



DIPLOMARBEIT Master Thesis

Seismische Fuge

Am Beispiel eines Bürogebäudes aus Stahlbeton

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

unter der Leitung von

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

und

Univ.Ass. Dipl.-Ing. Michael Höflinger

E 206

Institut für Hochbau und Technologie

Forschungsbereich für Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Lukas Habicher

0627147

Mollardgasse 38

1060 Wien

Wien, am 30.05.2014

.....

Danksagung

Ich möchte mich bei meiner ganzen Familie bedanken und ganz besonders bei meinen Eltern Erich und Adelheid, die mir mein Studium an der Technischen Universität Wien ermöglichten und immer für mich da waren.

Mein Dank gilt auch Herrn Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Kolbitsch, dessen Themenvorschläge und Anregungen für das gute Gelingen dieser Arbeit von großer Bedeutung waren, und meinem betreuenden Assistenten Dipl.-Ing. Michael Höflinger, der durch seine Erfahrung und Kompetenz einen wichtigen und zielführenden Beitrag leistete.

Ein großes Dankeschön gebührt auch all meinen Freunden, die meine Zeit hier in Wien zu einem unvergesslichen und spannenden Lebensabschnitt machten.

Zu guter Letzt möchte ich mich bei meiner allerliebsten Freundin Maja bedanken, die in den letzten Jahren eine große Unterstützung für mich war und durch ihre positive Art eine enorme Bereicherung darstellte.

Kurzfassung

Obwohl sich Österreich global gesehen in einem Gebiet mit geringer Seismizität befindet, ist die Gefährdung durch Erdbeben keinesfalls zu vernachlässigen. In der Vergangenheit wurden bereits einige schadensverursachende Erdbeben beobachtet, die zum Teil erhebliche Folgekosten verursachten. Das verdeutlicht, dass die Erdbebengefährdung auch in Österreich ein wichtiges Thema bei der Berechnung der Tragwerkssicherheit darstellt. Ein wesentlicher Aspekt für die Erdbebensicherheit ist der Abstand zwischen zwei benachbarten Gebäuden.

In der vorliegenden Diplomarbeit wird die seismische Fuge nach ÖNORM EN 1998-1 für ein fünfstöckiges Bürogebäude aus Stahlbeton dimensioniert. Ziel ist es aufzuzeigen, welchen Einfluss das Berechnungsverfahren und das Aussteifungssystem auf die Ermittlung der seismischen Fugenbreite haben. Dabei wird sowohl der ungerissene Zustand I berücksichtigt als auch der gerissene Zustand II. Für die Ermittlung der horizontalen Verschiebungen kommen das vereinfachte Antwortspektrenverfahren und eine räumliche Finite-Elemente-Berechnung zur Anwendung. Zudem wird bei der nachfolgenden Parameterstudie untersucht, wie sich Verhaltensbeiwert, Seismizität und Überlagerungsmethode auf die Fugenbreite auswirken.

Abstract

Even though Austria is located in a area with low seismicity, the danger of earthquakes can not be neglected. Several destructive earthquakes have already been observed in the past, which in turn induced considerable damage costs. This argues why in Austria seismic hazard should be considered an important issue in structural safety calculations. One of the essential aspects of earthquake safety is the separation distance between two adjacent buildings.

In the present thesis the seismic joint is calculated in accordance with ÖNORM EN 1998-1 for a five-storey reinforced concrete building. The goal is to show how the calculation method and the bracing system influence the determination of seismic joint width. In the process, both the uncracked state I and the cracked state II are taken into consideration. Simplified response spectrum method and a spatial finite element calculation are used to determine the horizontal displacements. In addition, a parameter study examines how the ductility, seismicity and combination rule affect the joint width.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung.....	1
2	Fugen im Hochbau	2
2.1	Starre Fugen	2
2.1.1	Arbeitsfugen.....	3
2.1.2	Scheinfugen	3
2.2	Bewegungsfugen	3
2.2.1	Gebäudetrennfugen	4
3	Skelettbauweise und Aussteifungssysteme	7
3.1	Skelettbauweise	7
3.1.1	Vorteile der Skelettbauweise	8
3.1.2	Einwirkungen auf das Bauwerk	8
3.1.3	Abtragung von Lasten	9
3.2	Aussteifungssystem - Tragwandsystem	10
3.2.1	Grundrissformen und Scheibenstabilisierung	10
3.3	Gestaltung im Aufriss	12
3.4	Foundation der Tragwände	12
4	„Pounding“- Effekt	13
4.1	Einteilung möglicher „Pounding“- Fälle.....	14
4.2	Analytische Modelle	15
4.2.1	Kontaktelemente	15
4.2.2	Decken-Stützen Zusammenstoß.....	18
4.2.3	Rechenmodelle	19
5	Seismische Fuge.....	22
5.1	Berechnung der seismischen Fuge nach ÖNORM EN 1998-1:2010	24
5.2	„Double Difference Combination“ (DDC)-Regel.....	25
6	Weitere Methoden um „Pounding“- Schäden zu verhindern	30
6.1	Methoden, die den Zusammenprall verhindern bzw. abschwächen.....	30
6.2	Methoden, die „pounding“ erlauben aber in der Auslegung der Tragwerke mitberücksichtigen.....	31

6.3	Methoden, die zwei benachbarte Gebäude durch zusätzliche Vorrichtungen miteinander verbinden	33
7	Seismische Einwirkung	34
7.1	Arten von Erdbeben	34
7.2	Ausbreitung von Erdbebenwellen	35
7.2.1	Raumwellen	36
7.2.2	Oberflächenwellen	36
7.3	Merkmale und Kenngrößen von Erdbeben	37
7.3.1	Epizentrum und Hypozentrum	37
7.3.2	Erdbebenskalen	38
8	Ermittlung der horizontalen Verschiebungen für das Gebäudemodell 01	40
8.1	Geometrie	40
8.2	Material	42
8.2.1	Beton	42
8.2.2	Bewehrungsstahl	43
8.3	Lasten	43
8.3.1	Lastaufstellung	43
8.4	Kombinationsregel	44
8.5	Massenermittlung	45
8.6	Regelmäßigkeitskriterien	47
8.6.1	Regelmäßigkeitskriterien für den Grundriss	47
8.6.2	Regelmäßigkeitskriterien für den Aufriss	49
8.7	Erdbebeneinwirkung	51
8.7.1	Baugrundbeschreibung	51
8.7.2	Bestimmung der seismischen Einwirkung	52
8.8	Duktilität	52
8.9	Bemessungsspektrum	53
8.10	Modellbildung für das vereinfachte Antwortspektrenverfahren	55
8.10.1	Trennung der orthogonalen Richtungen	55
8.10.2	Ersatzstabmodell	55
8.10.3	Steifigkeit der Tragelemente	57

8.10.4	Gebüdemassen.....	57
8.10.5	Baugrund	58
8.11	Vereinfachtes Antwortspektrenverfahren.....	58
8.11.1	Geometrische Kenndaten.....	58
8.11.2	Berechnung der Eigenfrequenzen.....	60
8.11.3	Ermittlung der horizontalen Erdbebenersatzkräfte.....	64
8.11.4	Verformungen VASV	67
8.12	Räumliches Finite-Elemente-Modell.....	69
8.12.1	Modellbildung.....	69
8.12.2	Eigenfrequenzen und Modalbeiträge.....	69
8.12.3	Torsion.....	71
8.12.4	Überlagerung der modalen Verformungen	72
8.12.5	Berechnungsergebnisse.....	72
8.12.6	Verformungen FEM-Modell	75
9	Seismische Fuge für Gebäudemodell 01	77
9.1	Benachbarte Gebäude in Längsrichtung	77
9.2	Benachbarte Gebäude L-Anordnung.....	78
9.3	Abstand zur Eigentumsgrenze in Längsrichtung	79
10	Ermittlung der horizontalen Verschiebungen für das Gebäudemodell 02	81
10.1	Geometrie	81
10.2	Materialien und Lastannahmen.....	83
10.3	Geometrische Kenndaten für die Beurteilung der konstruktiven Regelmäßigkeit	83
10.4	Kriterien für konstruktive Regelmäßigkeit.....	91
10.4.1	Kriterien für Regelmäßigkeit im Grundriss.....	91
10.4.2	Kriterien für Regelmäßigkeit im Aufriss	92
10.4.3	Schlussfolgerung.....	92
10.5	Erdbebeneinwirkung und Duktilität	92
10.6	Räumliches Finite-Elemente-Modell.....	93
10.6.1	Modellbildung.....	93
10.6.2	Eigenfrequenzen und Modalbeiträge.....	93
10.6.3	Berechnungsergebnisse.....	95

