgiebig angesehen werden können. Da jedoch im vorliegenden Beispiel das Hauptaugenmerk auf der Berechnung auf der Holz-Massivbauweise liegt, wurde von einer Modellierung bzw. der Berücksichtigung dieser Nachgiebigkeiten abgesehen.

2.4 Wahl der Berechnungsmethode

In Kapitel 4, Abschnitt 6. 3 wurde durch die Überprüfung der Regelmäßigkeitskriterien das anzuwendende Berechnungsmodell bzw. die anzuwendende Berechnungsmethode gemäß ÖNORM EN 1998-1 ermittelt. Durch die Berechnung der Erdbebenersatzkräfte mit Hilfe des vereinfachten Antwortspektrenverfahrens anhand eines räumlichen Stab-Platten-Modells und dem Vergleich mit den Ergebnissen eines EDV-unterstützten modalen Antwortspektrenverfahrens (siehe Kapitel 5, Abschnitt 5. 5) sind in diesem Bericht die üblichen Methoden zur (Erdbeben-) Berechnung von Hochbauten gemäß ÖNORM EN 1998-1 zur Anwendung gekommen. Ein Vergleich der Ergebnisse dieser Berechnungen

mit jenen einer dynamischen Methode (Zeitverlaufsverfahren) wäre eine weitere aufschlussreiche und lohnenswerte Tätigkeit im Zusammenhang mit den durchgeführten Berechnungen. Mit dem derzeitigen Stand des Wissens und unter Verwendung der zur Verfügung stehenden Software ist eine derartige Berechnung zumindest für die Holz-Massivbauweise derzeit jedoch (noch) nicht umsetzbar.

3 Vergleich relevanter Ergebnisse

Am Abschluß dieses Berichtes sind in den folgenden Unterpunkten relevante Ergebnisse der Berechnungen aus den Kapiteln 3 bis 7 für die drei untersuchten Bauweisen vergleichend gegenübergestellt.

3.1 Vergleich der seismischen Massen und der Konstruktionsmassen

Die folgende Abbildungen zeigen den Vergleich der seismisch aktiven Massen und der Massen der Konstruktion („Rohbaumassen“) der drei betrachteten Bauweisen.

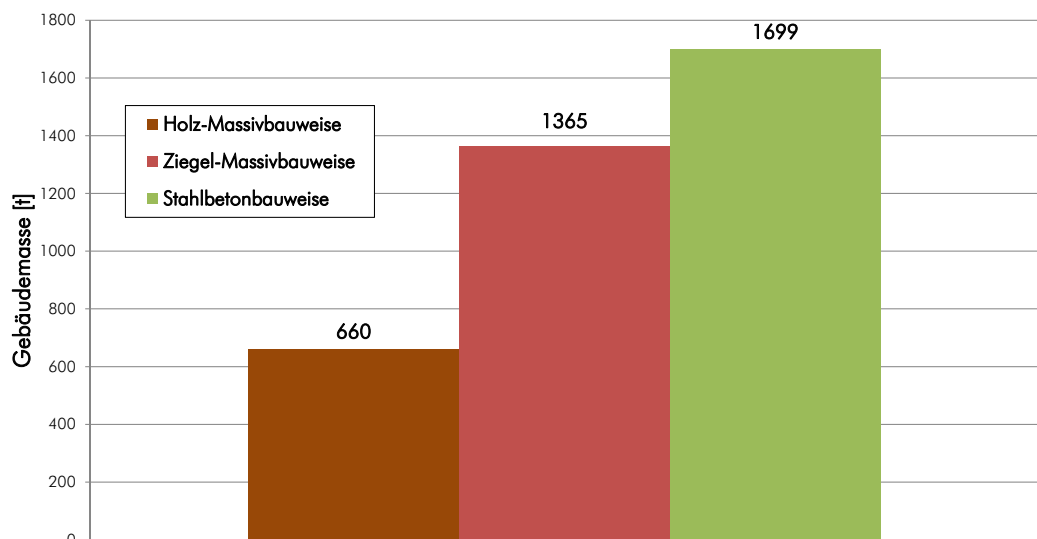


Abb. 3.1 seismisch aktive Massen der drei betrachteten Bauweisen

Wie bereits in Kapitel 4 erläutert wurde, weist die Holz-Massivbauweise im Vergleich mit den mineralischen Bauweisen eine geringe seismisch aktive Gebäudegesamtmasse (aus der Kombination gemäß ÖNORM EN 1998-1 [18]) auf. Die Massen-Verhältniszahlen zwischen Holz-Massivbauweise : Ziegelmassivbauweise : Stahlbeton-Massivbauweise lauten

1,00 : 2,00 : 2,50.

Eine Tatsache, die sich ohne Einhaltung bestimmter Regeln oder Kriterien ausschließlich aus der Konstruktionsweise ergibt und die sich äußerst günstig auf die Größe der Erdbebenbeanspruchung von Holz-Massivbauten auswirkt.

Da im Zuge des Wiederaufbaus nach einem schweren Erdbeben auch die Rohkonstruktion einem Nachbeben ausgesetzt sein kann, ist in der nachfolgenden Abbildung der Vergleich der Konstruktionsmassen der drei Bauweisen angeführt.

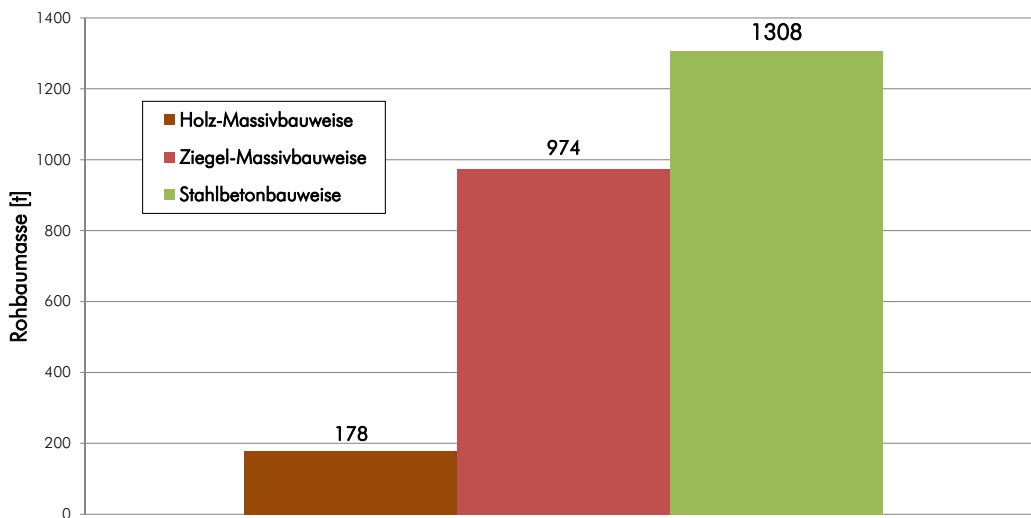


Abb. 3.2 Rohbaumassen der drei unterschiedlichen Varianten

Aus dieser Abbildung ist ersichtlich, dass der Unterschied zwischen der Holz-Massivbauweise und den beiden mineralischen Bauweisen noch um einiges größer ausfällt als beim zuvor gezeigten Vergleich. Die Verhältniszahlen Holz-Massivbauweise : Ziegelmassivbauweise : Stahlbetonbauweise lauten

1,00 : 5,00 : 7,00.

und unterstreichen den zuvor erwähnten, positiven Effekt für die Holz-Massivbauweise.