10.6.4	Verformungen	97
11	Seismische Fuge für Gebäudemodell 02.....	101
11.1	Benachbarte Gebäude in Längsrichtung	101
11.2	Benachbarte Gebäude L-Anordnung.....	102
11.3	Benachbarte Gebäude mit unterschiedlichen Aussteifungssystemen.....	103
11.4	Abstand zur Eigentumsgrenze in Längsrichtung bei Gebäuden mit unterschiedlichen Aussteifungssystemen	104
12	Parameterstudie	106
12.1	Verhaltensbeiwert	106
12.1.1	Berechnung der Verschiebungen für $q=3$	106
12.2	Seismizität.....	107
12.2.1	Bestimmung der seismischen Einwirkung	108
12.2.2	Berechnung der Verschiebungen	108
12.2.3	Berechnung der seismischen Fugenbreite in Abhängigkeit der Seismizität	110
12.3	Vergleich der Berechnungsmethoden für die Ermittlung der seismischen Fugenbreite	111
13	Zusammenfassung.....	114
14	Anhang.....	116
14.1	Abbildungsverzeichnis	116
14.2	Tabellenverzeichnis	119
15	Literaturverzeichnis	121

1 Einleitung

In Österreich hat es in der Vergangenheit immer wieder stärkere Erdbeben gegeben, welche die Menschen in Angst und Schrecken versetzten. Das jüngste dieser Erdbeben ereignete sich am Vormittag des 16. Aprils 1972 in Seebenstein, im südlichen Teil des Wiener Beckens. Bei diesem Beben waren zwar keine Todesopfer zu beklagen, dennoch verursachte das Beben im Stadtgebiet Wien einen erheblichen Sachschaden. Statistisch gesehen kann sich in Österreich alle 15 Jahre ein Erdbeben mit einer Epizentralintensität von mindestens 7° und alle 75 Jahre ein Erdbeben mit der Intensität von 8° ereignen [1]. Das zeigt, wie wichtig es ist, dass Bauwerke in Österreich erdbebensicher ausgeführt werden.

Ein wichtiger Aspekt des erdbebensicheren Bauens ist der Abstand zwischen zwei benachbarten Gebäuden. In dicht besiedelten Städten wird häufig ein zu geringer Abstand gewählt, was dazu führt, dass bei starken Erdbeben Gebäude bzw. Gebäudekomplexe zusammenstoßen. Dieser Effekt wird „Pounding“-Effekt genannt. Erkundungsmissionen nach starken Erdbeben zeigten, dass größere Gebäudeschäden häufig auf „Pounding“-Vorgänge zurückzuführen sind. Beim Erdbeben am 19. September 1985 in Mexico City wurde bei 20 % bis 30 % der stark beschädigten Gebäude als Schadensursache der „Pounding“-Effekt genannt.

Es gibt mehrere Möglichkeiten, „Pounding“-Schäden zu vermeiden. Eine davon und Hauptaugenmerk dieser Diplomarbeit ist die seismische Fuge.

Im Rahmen dieser Diplomarbeit wird am Beispiel eines mehrstöckigen Bürogebäudes die seismische Fugenbreite nach ÖNORM EN 1998-1:2010 ermittelt. Dabei kommen sowohl unterschiedliche Berechnungsmethoden als auch Aussteifungssysteme zur Anwendung. Zusätzlich wird eine Parameterstudie durchgeführt, um zu zeigen, welchen Einfluss der Verhaltensbeiwert, die Seismizität und die Überlagerungsmethode auf die Berechnung der Fugenbreite haben.

Begonnen wird die Diplomarbeit mit einem Überblick über die Fugenkonstruktionen im Hochbau. Vor der genaueren Betrachtung der seismischen Fuge wird die Skelettbauweise erläutert und mögliche Aussteifungssysteme werden aufgezeigt.

2 Fugen im Hochbau

Das erste Kapitel bietet einen Überblick über die gängigen Fugenkonstruktionen im Hochbau. Bewegungsfugen und starre Fugen werden genauer erläutert und anschließend wird im Speziellen auf die Gebäudetrennfugen eingegangen.

Generell entstehen Fugen im Hochbau dort, wo zwei Bauteile aneinander stoßen. Im Betonbau kann es aufgrund von Zwangsbeanspruchungen infolge von Temperaturänderungen und Schwindvorgängen zu Zugspannungen im Beton kommen. Wird die Zugfestigkeit des Betons überschritten, kommt es zu Rissbildungen. Um solche Schadensfälle zu vermeiden, werden Fugen angeordnet, um die Verformungen der angrenzenden Bauteile auf einen definierten Bereich zu konzentrieren. Nur so ist es möglich eine zwängungs- und zerstörungsfreie gegenseitige Bewegung zweier Bauteile im Stahlbetonbau zu ermöglichen.

Fugen werden aber auch verwendet, um größere Gebäudekomplexe in kleinere unabhängige Gebäudeabschnitte aufzuteilen. Durch die Aufteilung wird ein günstigeres Schwingungsverhalten unter Erdbebeneinwirkung erzielt und Zwangsbeanspruchungen werden aufgrund von Setzungsunterschieden vermieden. Eine mögliche Einteilung der Fugen im Hochbau ist in Abbildung 1 zu sehen [2]:

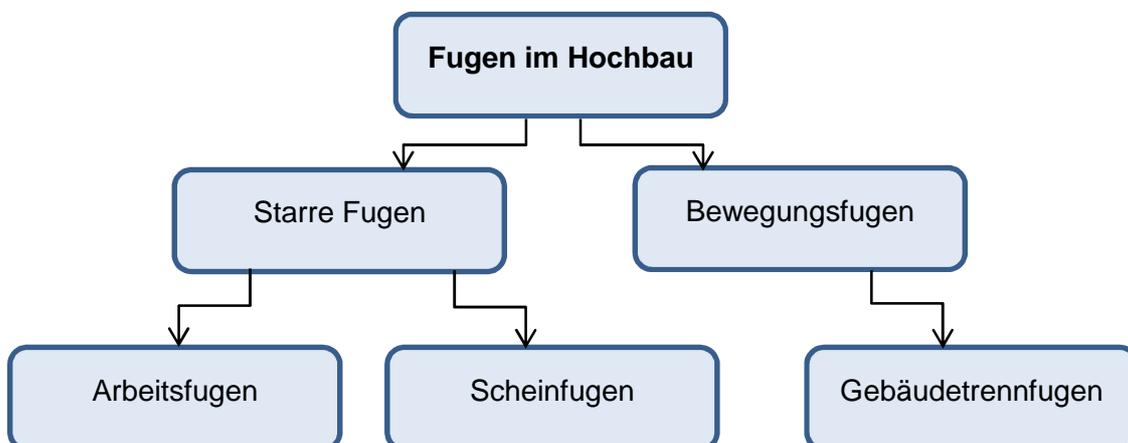


Abbildung 1: Mögliche Einteilung der Fugen im Hochbau nach [2]

2.1 Starre Fugen

Zu den starren Fugen gehören die Arbeitsfugen und die Scheinfugen. Bei starren Fugen werden die Bauteile nicht wirklich voneinander getrennt, sondern bleiben monolithisch verbunden. Starre Fugen müssen in der Lage sein zumindest in eine Richtung Kräfte zu übertragen und werden daher nicht mit Dichtstoffen verschlossen.

2.1.1 Arbeitsfugen

Da bei den meisten Bauwerken aus Stahlbeton die Herstellung nicht in einem Arbeitsgang erfolgt, werden zwischen den einzelnen Bauabschnitten Arbeitsfugen angeordnet. Bei Arbeitsfugen spricht man zwar von Fugen, es handelt sich aber im Grunde um „Nähte“ die eine lokale Inhomogenität im Material darstellen [3]. Mit Statikern ist abzuklären, wo die Fugen angeordnet werden, damit auftretende Beanspruchungen im Nachhinein von den Fugen auch aufgenommen werden können. Es sollte auch der Herstellungsprozess mitberücksichtigt werden, da durch die geschickte Anordnung der Fugen das Einschalen und Einbringen des Betons erheblich erleichtert wird. Beim Betonieren ist zu beachten, dass die Arbeitsfuge frei von Verunreinigungen ist, damit ein guter Zusammenhalt der Schichten gewährleistet ist [4].

2.1.2 Scheinfugen

Scheinfugen sind Sollbruchstellen, die durch eine gezielte Querschnittsschwächung, meist bei Zementestrichfeldern, hergestellt werden. Scheinfugen werden angeordnet, um eine unkontrollierte Rissbildung zu vermeiden. Fugen, die hauptsächlich dazu dienen Verformungen während der Bauherstellung aufzunehmen, nennt man Schwindfugen. Diese können nachträglich auch vergossen werden. In diesem Fall spricht man aber eher von Arbeitsfugen [3].

Scheinfugen kommen nicht nur bei der Herstellung von Bodenplatten zum Einsatz. Um ein kontrolliertes Versagen bei einer außergewöhnlichen Belastung (z.B. Erdbeben) zu erreichen, wird die Methode der Querschnittsschwächung auch bei lastabtragenden Bauteilen verwendet. Durch die Sollbruchstelle kann man eine gezielte Energiedissipation erzwingen und so einen möglichen Kollaps des gesamten Bauwerks verhindern.

2.2 **Bewegungsfugen**

Im Gegensatz zu Arbeitsfugen und Scheinfugen werden bei Bewegungsfugen Bauteile tatsächlich voneinander getrennt [3]. Treten Bewegungen in verschiedene Richtungen immer wieder auf, dann können die Verformungen auf die Fuge konzentriert werden und somit Zwänge und Rissbildungen vermieden werden. Es muss aber auch erwähnt werden, dass es in den letzten Jahrzehnten immer wieder zu Schadensfällen in den Fugenbereichen gekommen ist. Die Ursache dafür lag meist nicht nur in der falschen Wahl der Fugenkonstruktion, sondern in der schlechten Herstellungsqualität während der Bauausführung, verursacht durch übertriebenen Zeitdruck. Deshalb sollte man stets überprüfen, ob es möglich ist auf die Ausbildung einer Fuge zu verzichten bzw. sollte man versuchen, die Fugenanzahl so gering als möglich zu halten [5].

Wird durch die inneren Zwangskräfte die Tragfähigkeit oder die Gebrauchstauglichkeit eines Gebäudes beeinträchtigt, ist die Anordnung einer Bewegungsfuge unumgänglich. Die Fugenposition muss so gewählt werden, dass auftretende Zwangsspannungen gleichmäßig abgebaut werden. Je nach Aussteifungssystem sind verschiedene Anordnungen von Fugen möglich. In Abbildung 2 werden drei mögliche Fugenpositionen aufgezeigt, um zwei Aussteifungskerne voneinander zu trennen.

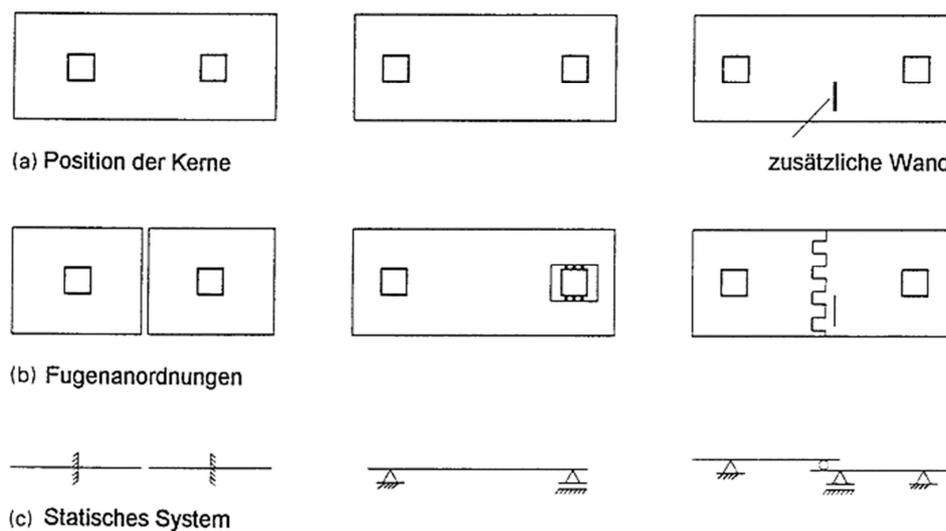


Abbildung 2: Mögliche Anordnungen für eine horizontale Bewegungsfuge aus [5]

Durch Einwirkungen wie Temperaturänderungen, Kriechen und Schwinden kann es bei ausgedehnten Bauteilen zu großen Verformungen und im schlechtesten Fall auch zu Rissbildungen im Beton kommen. In den oben angeführten Abbildungen entstehen durch die zwei aussteifenden Kerne große Zwangsspannungen in der Deckenplatte. Damit diese Spannungen abgebaut werden können, wird eine Bewegungsfuge zwischen den Kernen angeordnet. Dank der Fuge kann sich die Deckenplatte in horizontaler Richtung frei bewegen und eine unkontrollierte Rissbildung in der Decke wird vermieden. Wenn das Bauwerk durch die Fuge in zwei unabhängige Teilsysteme aufgeteilt wird, wie man im ersten Bild von Abbildung 2 erkennen kann, spricht man auch von einer Gebäudetrennfuge.

2.2.1 Gebäudetrennfugen

Die Gebäudetrennfuge gehört zur Gruppe der Bewegungsfugen. Dabei handelt es sich um vertikale Fugen, die über das gesamte Gebäude hindurch laufen und größere Gebäude in kleinere unabhängige Gebäudeteile aufteilen. Die drei hauptsächlichen Zwecke von Gebäudetrennfugen sind [6]:

- Vermeidung oder Reduktion von Zwangsbeanspruchungen in horizontalen Bauteilen infolge von Temperaturänderungen, Schwinden, Vorspannung usw.

- Reduktion von Zwangsbeanspruchung infolge Setzungsunterschiede bei verschiedenen hohen Belastungen der Gründungsebene bzw. aufgrund verschiedener Böden im Untergrund.
- Reduktion der Beanspruchung durch Erzielung eines günstigen Schwingungsverhaltens unter Erdbebeneinwirkung

Während bei den ersten zwei oben genannten Punkten versucht wird die Gebrauchstauglichkeit der Decken und Wände sicherzustellen soll bei Punkt drei eine Verbesserung der Tragsicherheit unter Erdbebeneinwirkung erzielt werden.

Durch die Aufteilung des Tragwerks in einzelne schlanke Abschnitte kann das Schwingungsverhalten unter Erdbebeneinwirkung erheblich verbessert werden (siehe dazu Abbildung 3). Voraussetzung dafür ist, dass jeder Abschnitt für sich in der Lage ist alle vertikalen und horizontalen Belastungen aufzunehmen. Bei ungleichem Schwingungsverhalten der benachbarten Gebäude kann es während eines Erdbebens auch zum Zusammenprall der Gebäude kommen [6]. Um diesen sogenannten „Pounding“- Effekt zu vermeiden muss die Fuge zwischen den Gebäuden bzw. Gebäudeteilen ausreichend breit dimensioniert sein. In diesem Zusammenhang kann man bei einer „Gebäudetrennfuge“ auch von einer „seismischen Fuge“ sprechen. Die seismische Fuge ist eine der einfachsten und zielführendsten Methoden, um einen Zusammenprall zu verhindern. Ausführlicher wird dieses Thema noch in den Kapiteln 4 und 5 behandelt.