3. 2 Vergleich der ermittelten Grundperioden

Die im Zuge der Berechnung ermittelten Grundperioden $T_{1,x}$ in x-Richtung und $T_{1,y}$ in y-Richtung, welche mit Hilfe des FEM-Programms in den Kapiteln 5, 6 und 7 für die drei verschiedenen Bauweisen berechnet wurden sind in der folgenden Abbildung im Bemessungsspektrum (für einen Verhaltensbeiwert q von 3,0) eingetragen.

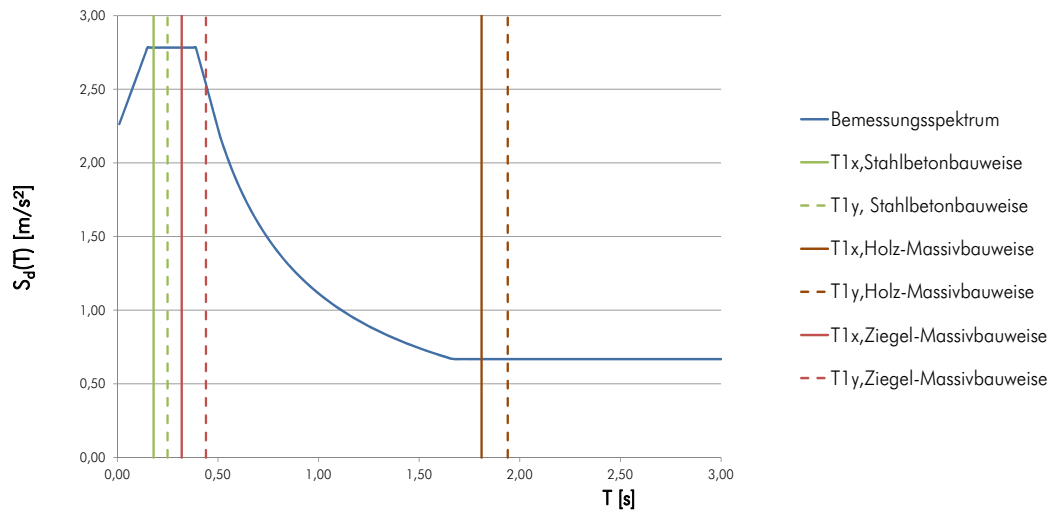


Abb. 3.3 Situierung der ermittelten Grundperioden im Bemessungsspektrum

Der große Vorteil der geringen seismisch aktiven Gebäudemasse wirkt sich, wie aus dieser Abbildung ersichtlich wird, signifikant auf die Größe der Grundperioden aus. Während die beiden mineralischen Bauweisen auf und in der Nähe des Plateauwertes des Spektrums zu liegen kommen (Maximalwert des Spektrums), fallen die Grundperioden der Holz-Massivbauweise in den konstanten unteren Bereich, als Mindestwert des Spektrums.

3.3 Vergleich der horizontalen Erdbebenersatzkräfte

Die folgende Tabelle stellt die ermittelten horizontalen Erdbebenersatzkräfte der drei Konstruktionsvarianten aus den Kapiteln 5 bis 7 gegenüber. Als Bezug wurde erneut die Holz-Massivbauweise gewählt.

Bauweise	F_{bx}	Verhältnis	F_{by}	Verhältnis
	[kN]	[-]	[kN]	[-]
Holz-Massivbauweise	441	1,00	441	1,00
Stahlbetonbauweise	4019	9,11	4019	9,11
Ziegel-Massivbauweise	4845	11,0	4405	10,0

Tab. 3.1 Gegenüberstellung der Erdbebenersatzkräfte der drei betrachteten Bauweisen

Während die seismisch aktive Gebäudemasse der Holz-Massivbauweise noch rund 40% der Stahlbetonbauweise ausmacht, ist das Verhältnis der horizontalen Ersatzkraft der Holz-Massivbauweise basierend auf den Ergebnissen der Berechnungen für das behandelte Beispielgebäude im Vergleich auf rund 11% gesunken. Der Grund dafür ist im Wesentlichen die geringere Gesamtsteifigkeit des Tragwerks in Holz-Massivbauweise, aber

auch in der richtigen Wahl der Art, Anzahl und Anordnung der Verbindungsmittel zu finden.

Im Gegensatz zu den Gebäudemassen weisen nun die Erdbebenersatzkräfte der Ziegel-Massivbauweise die Maximalwerte auf. Ein Umstand, der ausschließlich auf den geringeren Verhaltensbeiwert für Mauerwerksbauten ($q = 2,0$) zurückzuführen ist.

3.4 Vergleich der Schnittgrößen der Wand 3y

Die folgende Abbildung zeigt den Biegemomentenverlauf der am höchsten beanspruchten Wand 3y für die drei untersuchten Bauweisen.

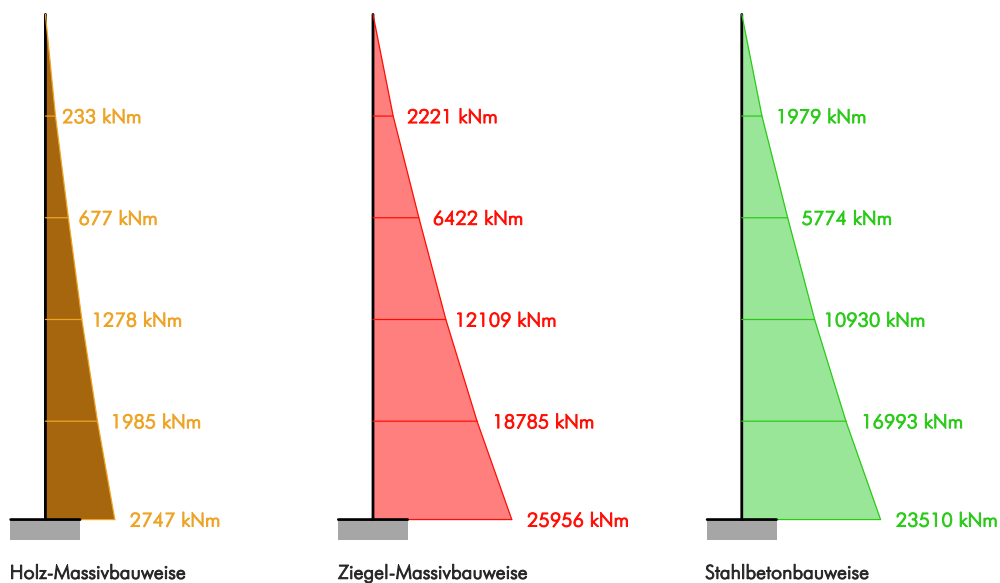


Abb. 3.4 Biegemomentenverlauf der Wand 3y für die untersuchten Bauweisen (unmaßstäblich)

Der Trend der verhältnismäßig geringen aufzunehmenden Einwirkungen der Holz-Massivbauweise setzt sich bei Betrachtung der Biegemomentenverläufe fort. Das Verhältnis der maximalen Biegemomente am Wandfuß im Vergleich der Bauweisen Holz-Massiv:Ziegel-Massiv:Stahlbeton-Massiv bezogen auf die Holz-Massivbauweise lautet nun wie folgt

1,00:9,50:8,50.