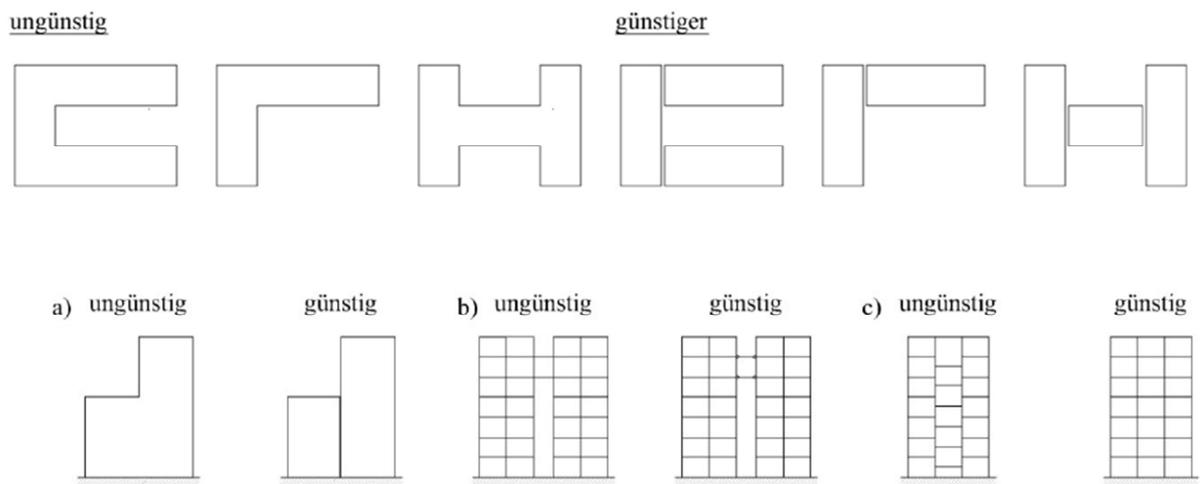


Abbildung 3: Aufteilung der Tragwerke in einzelne schlanke Abschnitte für ein verbessertes Schwingungsverhalten unter Erdbeben nach [6]

Wie schon erwähnt sollte bei Bewegungsfugen und insbesondere bei Gebäudetrennfugen stets überprüft werden, ob die Anordnung einer Fuge unbedingt erforderlich ist.

Eine Alternative zur Gebäudetrennfuge wäre zum Beispiel die Anordnung einer größeren Mindestbewehrung. Die Zwangsverformungen können dadurch auf viele dünne Risse in der Stahlbetondecke verteilt werden.

Einwirkungen auf Gebäudetrennfugen

Grundlage für Bemessung, Entwurf und konstruktive Durchbildung einer Gebäudetrennfuge sind die Einwirkungen. Je mehr Einwirkungen sich überlagern, umso komplexer wird die konstruktive Ausbildung. Generell unterscheidet man, ob Einwirkungen von innerhalb der Gebäudehülle auftreten oder von außen [6]. Einwirkungen innerhalb der Gebäudehülle sind Fugenbewegungen, Kräfte aus Fugenverdornung, mechanische Einwirkungen, chemische Einflüsse, Brand usw. Einwirkungen von außerhalb der Gebäudehülle sind Fugenbewegungen durch Erdbeben, Setzungen, Wasser, Temperaturen, Sonneneinstrahlung und Wind.

Entwurf von Gebäudetrennfugen

Gebäudetrennfugen beginnen oberhalb des Fundaments und werden durch sämtliche Bauteile bis an die Oberkante des Gebäudes durchgezogen. Bei der Anordnung der Gebäudetrennfuge sind folgende Grundsätze einzuhalten [6]:

- L- und T-förmige Grundrisse werden durch Fugen in rechtwinklige Grundrisse aufgeteilt, um das Schwingungsverhalten unter Erdbebeneinwirkung zu verbessern (siehe Abbildung 3).
- Hohe und schwere Gebäudeteile sind durch Gebäudetrennfugen von leichteren und niedrigeren Gebäudeteilen zu trennen, um Zwangsbeanspruchungen durch Setzungsunterschiede zu vermeiden (siehe Abbildung 3).
- Der Abstand zwischen den Fugen hängt von der vorhandenen Mindestbewehrung ab und vom Maß der Behinderung der horizontalen Längenänderung. Der Abstand kann je nach Gebäudetyp zwischen 10 m und 50 m variieren.
- Die Fugenbreite errechnet sich aus Fugenbewegung und Verformbarkeit der Fugendichtung.

In Erdbebenzonen werden deutlich breitere Gebäudetrennfugen benötigt, um einen Zusammenstoß von benachbarten Gebäuden zu verhindern. Ist die seismische Einwirkung maßgebend für die erforderliche Fugenbreite, dann spricht man von einer seismischen Fuge. Wie man die erforderliche Fugenbreite berechnet findet man im Kapitel 5.1.

3 Skelettbauweise und Aussteifungssysteme

Da es sich beim untersuchten Bürogebäude um einen Skelettbau handelt und auch die Fugenanordnung im Grundriss vom Tragsystem und Aussteifungssystem abhängig ist, wird das Tragverhalten der Skelettbauweise in diesem Kapitel genauer erläutert.

3.1 Skelettbauweise

Bei der Skelettbauweise werden horizontale und vertikale Lasten über das Tragskelett, bestehend aus stabartig horizontalen und vertikalen Tragelementen, an wenigen Stellen punktuell abgeleitet. Bei den Skelettbauten handelt es sich meistens um mehrgeschossige Bauwerke, die aus Stahlbeton oder Stahl hergestellt werden. Der Skelettbau stellt eine alternative zum klassischen Wandbau dar. Beim Wandbau sind die raumabschließenden Bauteile auch lastabtragend und die Kräfte können flächig und linear in den Baugrund abgeleitet werden [4]. Bei Skelettbauten können auch scheibenartige Wände aus Stahlbeton für die Abtragung horizontaler Einwirkungen verwendet werden (siehe Abbildung 4 b). „Skelettbauten mit solchen Tragwänden können auch als Tragwandsysteme bezeichnet werden“ [6].

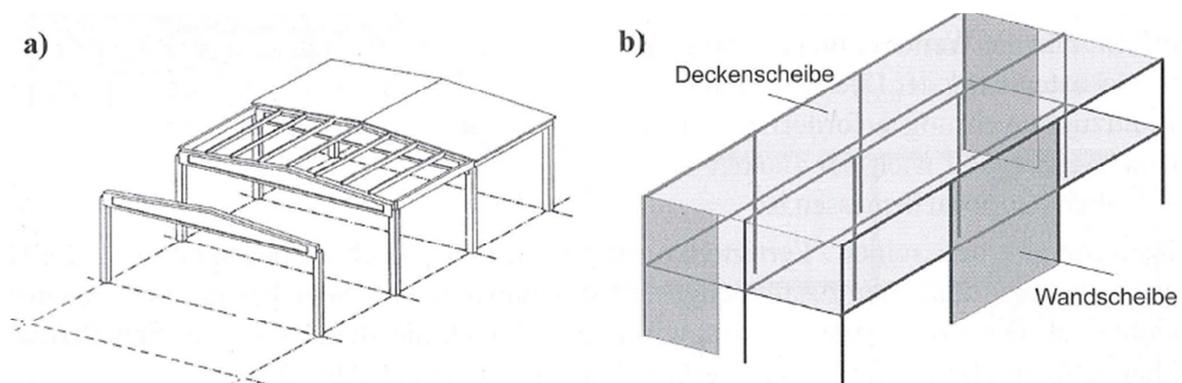


Abbildung 4: Tragwerkstabilisierung: a) Rahmenstabilisierung und b) Scheibenstabilisierung aus [7]

Neben dem Tragwandsystem gibt es noch Rahmensysteme und Mischsysteme. Bei Rahmensystemen werden die horizontalen Kräfte durch die biegesteife Verbindung von Trägern und Stützen in den Baugrund abgeleitet (siehe Abbildung 4 a). Demzufolge müssen bei Rahmensystemen die Stützen wesentlich stärker ausgebildet werden, da sie zusätzlich Querkräfte und Biegemomente aufnehmen. Rahmensysteme kommen daher meist bei Gebäuden mit nur wenigen Geschossen zum Einsatz [6]. Bei den gemischten Systemen werden für die horizontale Lastableitung Skelettbauten mit Wandbausystemen bzw. Rahmen mit Skelettbauten gemischt.

3.1.1 Vorteile der Skelettbauweise

Der größte Vorteil bei Skelettbauten ist die aufgrund des offenen Tragsystems frei aufteilbare Grundrissstruktur. Zudem garantiert diese Bauweise eine hohe Flexibilität und Variabilität auch noch während der Nutzung. Durch die schlanken Tragelemente und das verhältnismäßig geringe Eigengewicht ist eine maximale Nutzung der bebaubaren Fläche möglich. Ein weiterer nennenswerter Vorteil ist die kurze Bauzeit, die aufgrund des meist einheitlichen Rasters realisierbar ist [6]. Aufgrund dieser Vorteile kommt in der Praxis bei Hallen- und Geschossbauten meistens die Skelettbauweise zur Anwendung.