Verglichen mit dem Verhältnis der Erdbebenersatzkräfte der drei Varianten sind in dieser Darstellung keine nennenswerte Unterschiede zu erkennen. Diese könnten jedoch auftreten, wenn die ermittelten Steifigkeitsmittelpunkte der drei Varianten signifikant voneinander abweichen würden, was in realen Bauwerken durchaus möglich ist, jedoch für das betrachtete Gebäude nicht zutrifft.

3. 5 Vergleich des Materialwiderstandes auf Schubbeanspruchung

In den Kapiteln 5 bis 7 wurde die maßgebende Wandscheibe auf ihre Schubtragfähigkeit hin überprüft. Im Gegensatz zur Ausnutzung der Verbindungsmittel in den Anschlussfugen, deren Anzahl unter Bezug auf die Tragfähigkeit so gering wie möglich auszulegen sind, beträgt die Ausnutzung des gewählten BSP-Wandelementes für die Konstruktion in Holz-Massivbauweise **18%** und liegt somit sogar noch unter der Ausnutzung von **34%** der Wand 3y in Stahlbetonbauweise. Während beide Wandmaterialien noch hohe Tragreserven gegen Schubversagen aufweisen, konnte der Schubnachweis für die Ziegel-Massivbauweise nicht geführt werden, da in diesem Fall die Kombination aus Biegung, Normalkraft und Querkraft den betreffenden Wandquerschnitt um ein Vielfaches überlastet.

Die Obergrenze der maximalen Bemessungsbodenbeschleunigung für Bauten mit unbewehrtem Mauerwerk aus der ÖNORM EN 1998-1 [18] konnte damit bestätigt werden. Natürlich soll in diesem Zusammenhang nicht unerwähnt bleiben, dass für die Ziegel-Massivbauweise Lösungen für Starkbebengebiete bestehen, die den gegebenen Anforderungen voll und ganz entsprechen. Hier sind vor allem das eingefasste Mauerwerk und auch das bewehrte Mauerwerk zu nennen.

4 Resümee

Im Zuge dieses Berichtes wurden in den Kapiteln 3 bis 7 die drei Bauweisen Holz-Massivbauweise, Stahlbetonbauweise und Ziegel-Massivbauweise auf ihre Tauglichkeit bei Erdbebeneinwirkung für ein praxisrelevantes Beispiel überprüft.

Es stellte sich heraus, dass neben der Stahlbetonbauweise, welche gegenwärtig als Konzept für Hochbauten in Erdbebenregionen verbreitet ist, auch die Holz-Massivbauweise den hohen Anforderungen an das Tragverhalten bei horizontaler Beanspruchung entspricht. Während der Ausführungsvariante in Stahlbeton-Massivbauweise (Zwischengeschossdecken und Tragwände in Stahlbeton) für dieses Beispiel ein prinzipiell gutes Tragverhalten bei Erdbebenbeanspruchung attestiert werden kann, wurde die Anwendung einer Ausführungsvariante in Stahlbeton-Skelettbauweise mit Füllwänden aus Ziegelmauerwerk im Rahmen dieses Berichtes für das vorliegende Beispielgebäude nicht genauer untersucht. Gemäß ‚Erdbebensicherung von Bauwerken‘ [21] ist von dieser Anwendung in Starkbebengebieten jedoch abzuraten, da das Verhalten der Füllwände in den Stahlbetonrahmen die Größe der Erdbebeneinwirkung und das (Erdbeben-) Verhalten des Gebäudes negativ beeinflussen und letztendlich zu spröden Versagensformen (Schubbruch der Rahmenstützen) führen kann [21]. Nicht unerwähnt bleiben soll, dass im Rahmen der letztgenannten Bauweise eine weitaus größere Anzahl möglicher Ausführungsvarianten bzw. Anzahl zu berücksichtigender Parameter auftritt, als dies für z.B. die Stahlbeton-Massivbauweise der Fall ist. Eine Untersuchung verlangt daher die spezielle Definition von Parametern, sodass die Erstellung eines eigenen Berichtes, ähnlich dem vorliegenden, empfohlen werden kann.

Im Rahmen des Abschnittes „Hierarchie der Tragwiderstände“ in Kapitel 5 wurde die Kapazität der Schubtragfähigkeit einer BSP-Wand gegenüber jener der Verbindungsmittel in der Anschlussfuge ermittelt. Diese beträgt mit dem Faktor 3,15 das zweieinhalbfache der gewählten Mindestgrenze von 1,20. Daraus kann der Schluss gezogen werden, dass für das eingesetzte Brettsperrholz-Wandelement Potential zur Aufnahme noch höherer Einwirkungen vorhanden ist.

Der augenscheinliche Mehraufwand in der Berechnung der Verbindungen der Holz-Massivbauweise kann einerseits durch die Anwendung von Tabellenkalkulationen minimiert werden und andererseits als weiterer möglicher Veränderungsparameter angesehen werden, mit dem das Tragverhalten der Konstruktion zusätzlich steuerbar ist. Außerdem würde eine Vernachlässigung der Verbindungstechnik im Zuge der Ermittlung der Gesamtsteifigkeit des Gebäudes zu unrealistischen Grundperioden führen, durch die in weiterer Folge die Erdbebeneinwirkung auf das Tragwerk um ein Vielfaches über- aber auch unterschätzt werden könnte. Die Tatsache, dass der Anteil der Verformungen der gewählten Verbindungsmittel (nach der 1. Iteration) **90%** der gesamten horizontalen Verformung ausmacht (Biegung 4%, Schub 6%), unterstreicht die Wichtigkeit der genauen Erfassung und Modellierung der Verbindungstechnik.

Da in diesem Bereich noch Potential in der Verbesserung der Modellbildung und des Trag- bzw. Verformungsverhaltens der Verbindungsmittel, sowie in der Optimierung der Verbindungstechnik für das Produkt Brettsperrholz vorhanden ist, laufen unter anderem am Institut für Holzbau und Holztechnologie der Technischen Universität Graz umfangreiche Untersuchungen zu dieser Thematik.

Anhang

1 Anhang A - CLT-Desinger Protokolle

1. 1 Protokoll zur Berechnung des Einfeldträgersystems in der Vordimensionierung

Inhaltsverzeichnis

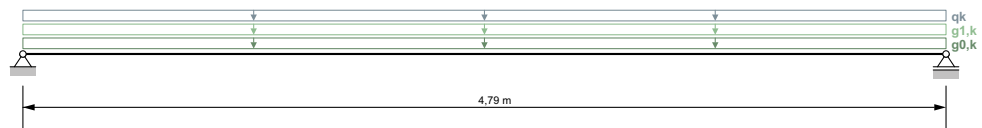
1 Allgemeines	3
2 Statisches System	3
2.1 Auflagerbreiten	3
3 Querschnitt	4
3.1 Schichtaufbau	4
3.2 Materialparameter	4
3.3 Querschnittswerte	5
4 Lasten	5
5 Brandangaben	7
6 Schwingungsangaben	7
7 Ergebnisse	8
7.1 ULS	8
7.1.1 Biegung	8
7.1.2 Schub	8
7.1.3 Auflagerpressung	9
7.2 SLS	9
7.2.1 Durchbiegung	9
7.2.2 Schwingung	9
7.2.2.1 Nachweis nach ON EN 1995-1-1:2004	9
7.2.2.2 Nachweis nach DIN 1052	9

1 Allgemeines

Nutzungsklasse 1

2 Statisches System

Durchlaufträger mit 1 Feldern

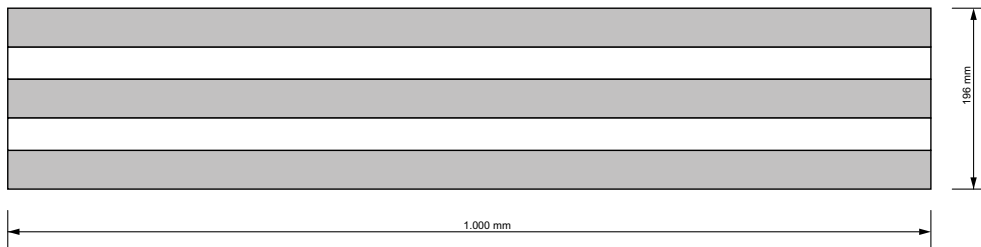


2.1 Auflagerbreiten

Auflager	x	Breite
A	0,0 m	0,06 m
B	4,79 m	0,06 m

3 Querschnitt

BSP-Produkt mit Zulassung der Firma StoraEnso: 196 L5s
 5 Schichten (Breite: 1.000 mm / Höhe: 196 mm)



3.1 Schichtaufbau

Schicht	Höhe	Orientierung	Material
# 1	42 mm	0	C24-STORA ENSO
# 2	35 mm	90	C24-STORA ENSO
# 3	42 mm	0	C24-STORA ENSO
# 4	35 mm	90	C24-STORA ENSO
# 5	42 mm	0	C24-STORA ENSO

3.2 Materialparameter

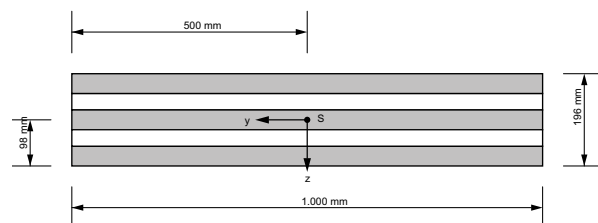
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_M = 1,3$

Materialparameter für C24-STORA ENSO	
Biegefestigkeit	24,0 N/mm ²
Zugfestigkeit parallel	14,0 N/mm ²
Zugfestigkeit senkrecht	0,4 N/mm ²

Materialparameter für C24-STORA ENSO	
Druckfestigkeit parallel	21,0 N/mm ²
Druckfestigkeit senkrecht	2,5 N/mm ²
Schubfestigkeit	4,0 N/mm ²
Rollschubfestigkeit	1,25 N/mm ²
Elastizitätsmodul parallel	11.000,0 N/mm ²
5%-Quantile des Elastizitätsmodul parallel	7.400,0 N/mm ²
Elastizitätsmodul senkrecht	370,0 N/mm ²
Schubmodul	690,0 N/mm ²
Rollschubmodul	50,0 N/mm ²
Dichte	350,0 kg/m ³
Mittelwert Dichte	420,0 kg/m ³
Scheibenschubfestigkeit	5,0 N/mm ²
Torsionsfestigkeit	2,5 N/mm ²

3.3 Querschnittswerte

EA _{ef}	1,412E9 N
EJ _{ef}	5,723E12 N·mm ²
GA _{ef}	1,683E7 N



4 Lasten

Feld	$g_{0,k}$	$g_{1,k}$	q_k	Kategorie	s_k	Höhe/Region	w_k
1	1,078 kN/m	3,07 kN/m ²	2,8 kN/m ²	A			

5 Brandangaben

Keine Angaben vorhanden

6 Schwingungsangaben

Dämpfungsmaß: 4,0 %

Die Schwingungsübertragung auf die Nachbarfelder wird als störend empfunden.

Die Schwingungsberechnung erfolgt unter Berücksichtigung der Estrichsteifigkeit.

Stärke des Estrichs: 6,0 cm

E-Modul des Estrichs: 26.000,0 N/mm²

Biegesteifigkeit des Estrichs: 468,0 kNm²/m

Breite quer zur Spannrichtung: 1,0 m

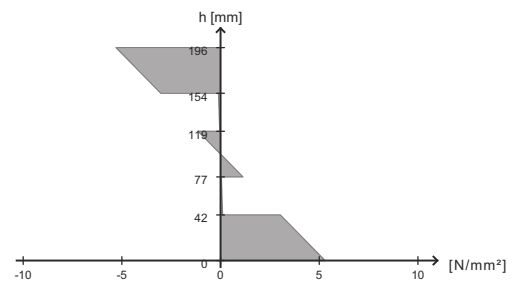
7 Ergebnisse

Zugrundeliegende Normen: ON EN 1995-1-1:2009

7.1 ULS

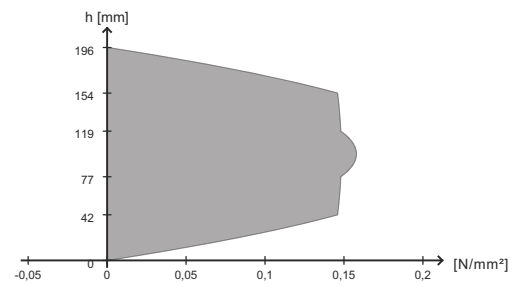
7.1.1 Biegung

Ausnutzung	32,6 %
k_{mod}	0,8
bei x	2,395 m
Grundkombination	$1,35 \cdot g_{0,k} +$ $1,35 \cdot g_{1,k} +$ $1,50 \cdot 1,00 \cdot q_k$