3.1.2 Einwirkungen auf das Bauwerk

Für eine wirtschaftliche Bemessung der tragenden Bauteile bedarf es einer sehr guten Kenntnis der auftretenden Einwirkungen. Dabei handelt es sich um Lasten, die meist durch die Erdanziehung verursacht werden und in den Baugrund abzuleiten sind [8]. Abgesehen von den Eigenlasten des Tragwerks und den ständigen Einwirkungen wie Auflast, Vorspannung, Erddruck oder Flüssigkeitsdruck, haben die meisten Einwirkungen stochastischen Charakter. In der ÖNORM EN 1991:2010 und ÖNORM EN 1998:2010 sind die anzusetzenden Lasten für die jeweiligen Bemessungssituationen geregelt und müssen nur noch mit den entsprechenden Sicherheitsfaktoren multipliziert werden.

Man kann Lasten nach der Dauer ihrer Einwirkung in drei Gruppen einteilen [8]:

- **Ständige Einwirkungen:** Sie sind die Eigengewichte der unveränderlichen Bauteile, sowohl der tragenden als auch der nichttragenden. Zu ihnen gehören Eigenlast, Vorspannung, Erddruck und ständiger Flüssigkeitsdruck.
- **Veränderliche Einwirkungen:** Sie sind die Verkehrslasten, hervorgerufen durch Benutzer, Einrichtung, Lagerstoffe usw. Zu ihnen gehören: Nutzlasten/Verkehrslasten, Schnee- und Eislasten, Windkräfte, Temperatureinwirkungen, Baugrundsetzungen und veränderlicher Flüssigkeitsdruck.
- **Außergewöhnliche Einwirkungen:** Treten nur sehr selten auf. Zu ihnen gehören: stoßartige Einwirkungen (Anpralllasten, Schwingungen, Brand, Explosion) und Erdbeben.

Von besonderem Interesse für die Dimensionierung der seismischen Fuge ist die Gruppe der außergewöhnlichen Einwirkungen. Erdbeben treten zwar nur sehr selten auf, aber wenn dann mit extremer Größe während nur kurzer Zeit. Primäres Ziel bei außergewöhnlichen Einwirkungen ist die Erhaltung der Tragfähigkeit von Gebäuden, anders gesagt der Einsturz des Gebäudes muss verhindert werden [6].

Bei Erdbeben handelt es sich um dynamische Beanspruchungen, bei denen das Tragwerk über die Bodenbeschleunigung zum Schwingen angeregt wird. Durch die Trägheitskräfte werden im Tragwerk horizontale Verformungen erzeugt, die als Grundlage für die Berechnung der seismischen Fugenbreite dienen.

3.1.3 Abtragung von Lasten

Lasten können auch nach der Richtung, in der sie wirken, kategorisiert werden. Dabei unterscheidet man zwischen vertikalen und horizontalen Lasten. Die Abtragung der Lasten kann ebenfalls in „Abtragung vertikaler Lasten“ und „Abtragung horizontaler Lasten“ aufgeteilt werden.

Abtragung vertikaler Lasten

Die Abtragung vertikaler Lasten erfolgt über [6]:

- Biege- und Schubbeanspruchung in Decken, Unterzügen, Trägern, Rahmenriegel und Rahmenstützen
- Druckbeanspruchung in Schwerlaststützen, Rahmenstützen und Tragwänden
- mehraxialer Zug- und Druckbeanspruchung in Knotenpunkten

Bei der Herstellung von Skelettbauwerken gibt es zwei Grundtypen bezüglich des Tragwerks für vertikale Lasten: stehende und abfangende Konstruktionen. Bei der stehenden Konstruktion verläuft das Stützenraster durch alle Geschosse hindurch. Das ist aus statischer und wirtschaftlicher Sicht zwar optimal, hat aber den Nachteil, dass es durch das einheitliche Rastersystem zu Nutzungseinschränkungen in einzelnen Geschossen kommen kann.

Bei der abfangenden Konstruktion kann durch eine Abfangdecke das Stützenraster verändert werden. Durch die große Belastung dieses Deckentyps sind die zu erwartenden Durchbiegungen und deren Folgen genauestens zu untersuchen.

Abtragung horizontaler Lasten

Die Abtragung der horizontalen Kräfte aus Wind, Erdbeben und Zwang erfolgt über [6]:

- Druck- und Zugbeanspruchung in den Deckenscheiben
- Biege- und Schubbeanspruchung in den Tragwänden oder in Rahmenstützen und Rahmenriegeln

In Abhängigkeit des gewählten Tragsystems unterscheidet man dabei zwischen:

- Tragwandsystemen
- Rahmensystemen

- Gemischten Tragwand- Rahmen-Systemen

Da bei dem untersuchten Bürogebäude ein Tragwandsystem für die Aussteifung verwendet wird, bezieht sich das nachfolgende Kapitel ausschließlich auf das Tragwandsystem.

3.2 Aussteifungssystem - Tragwandsystem

Eine Stabilisierung durch Scheiben ist besonders bei mehrgeschossigen Büro- und Wohngebäuden eine sehr wirtschaftliche Lösung. Bei Tragwandsystemen werden durch eine ausreichende Anzahl von horizontalen und vertikalen Scheiben alle auftretenden horizontalen Einwirkungen aufgenommen. Die Stützen werden nur zur vertikalen Lastabtragung herangezogen und wirken statisch wie Pendelstützen [7].

Die Tragwände sind vertikal in die Foundation bzw. ins Kellergeschoss eingespannte Kragträger. Durch die Verbindung der Geschosdecken mit den Tragwänden entsteht ein räumliches Tragsystem, welches in der Lage ist die horizontalen Einwirkungen abzuleiten (siehe Abbildung 5). Tragwandsysteme sind im Verhältnis zu anderen Aussteifungssystemen vergleichsweise steif und weisen demzufolge nur geringe horizontale Verformungen auf. Trotz der hohen Steifigkeit sind sie im Hinblick auf ein gutes Erdbebenverhalten duktil zu gestalten. Häufig werden Tragwände an den Außenseiten von Gebäuden angeordnet oder zu einem Kern zusammengefügt [6].

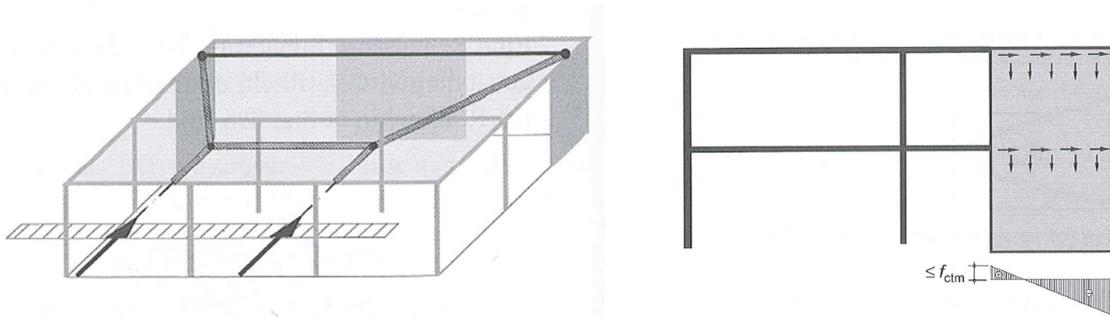


Abbildung 5: Ableitung von horizontalen Einwirkungen über die Geschosdecke und den vertikalen Wandscheiben aus [7]

3.2.1 Grundrissformen und Scheibenstabilisierung

Nach Baumgart [9] ist die Aussteifung des gesamten Gebäudes im Grunde wichtiger, als die Bemessung der einzelnen Bauteile, da bei Versagen der Aussteifung die Gesamtstabilität des Gebäudes betroffen ist.