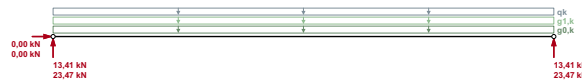
7.1.2 Schub

Ausnutzung	19,2 %
k_{mod}	0,8
bei x	0,0 m
Grundkombination	$1,35 \cdot g_{0,k} +$ $1,35 \cdot g_{1,k} +$ $1,50 \cdot 1,00 \cdot q_k$



7.1.3 Auflagerpressung

Ausnutzung	14,5 %
k_{mod}	0,8
bei x	0,0 m
Grundkombination	$1,35 \cdot q_{0,k} +$ $1,35 \cdot q_{1,k} +$ $1,50 \cdot 1,00 \cdot q_k$



7.2 SLS

7.2.1 Durchbiegung

Ausnutzung	79,9 %
k_{def}	0,85
bei x	2,395 m
Endverformung $w_{net,fin}$	$t = \inf (l/250)$



7.2.2 Schwingung

Nachweis nur für Wohnungsdecken gültig!

7.2.2.1 Nachweis nach ON EN 1995-1-1:2004

Eigenfrequenz: $f_1 = 7,7 \text{ Hz} < 8,0 \text{ Hz}$

Steifigkeit: $w_{1kN} = 0,4 \text{ mm} < 4,0 \text{ mm}$

Geschwindigkeit/Einheitsimpuls: $v = 1,8 \text{ mm/s} < 31,3 \text{ mm/s}$

---> genauerer Schwingungsnachweis erforderlich!

7.2.2.2 Nachweis nach DIN 1052

$w_{perm} = 6,8 \text{ mm} > 6,0 \text{ mm}$ ---> nicht erfüllt bzw. genauerer Schwingungsnachweis erforderlich!

1. 2 Protokoll zur Berechnung des Dreifeldträgersystems in der Vordimensionierung



Projekt
Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse

Inhaltsverzeichnis

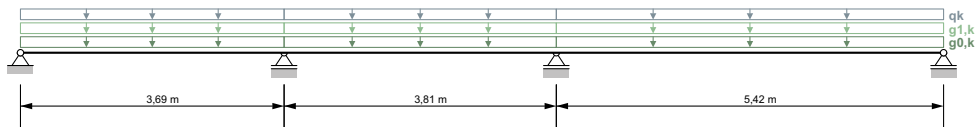
1 Allgemeines	3
2 Statisches System	3
2.1 Auflagerbreiten	3
3 Querschnitt	4
3.1 Schichtaufbau	4
3.2 Materialparameter	4
3.3 Querschnittswerte	5
4 Lasten	5
5 Brandangaben	7
6 Schwingungsangaben	7
7 Ergebnisse	8
7.1 ULS	8
7.1.1 Biegung	8
7.1.2 Schub	8
7.1.3 Auflagerpressung	9
7.2 SLS	9
7.2.1 Durchbiegung	9
7.2.2 Schwingung	9
7.2.2.1 Nachweis nach ON EN 1995-1-1:2004	9
7.2.2.2 Nachweis nach DIN 1052	9

1 Allgemeines

Nutzungsklasse 1

2 Statisches System

Durchlaufträger mit 3 Feldern

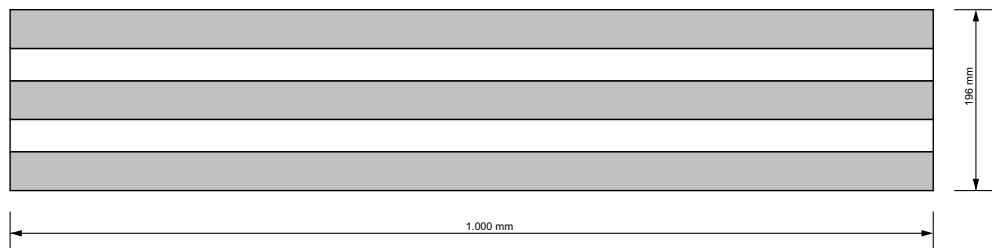


2.1 Auflagerbreiten

Auflager	x	Breite
A	0,0 m	0,06 m
B	3,69 m	0,06 m
C	7,5 m	0,06 m
D	12,92 m	0,06 m

3 Querschnitt

BSP-Produkt mit Zulassung der Firma StoraEnso: 196 L5s
 5 Schichten (Breite: 1.000 mm / Höhe: 196 mm)



3.1 Schichtaufbau

Schicht	Höhe	Orientierung	Material
# 1	42 mm	0	C24-STORA ENSO
# 2	35 mm	90	C24-STORA ENSO
# 3	42 mm	0	C24-STORA ENSO
# 4	35 mm	90	C24-STORA ENSO
# 5	42 mm	0	C24-STORA ENSO

3.2 Materialparameter

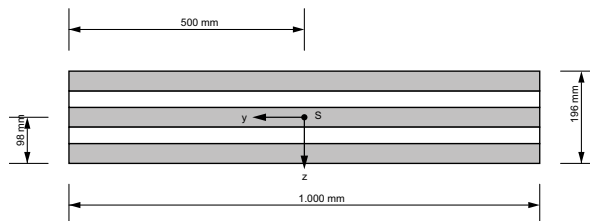
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_M = 1,3$

Materialparameter für C24-STORA ENSO	
Biegefestigkeit	24,0 N/mm ²
Zugfestigkeit parallel	14,0 N/mm ²
Zugfestigkeit senkrecht	0,4 N/mm ²

Materialparameter für C24-STORA ENSO	
Druckfestigkeit parallel	21,0 N/mm ²
Druckfestigkeit senkrecht	2,5 N/mm ²
Schubfestigkeit	4,0 N/mm ²
Rollschubfestigkeit	1,25 N/mm ²
Elastizitätsmodul parallel	11.000,0 N/mm ²
5%-Quantile des Elastizitätsmodul parallel	7.400,0 N/mm ²
Elastizitätsmodul senkrecht	370,0 N/mm ²
Schubmodul	690,0 N/mm ²
Rollschubmodul	50,0 N/mm ²
Dichte	350,0 kg/m ³
Mittelwert Dichte	420,0 kg/m ³
Scheibenschubfestigkeit	5,0 N/mm ²
Torsionsfestigkeit	2,5 N/mm ²

3.3 Querschnittswerte

EA_{ef}	1,412E9 N
EJ_{ef}	5,723E12 N·mm ²
GA_{ef}	1,683E7 N



4 Lasten

Feld	$g_{0,k}$	$g_{1,k}$	q_k	Kategorie	s_k	Höhe/Region	w_k
1	1,078 kN/m	3,07 kN/m ²	2,8 kN/m ²	A			
2	1,078 kN/m	3,07 kN/m ²	2,8 kN/m ²	A			
3	1,078 kN/m	3,07 kN/m ²	2,8 kN/m ²	A			

5 Brandangaben

Keine Angaben vorhanden

6 Schwingungsangaben

Dämpfungsmaß: 4,0 %

Die Schwingungsübertragung auf die Nachbarfelder wird als störend empfunden.

Die Schwingungsberechnung erfolgt unter Berücksichtigung der Estrichsteifigkeit.

Stärke des Estrichs: 6,0 cm

E-Modul des Estrichs: 26.000,0 N/mm²

Biegesteifigkeit des Estrichs: 468,0 kNm²/m

Breite quer zur Spannrichtung: 1,0 m

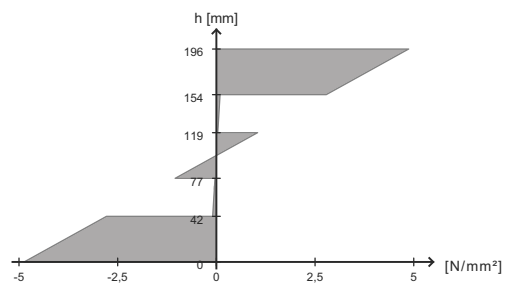
7 Ergebnisse

Zugrundeliegende Normen: ON EN 1995-1-1:2009

7.1 ULS

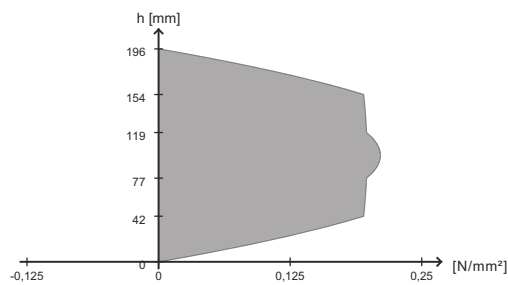
7.1.1 Biegung

Ausnutzung	30,0 %
k_{mod}	0,8
bei x	7,5 m
Grundkombination	$1,35 \cdot g_{0,k} +$ $1,35 \cdot g_{1,k} +$ $1,50 \cdot 1,00 \cdot q_k$



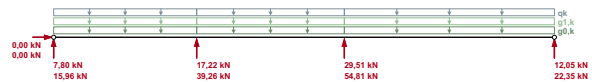
7.1.2 Schub

Ausnutzung	25,7 %
k_{mod}	0,8
bei x	7,5 m
Grundkombination	$1,35 \cdot g_{0,k} +$ $1,35 \cdot g_{1,k} +$ $1,50 \cdot 1,00 \cdot q_k$



7.1.3 Auflagerpressung

Ausnutzung	33,9 %
k_{mod}	0,8
bei x	7,5 m
Grundkombination	$1,35 \cdot g_{0,k} +$ $1,35 \cdot g_{1,k} +$ $1,50 \cdot 1,00 \cdot q_k$



7.2 SLS

7.2.1 Durchbiegung

Ausnutzung	72,9 %
k_{def}	0,85
bei x	10,21 m
Endverformung $w_{net,fin}$ $t = inf$ ($l/250$)	



7.2.2 Schwingung

Nachweis nur für Wohnungsdecken gültig!

7.2.2.1 Nachweis nach ON EN 1995-1-1:2004

Eigenfrequenz: $f_1 = 7,7 \text{ Hz} < 8,0 \text{ Hz}$

Steifigkeit: $w_{1kN} = 0,1 \text{ mm} < 4,0 \text{ mm}$

Geschwindigkeit/Einheitsimpuls: $v = 2,3 \text{ mm/s} < 31,4 \text{ mm/s}$

---> genauerer Schwingungsnachweis erforderlich!

7.2.2.2 Nachweis nach DIN 1052

$w_{perm} = 6,9 \text{ mm} > 6,0 \text{ mm}$ ---> nicht erfüllt bzw. genauerer Schwingungsnachweis erforderlich!

1. 3 Portokoll zur Berechnung der Schubtragfähigkeit des Wandelementes



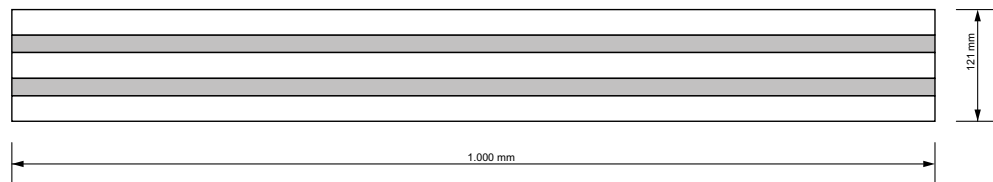
Projekt
Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse

Inhaltsverzeichnis

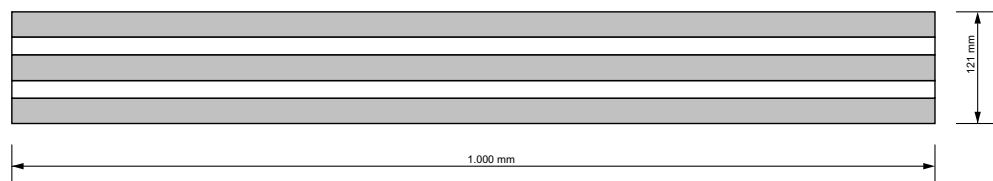
1 Querschnitt	3
1.1 Schichtaufbau	3
1.2 Materialparameter	4
1.3 Querschnittswerte	4
2 Brandangaben	5
3 Schnittgrößen, Bemessungsfaktoren und Ergebnisse	6

1 Querschnitt

BSP-Produkt mit Zulassung der Firma StoraEnso: 121 L5s (gedreht)
 5 Schichten (Breite: 1.000 mm / Höhe: 121 mm)
 Horizontaler Querschnitt



Vertikaler Querschnitt



1.1 Schichtaufbau

Schicht	Höhe	Orientierung	Material
# 1	28 mm	0	C24-STORA ENSO
# 2	19 mm	90	C24-STORA ENSO
# 3	28 mm	0	C24-STORA ENSO
# 4	19 mm	90	C24-STORA ENSO