Bei dem Tragwandsystem werden, wie oben beschrieben Scheiben für die Aussteifung herangezogen und in horizontaler und vertikaler Richtung angeordnet. Horizontale Scheiben dienen zur Stabilisierung und leiten die angreifenden horizontalen Lasten zu den Wänden bzw. lotrechten Scheiben weiter. Sie werden i. d. R. aus Stahlbeton hergestellt und müssen mit den vertikalen Scheiben kraftschlüssig verbunden sein [7]. Zudem muss kontrolliert

werden ob genügend Auflast aus den Geschosdecken vorhanden ist, damit bei horizontalen Einwirkungen die mittlere Zugfestigkeit nicht überschritten wird. Sonst darf nur eine abgeminderte Biegesteifigkeit für die Wand angesetzt werden, da sie sich nicht mehr im Zustand I befindet. Für eine ausreichende Stabilität sind mindestens drei vertikale aussteifende Wandscheiben erforderlich. Sie müssen alle über eine Deckenscheibe miteinander verbunden sein und die Wirkungslinien der Tragwände dürfen sich nicht in einem Punkt schneiden. Die Tragwände dürfen auch nicht parallel angeordnet werden, da Einwirkungen aus beiden Längsrichtungen aufzunehmen sind [7]. Es ist dabei zu bevorzugen die Wandscheiben an der Gebäudeaußenseite anzuordnen, damit größere Hebelarme gegen mögliche Verdrehungen des Gebäudes wirken (siehe Abbildung 6). Des Weiteren sollte der Abstand zwischen Schubmittelpunkt und Schwerpunkt möglichst klein sein, damit Verdrehungen aufgrund von Torsionsbeanspruchungen unbedeutend bleiben [8].

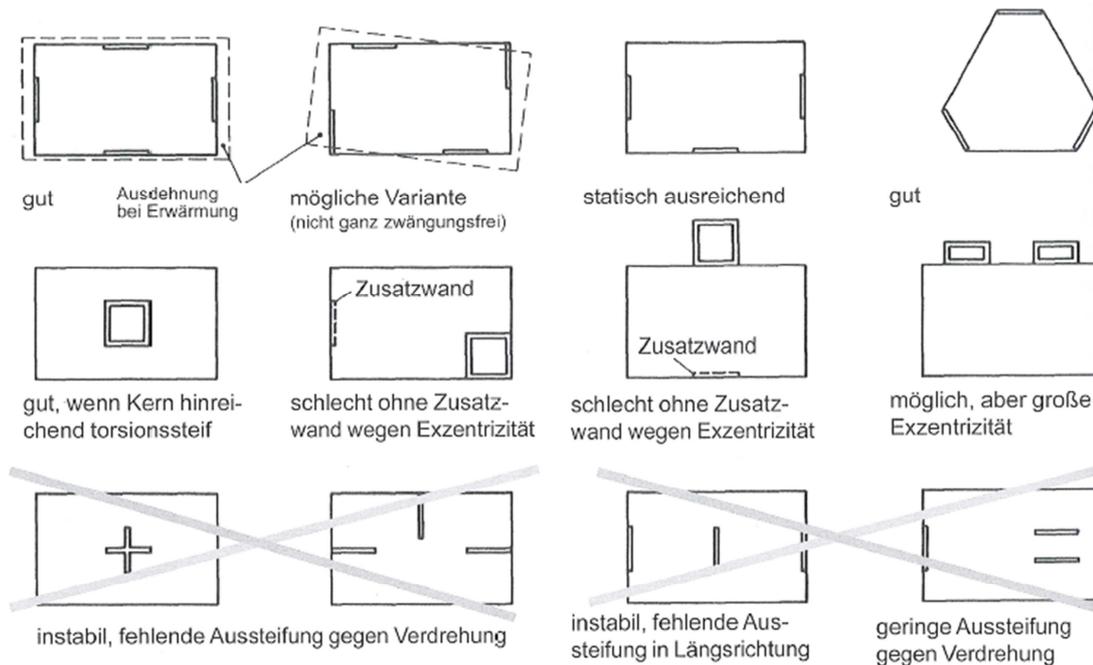


Abbildung 6: Anordnung der Tragwände im Grundriss aus [7]

Bei der Gebäudeaussteifung kommt es auf die richtige Anordnung der aussteifenden Tragwände an. Bei einer ungünstigen Anordnung können auch große Zwangsspannungen in der Deckenscheibe verursacht werden, was wiederum zu einer unkontrollierten Rissbildung im Beton führen kann. Besonders gefährdet sind Gebäude, deren Aussteifungssystem aus zwei Kernen besteht. Bei solchen Systemen wird meistens eine Bewegungsfuge zwischen den Kernen angeordnet, damit Zwangsspannungen abgebaut werden und eine freie horizontale Bewegung der Deckenscheibe ermöglicht wird (siehe Abbildung 2).

3.3 Gestaltung im Aufriss

Bei mehrgeschossigen Skelettbauwerken ist auch auf die Steifigkeitsverteilung entlang der Gebäudehöhe zu achten. Da die Tragwände wie Kragträger wirken, sollte die Steifigkeit konstant oder nach oben abnehmend verlaufen. Auf keinen Fall sollte die Steifigkeit in einzelnen Geschossen stark abnehmen und zu örtlichen Steifigkeitsreduktionen führen [6]; Siehe dazu Abbildung 7a).

Besteht ein Gebäudekomplex aus zwei unterschiedlich hohen Gebäuden, sollten sie durch eine Gebäudetrennfuge getrennt werden. Dabei ist zu beachten, dass die Fuge breit genug ist, um einen Zusammenprall bei Erdbebeneinwirkung zu verhindern (siehe Abbildung 3).

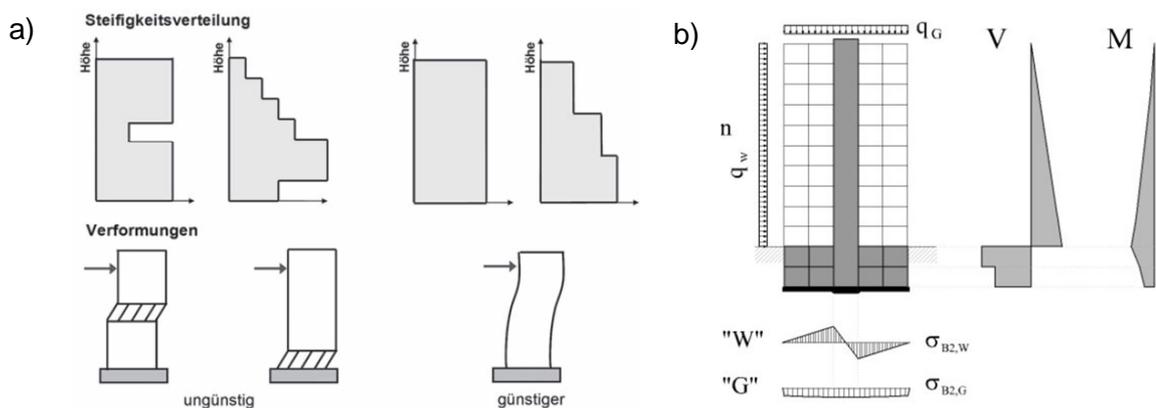


Abbildung 7: a) Steifigkeitsverteilung von Skelettbauten im Aufriss und b) Fundament der Tragwände [6]

3.4 Fundament der Tragwände

Die Kellergeschosse werden bei Skelettbauwerken meist als steife Kästen ausgebildet. Die aussteifenden Tragwände werden in den Kästen eingespannt und leiten die horizontalen Kräfte über das Kellergeschoss in den Baugrund ab (siehe Abbildung 7b). Ist kein Untergeschoss erwünscht, kann als Alternative eine sehr massive Bodenplatte eventuell in Kombination mit Bohrpfählen als Gründungsbauwerk herangezogen werden. Befindet sich das Bauwerk auf einem inhomogenen Baugrund, sollten zusammenhängende Gebäudeteile durch eine Gebäudetrennfuge aufgesplittet bzw. mit Bohrpfählen gegründet werden [6].