# 5	28 mm	0	C24-STORA ENSO
-----	-------	---	----------------

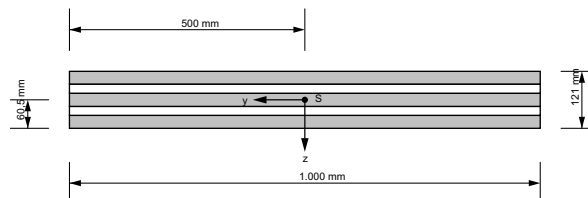
1.2 Materialparameter

Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_M = 1,25$

Materialparameter für C24-STORA ENSO	
Biegefestigkeit	24,0 N/mm ²
Zugfestigkeit parallel	14,0 N/mm ²
Zugfestigkeit senkrecht	0,4 N/mm ²
Druckfestigkeit parallel	21,0 N/mm ²
Druckfestigkeit senkrecht	2,5 N/mm ²
Schubfestigkeit	4,0 N/mm ²
Rollschubfestigkeit	1,25 N/mm ²
Elastizitätsmodul parallel	11.000,0 N/mm ²
5%-Quantile des Elastizitätsmodul parallel	7.400,0 N/mm ²
Elastizitätsmodul senkrecht	370,0 N/mm ²
Schubmodul	690,0 N/mm ²
Rollschubmodul	50,0 N/mm ²
Dichte	350,0 kg/m ³
Mittelwert Dichte	420,0 kg/m ³
Scheibenschubfestigkeit	5,0 N/mm ²
Torsionsfestigkeit	2,5 N/mm ²

1.3 Querschnittswerte

D_x	4,18E5 N/mm
D_y	9,13E5 N/mm
D_{xy}	6,937E4 N/mm



3 Schnittgrößen, Bemessungsfaktoren und Ergebnisse

Schubkraft pro Einheitslänge $n_{xy,d} = 210,0 \text{ kN/m}$
Modifikationsbeiwert $k_{mod} = 1,1$
Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_M = 1,0$

Mechanismus I - Schub	100,5 %
Mechanismus II - Torsion	38,2 %
Mechanismus I - Schub angelehnt an ETA-09/0036	100,5 %
Mechanismus II - Torsion angelehnt an ETA-08/0242	38,2 %

2 Berechnungsprotokoll des verwendeten Mauersteins

Projekt: <input type="text" value="LS1101_Erdbeben_Vergleichsr."/> Bauteil: <input type="text" value="Wand 4x, Erdgeschoss"/>	Datum: <input type="text" value="20.04.2011"/> Bearb.: <input type="text" value="Ringhofer"/>	 Version 2.3 06-2010
Bemessungswert des VERTIKALEN TRAGWIDERSTANDS von Mauerwerk nach ÖNORM EN 1996-3 (2006-07-01) und ÖNORM B 1996-3 (2009-03-01)		
!!! WARNHINWEIS: Für die Richtigkeit der verwendeten Daten und Ergebnisse kann von der Wienerberger Ziegelindustrie GmbH keinerlei Haftung übernommen werden! !!!		
<div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;"> <p>Wienerberger Ziegel</p> <p>POROTHERM 38 N+F</p> </div> <div style="width: 45%;"> <p>Steindruckfestigkeit</p> <p>$f_b^- = 10,0 \text{ N/mm}^2$</p> </div> </div> <div style="border: 1px solid gray; border-radius: 10px; padding: 5px; margin-top: 10px; width: fit-content; margin-left: auto;"> <p style="font-size: small; color: blue;">Die Steindruckfestigkeit entnehmen Sie bitte unseren aktuellen Unterlagen!</p> </div>		
<p>Mauermörtel Mörtelklasse</p> <p>Normalmörtel M10 (Mörtel nach Eignungsprüfung)</p>		<p>Wandhöhe [m]</p> <p>$h = 2,80 \text{ m}$</p>
		<p>Wandlänge [m]</p> <p>$l = 1,00 \text{ m}$</p>
<p>Geschosstyp</p> <p>Erdgeschoss in Gebäude mit Gesamthöhe des Gebäudes > 7,0 m und ≤ 20,0 m</p>		
<p>Wandtyp</p> <p>Innenwand</p>		
<p>Deckensystem</p> <p>Durchlaufsystem</p>		<p>Deckenstützweite [m]</p> <p>$l_f = 3,75 \text{ m}$</p>
<p>Wand-Decken-Knoten</p> <p>Wand als Zwischenauflager, oben und unten eingespannt durch Stahl- oder Spannbetondecke mit Auflagertiefe ≥ 2/3 t</p> <p>Anmerkung: Die aussteifende Wirkung von vertikal gehaltenen Rändern wird von diesem Programm nicht berücksichtigt.</p>		
<p>Daten Ziegel</p> <p>Abmessungen (B x L x H cm): 38,0 x 25,0 x 23,8</p> <p>Mauersteingruppe: 2</p> <p>Beiwert K: $K = 0,55$</p> <p>Korrekturfaktor: $\delta = 1,14$</p> <p>Steindruckfestigkeit: $f_b^- = 10,0 \text{ N/mm}^2$</p> <p>Druckfestigkeit normiert: $f_b = 11,4 \text{ N/mm}^2$</p> <p>max. in Rechnung zu stellen: $f_b = 11,4 \text{ N/mm}^2$</p> <p>Mauerwerksdruckfestigkeit</p> <p>char. Mauerwerksfestigkeit: $f_k = 4,75 \text{ N/mm}^2$</p> <p>Verbandsmauerwerk mit NM: nein → 0% Abminderung</p> <p>Pfeilerquerschnitt: nein → 0% Abminderung</p> <p>max. in Rechnung zu stellen: $f_k = 4,75 \text{ N/mm}^2$</p> <p>Teilsicherheitsbeiwert Material: $\gamma_M = 2,00$</p> <p>Bemessungswert: $f_d = 2,38 \text{ N/mm}^2$</p> <p>Daten Decke</p> <p>System / Knoten: Typ D-1ax ZE</p> <p>Abminderungsfaktor: $\rho_2 = 0,75$</p> <p>Deckenstützweite: $l_f = 3,75 \text{ m}$</p> <p>Faktor Deckenstützweite: 0,7</p> <p>effektive Deckenstützweite: $l_{f,ef} = 2,63 \text{ m}$</p>	<p>Daten Mauermörtel</p> <p>Mauermörtel / Mörtelklasse: Typ NM M10</p> <p>Exponent α: $\alpha = 0,65$</p> <p>Exponent β: $\beta = 0,25$</p> <p>Mörtelfestigkeit: $f_m = 10,0 \text{ N/mm}^2$</p> <p>max. in Rechnung zu stellen: $f_m = 10,0 \text{ N/mm}^2$</p> <p>Daten Wand</p> <p>Wandtyp: Typ IW</p> <p>Wandhöhe (Rohbaulichte): $h = 2,80 \text{ m}$</p> <p>Knicklänge: $h_{ef} = 2,10 \text{ m}$</p> <p>Wanddicke: $t = 0,38 \text{ m}$</p> <p>Wandlänge: $l = 1,00 \text{ m}$</p> <p>Querschnittsfläche: $A = 0,38 \text{ m}^2$</p> <p>Abminderungsbeiwert 1: $\Phi_s = 0,816$</p> <p>Abminderungsbeiwert 2: $\Phi_s = -$</p> <p>Abminderungsbeiwert 3: $\Phi_s = -$</p> <p>maßgeb. Abminderungsbeiwert: $\Phi_s = 0,816$</p>	
<p>Bemessungswert des vertikalen Tragwiderstands</p> <div style="border: 2px solid red; padding: 10px; display: inline-block; font-size: large; font-weight: bold; color: red;"> $N_{Rd} = 737,1 \text{ kN}$ </div>		