4 „Pounding“- Effekt

Bei benachbarten Gebäuden oder einzelnen Gebäudeabschnitten, die durch eine Gebäudetrennfuge voneinander getrennt sind, kann es bei starken Erdbeben auch zum Zusammenstoß kommen. Dieser Effekt wird „Pounding“- Effekt genannt. Dabei handelt es sich um eine pulsierende, sich wiederholende stoßartige Einwirkung, die erhebliche Schäden am Tragwerk anrichten kann. Es gibt zahlreiche Beispiele in der Vergangenheit, wo größere Schäden durch den Zusammenprall von Gebäuden entstanden sind. Nach dem Kocaeli (Izmit) Erdbeben am 17.08.1999 in der Türkei wurde bei zwei Wohnhäusern ein erheblicher Sachschaden an der Gebäudeaußenseite festgestellt, verursacht durch „Pounding“- Vorgänge (siehe Abbildung 8). Auch nach dem Erdbeben am 19. September 1985 in Mexico City wurde laut Erhebungen bei 20 % bis 30 % der stark beschädigten Gebäude als Schadensursache der „Pounding“- Effekt genannt [10].



Abbildung 8: Zusammenstoß zweier Wohnhäuser während dem Izmit Erdbeben (Türkei 1999) [10]

Es gibt mehrere Möglichkeiten, Schäden zu vermeiden, die durch „Pounding“- Vorgänge verursacht werden. Eine von diesen Möglichkeiten und Hauptaugenmerk dieser Diplomarbeit ist die seismische Fuge. Die Fugenbreite zwischen den Gebäuden muss so breit gewählt werden, dass es während eines Erdbebens nicht zum Zusammenprall kommt. Gefährdet sind besonders Gebäude mit unterschiedlichen dynamischen Eigenschaften, da bei diesen die Wahrscheinlichkeit einer gegenphasigen Gebäudeschwingung sehr viel größer ist.

Beeinflusst wird das dynamische Schwingungsverhalten durch folgende Gebäudeeigenschaften: Gebäudesteifigkeit, Gebäudehöhe, Anzahl der Stockwerke, Masse und Struktur.

Kommt es zum Zusammenstoß, dann sind die einwirkenden Kräfte infolge der „Pounding“- Vorgänge meist um Einiges größer als die Kräfte aus dem Bemessungsspektrum. Das kann an der Berührungsstelle zu einem örtlichen Versagen der lastabtragenden Bauteile führen oder auch zu einer Verstärkung der gesamten dynamischen Einwirkungen. Beides kann dazu führen, dass es zum Einsturz des Gebäudes kommt.

4.1 Einteilung möglicher „Pounding“- Fälle

Die Gebäudetypen, bei denen es zum Zusammenprall kommt, können gleich hoch oder unterschiedlich hoch sein und sie können in einer Reihe oder L-förmig angeordnet sein. In Abbildung 9 ist eine mögliche Einteilung der „Pounding“- Fälle dargestellt [11].

Im ersten Bild von Abbildung 9 sieht man zwei benachbarte Gebäude mit gleicher Höhe und ähnlicher Tragstruktur (Case A). Bei vorangegangenen Erdbeben wurde beobachtet, dass solche Gebäudetypen meistens geringere Schäden aufweisen, als verschieden hohe mit unterschiedlichen Tragstrukturen (Case B). Grund dafür ist, dass bei benachbarten Gebäuden mit ähnlichen Struktureigenschaften und somit auch ähnlichen dynamischen Verhalten, zumeist gleiche Eigenschwingungen auftreten und die Gebäudeschwingungen in Phase ablaufen. Kommt es trotzdem zum Zusammenstoß, sind die Schäden bei gleich hohen Gebäuden meist gering [11].

Wichtig ist auch dass bei „Pounding“- Vorgänge unterschieden wird, ob es sich um eine Decken-Decken (CASE B) oder Decken-Stützen (CASE C) Kollision handelt [12].

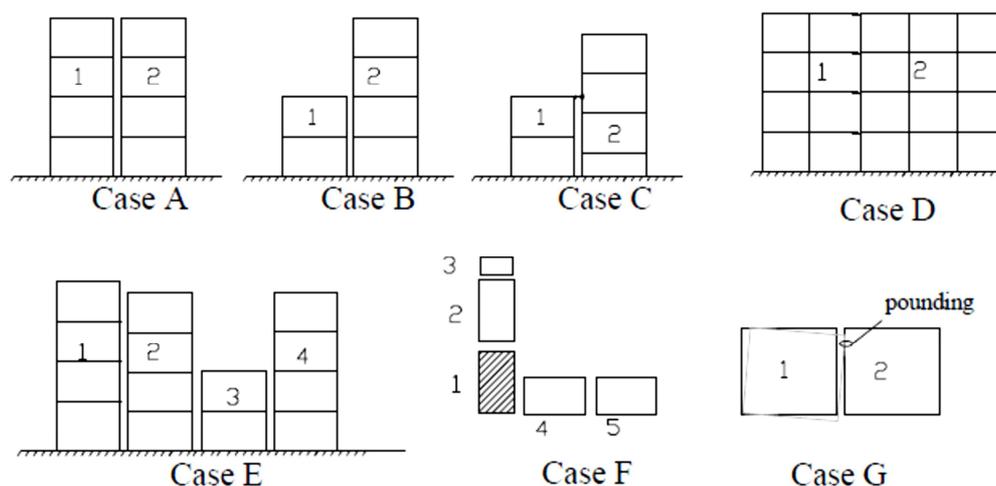


Abbildung 9: Einteilung von „Pounding“- Fällen aus [11]

Diverse Felduntersuchungen und numerische Simulationen zeigen, dass bei Gebäudereihen (CASE E) öfters die älteren und schwächeren Gebäude durch den Kontakt mit den neuen Gebäuden profitieren. Voraussetzung dafür ist, dass durch den Zusammenprall keine größeren Schäden an der Kontaktstelle verursacht werden [11].

4.2 Analytische Modelle

Grundsätzlich muss man sagen, dass die Modellierung des „Pounding“- Effekts eine sehr schwierige und komplexe Aufgabe ist. Es bedarf zahlreicher Vereinfachungen und Idealisierungen, um die auftretenden nicht linearen Vorgänge in ein Berechnungsmodell zu integrieren. Bei den meisten bisherigen Studien wurde ein Decken-Decken Zusammenstoß angenommen. Außerdem wurde meist nur das Verhalten der Gesamtstruktur untersucht und lokale Effekte wie das Versagen einer Stütze wurden kaum berücksichtigt [11]. Für die Berechnungen wurde fast immer ein nichtlineares dynamisches Berechnungsverfahren verwendet. Dabei werden die nichtlinearen Bewegungsgleichungen des Systems pro Zeitschritt linearisiert und über die Einwirkzeit der Erdbebenanregung numerisch integriert.

Für die Modellierung der Kontaktstelle bei Decken-Decken Zusammenstößen werden eigene Kontaktelemente (Feder-Dämpfer Elemente) oder mechanische Stoßprozesse für die Berechnung herangezogen. Nachfolgend werden diese genauer erläutert.

4.2.1 Kontaktelemente

Kontaktmodelle haben gegenüber dem mechanischen Stoßprozess den Vorteil, dass sie direkt in die Zeitverlaufsberechnung integriert werden können [12]. Sie erzeugen erst eine Kraft, sobald die Strukturverformung den Fugenabstand der Ausgangssituation überschreitet (siehe Abbildung 10).

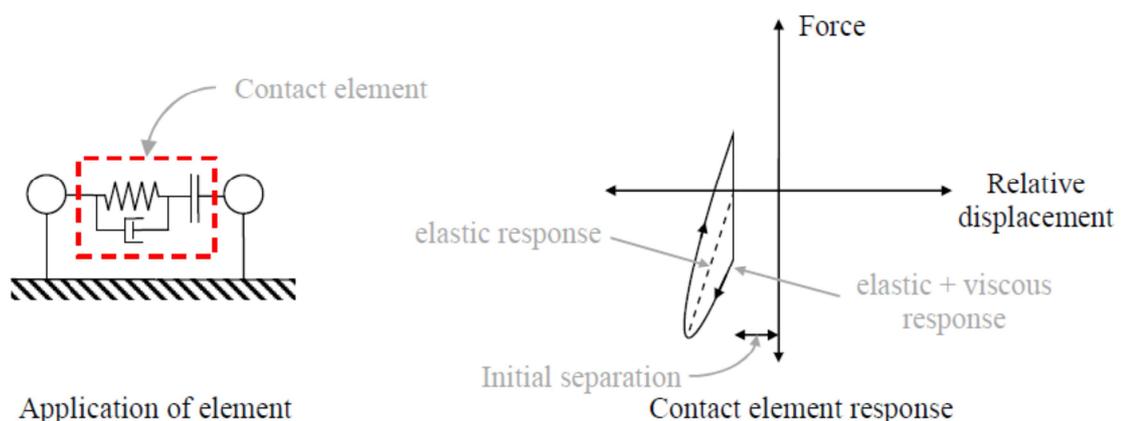


Abbildung 10: Kraft- Verschiebungsdiagramm bei Kontaktelementen [11]

Bei den Kontaktelementen unterscheidet man drei verschiedene Grundtypen:

- Lineares Federelement
- Kelvin- Voight Element
- Hertz Kontaktelement

Lineares Federelement

Das einfachste der drei genannten Modelle ist das lineare Federmodell. Die Rückstellkraft der Feder wirkt erst, wenn der Relativabstand der beiden Gebäude bzw. Massen kleiner als der Fugenabstand in der Ausgangssituation ist. Die Federkräfte simulieren die Kräfte, die durch den Zusammenprall der Gebäude entstehen [11].