Literaturverzeichnis

1 Normen

- [1] ÖNORM EN 1990:2003-03-01
Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung
- [2] ÖNORM EN 1991-1-1:2003-03-01
Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewichte, Nutzlasten im Hochbau
- [3] ÖNORM B 1991-1-1:2006-01-01
Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewichte, Nutzlasten im Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-1 und nationale Ergänzungen
- [4] ÖNORM EN 1991-1-3:2005-08-01
Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten
- [5] ÖNORM B 1991-1-3:2006-04-01
Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-3 und nationale Ergänzungen
- [6] ÖNORM EN 1991-1-4:2005-11-01
Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten
- [7] ÖNORM B 1991-1-4:2009-04-15
Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-4 und nationale Ergänzungen

- [8] ÖNORM EN 1992-1-1:2009-07-01
Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
- [9] ÖNORM B 1992-1-1:2007-02-01
Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau - Nationale
Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1, nationale Erläuterungen und na-
tionale Ergänzungen
- [10] ÖNORM EN 1995-1-1:2009-07-01
Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allge-
meine Regeln und Regeln für den Hochbau
- [11] ÖNORM B 1995-1-1:2010-10-19
Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allge-
meines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau - Nationale Fest-
legungen, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen zur
ÖNORM EN 1995-1-1
- [12] ÖNORM EN 1995-1-2:2006-10-21
Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-2: Allge-
meine Regeln - Bemessung für den Brandfall (konsolidierte Fassung)
- [13] ÖNORM B 1995-1-2:2008-12-01
Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-2: Allge-
meine Regeln - Bemessung für den Brandfall - Nationale Festlegungen, na-
tionale Erläuterungen und nationale Ergänzungen zur ÖNORM EN 1995-
1-2
- [14] ÖNORM EN 1996-1-1:2009-11-15
Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine
Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk
- [15] ÖNORM B 1996-1-1:2009-03-01
Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine
Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk - Nationale Festlegun-
gen zur ÖNORM EN 1996-1-1
- [16] ÖNORM EN 1996-3:2009-12-01
Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 3: Vereinfachte
Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten
- [17] ÖNORM B 1996-3:2009-03-01
Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 3: Vereinfachte
Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten - Nationale
Festlegungen zur ÖNORM EN 1996-3

- [18] ÖNORM EN 1998-1:2005-06-01
Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten
- [19] ÖNORM B 1998-1:2006-07-01
Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-1 und nationale Erläuterungen
- [20] DIN 1045-1:2001-07-01
Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion

2 Bücher/Dissertationen/Abschlussarbeiten

- [21] Bachmann H.
Erdbebensicherung von Bauwerken
Birkhäuser, ISBN: 3-7643-6941-8
- [22] Flesch, R.
Erdbebenlasten Eurocode 8 - Praxisbeispiel Hochbau aus Stahlbeton
1. Auflage 2008
Austrian Standarts Plus GmbH, ISBN: 978-3-85402-110-0
- [23] Flesch, R.
Erdbebenlasten Eurocode 8 - Praxisbeispiel Hochbau aus Mauerwerk
1. Auflage 2008
Austrian Standarts Plus GmbH, ISBN: 978-3-85402-112-4
- [24] Schickhofer, G.; et al.
BSPhandbuch | Holz-Massivbauweise in Brettsperrholz
2. Auflage 2010
Verlag der Technischen Universität Graz, ISBN: 978-3-85125-109-8
- [25] Ringhofer, A.
Erdbebennormung in Europa und deren Anwendung auf Wohnbauten in Holz-Massivbauweise
Masterarbeit, TU Graz, 2010
- [26] Meisel, A.
Historische Dachstühle | Tragsysteme, Bestandserfassung, statische Analyse und Sanierung mit flächenhaften Holzwerkstoffen
Diplomarbeit, TU Graz, 2009
- [27] Flatscher, G.
Außergewöhnliche Einwirkung „Erdbeben“ | Überlegungen zur versuchs-

technischen Erfassung der Verbindungstechnik im Holz-Massivbau
Masterarbeit, TU Graz, 2010

- [28] Huber, K.
Vorbemessung im Betonbau
Diplomarbeit, TU Graz, 2007

3 Berichte/Skripten/Präsentationen

- [29] Schweizer Erdbebendienst
Seismologische Analyse der jüngsten Erdbebenkatastrophen in Neuseeland
und Japan: 10 Rückschlüsse für die Schweiz
Präsentation an der ETH Zürich; 17. März 2011
- [30] Ceccotti, A.
New Technologies for Construction of Medium-Rise Buildings in Seismic Re-
gions: The XLAM Case
Structural Engineering International, Vol. 18, Nr. 2, 2008
- [31] Jung, P.; et al.
Erdbebengerechte, mehrgeschossige Holzbauten
Technische Dokumentation der Lignum, Holzwirtschaft Schweiz, Zürich
- [32] Pelliccione, M.
Ein Augenzeugenbericht
Beitrag in zuschnitt 36, 2009, proHolz Austria, ISBN: 978-3-902320-71-1
- [33] Guttmann, E.
Lösungen mit Zukunft
Beitrag in zuschnitt 36, 2009, proHolz Austria, ISBN: 978-3-902320-71-1

4 Zulassungen/Produktinformationen

- [34] Qualitätsverbinder für Holzkonstruktionen
charakteristische Werte nach EC5 und DIN 1052
SIMPSON STRONG-TIE-C-DE-2010/11
- [35] Technische Produktinformationen für Bewehrungsstahl
ALPENLÄNDISCHE VEREDELUNGSINDUSTRIE (AVI)
[http://www.avi.at/admin/untermenuue/pdf/6/
20070828024806AVI_Info_2007i_DE%28deutsch%29_20070828.pdf](http://www.avi.at/admin/untermenuue/pdf/6/20070828024806AVI_Info_2007i_DE%28deutsch%29_20070828.pdf)
- [36] Technische Produktinformationen und Berechnungshilfen
WIENERBERGER ZIEGELINDUSTRIE GMBH
<http://www.wienerberger.at/downloads-service-und-infomaterial/down->

loads

5 Internet

- [37] <http://www.zeit.de/gesellschaft/zeitgeschehen/2011-03/japan-tsunami-warnung> | 15.04.2011
- [38] http://en.wikipedia.org/wiki/Modified_Mercalli_intensity | 15.04.2011
- [39] <http://www.stuff.co.nz/national/christchurch-earthquake/photos> | 16.04.2011
- [40] <http://www.kleinezeitung.at/nachrichten/chronik/2714378/vergessene-stadt.story> | 16.04.2011
- [41] <http://www.binderholz.com/referenzen/brettsperrholz-bbs/wohnanlagen/wohnanlage-laquila-1.html> | 16.04.2011