Die Kräfte berechnet man folgendermaßen:

$$F_p = k \cdot [u_1 - u_2 - g_v] \quad [N] \quad \text{wenn } u_1 - u_2 - g_v \geq 0 \quad (1)$$

$$F_p = 0 \quad [N] \quad \text{wenn } u_1 - u_2 - g_v < 0 \quad (2)$$

Dabei sind u_1 und u_2 die Verschiebungen der Gebäude, k die Federsteifigkeit und g_v der Fugenabstand in der Ausgangssituation. Dieses Modell lässt sich zwar leicht in kommerziellen Softwares implizieren, man kann aber keine Energieverluste infolge plastischer Verformungen oder Reibungen modellieren.

Kelvin- Voight Element

Das Kelvin- Voight Element besteht aus einem parallel angeordneten Feder- Dämpferelement. Dieses erweiterte Modell kann durch den Dämpfer auch Energiedissipationen während des Zusammenpralls simulieren [11].

Die Kräfte berechnet man folgendermaßen:

$$F_p = k \cdot [u_1 - u_2 - g_v] + c \cdot (\dot{u}_1 - \dot{u}_2) \quad [N] \quad \text{wenn } u_1 - u_2 - g_v \geq 0 \quad (3)$$

$$F_p = 0 \quad [N] \quad \text{wenn } u_1 - u_2 - g_v < 0 \quad (4)$$

Dabei sind u_1 und u_2 die Verschiebungen der Gebäude, k und c Federsteifigkeit und Dämpfungskonstante, g_v der Fugenabstand in der Ausgangssituation und \dot{u}_1 und \dot{u}_2 die Geschwindigkeit der Gebäude.

Hertz Kontaktelement

Bei dem Zusammenstoß zweier Gebäude kommt es an der Kontaktstelle zu hochgradig nicht linearen Effekten. Um diesen Effekt realistischer zu modellieren, kam bereits in zahlreichen Studien das Hertz Modell zur Anwendung. Bei diesem Modell wird eine nicht lineare Feder als Kontaktelement verwendet. Die Kräfte können folgendermaßen berechnet werden [11]:

$$F_p = k \cdot [u_1 - u_2 - g_v]^{\frac{3}{2}} \quad [N] \quad \text{wenn} \quad u_1 - u_2 - g_v \geq 0 \quad (5)$$

$$F_p = 0 \quad [N] \quad \text{wenn} \quad u_1 - u_2 - g_v < 0 \quad (6)$$

Hierbei sind u_1 und u_2 die Verschiebungen der Gebäude, k die Federsteifigkeit und g_v der Fugenabstand in der Ausgangssituation.

Nachteil dieses Kontaktelementes ist, dass beim Zusammenstoß zweier elastischer Körper keine dissipativen Energieverluste berücksichtigt werden können. Eine weitere Schwäche ist, dass der Hertz Exponent $3/2$ bei realen „Pounding“- Effekten nicht gleich bleibt. Diese Problematik wurde aber bereits von Davis [13] untersucht, er stellte fest, dass die Schwingungsantwort nicht sehr sensibel auf veränderte Hertz Exponenten reagiert und daher näherungsweise mit $2/3$ angenommen werden kann.

Generell werden bei Modellen, wo die Energiedissipation vernachlässigt wird, Verformungen und Beschleunigungen überschätzt. Besonders bei sehr steifen Systemen ist dieser Effekt deutlich zu erkennen. Daher eignen sich für die Modellierung von „Pounding“- Effekten jene Kontaktmodelle besser, bei denen eine Energiedissipation mitsimuliert werden kann.

Ein Vorteil aller Kontaktelementmodelle ist, dass ein Zusammenhang zwischen Dämpferkonstante und Restitutionskoeffizient herstellbar ist. Vergleicht man die Energie vor und nach dem Zusammenstoß ergibt sich folgender Zusammenhang [14]:

$$c = 2 \zeta \sqrt{k \frac{m_1 \cdot m_2}{m_1 + m_2}} \quad [Ns/m] \quad \text{wenn} \quad \zeta = - \frac{\ln e}{\sqrt{\pi^2 + (\ln e)^2}} \quad (7)$$

Dabei sind k und c Steifigkeit und Dämpferkonstante, ζ das Lehr'sche Dämpfungsmaß, e der Restitutionskoeffizient und m die Massen.

Mechanischer Stoßprozess

Eine Alternative zu den oben genannten Feder-Dämpfer Kontaktmodellen ist der mechanische Stoßprozess. Dabei ändert sich durch die Wechselwirkung zweier fester Körper Geschwindigkeit, Impuls und Energie innerhalb sehr kurzer Zeit.

Man unterscheidet bei Stoßprozessen zwei Grenzfälle: den elastischen Stoß und den inelastischen/plastischen Stoß. Beim elastischen Stoß bleibt die gesamte kinetische Energie erhalten und sie wird von einem Körper zum anderen weitergeleitet. Bei dem plastischen bzw. inelastischen Stoß wird ein Teil der kinetischen Energie in innere Energie umgewandelt. Die Mischung aus elastischem und plastischem Stoß ist der reale Stoß. Kennzeichnend für den realen Stoßprozess ist der Restitutionskoeffizient e . Dieser ist abhängig von Materialeigenschaften, Masse, Form und Relativgeschwindigkeiten. Die dazugehörigen mathematischen Formeln sind folgende:

$$v_1' = v_1 - (1 + e) \cdot \frac{m_2}{m_2 + m_1} \cdot (v_1 - v_2) \quad [m/s] \quad \text{und} \quad (8)$$

$$v_2' = v_2 - (1 + e) \cdot \frac{m_1}{m_1 + m_2} \cdot (v_2 - v_1) \quad [m/s] \quad (9)$$

Wobei v_1 und v_2 die Geschwindigkeiten der Massen vor dem Zusammenstoß sind, v_1' und v_2' die Geschwindigkeit der Massen nach dem Stoß, m_1 und m_2 die jeweiligen Massen und e der Restitutionskoeffizient. Wenn $e = 1$ ist, dann spricht man von einem vollkommen elastischen Stoß und wenn $e = 0$ ist, von einem inelastischen/plastischen Stoß. Athanassiadou [15] analysierte das Stoßmodell bei „Pounding“- Vorgängen genauer und stellte fest, dass die Variation des Restitutionskoeffizienten nur sehr geringen Einfluss auf die Strukturantwort hat.

In der Studie von Muhukumar und DesRoches [16] wurden die Kontaktmodelle und Stoßmodelle bei einem Zweifreiheitsgradmodell miteinander verglichen. Dabei zeigte sich, dass die Kontaktmodelle und Stoßmodelle im Wesentlichen gleiche Verformungsantworten liefern, vorausgesetzt, dass derselbe Restitutionskoeffizient verwendet wird.

Ein großer Nachteil des Stoßmodells ist, dass es nur schwierig in eine Zeitverlaufsrechnung integriert werden kann [12].

4.2.2 Decken-Stützen Zusammenstoß

Die meisten bisherigen Studien beschäftigen sich mit Decken-Decken Zusammenstößen. Es gibt nur wenige Forschungsarbeiten, die sich mit der Problematik von Decken-Stützen Zusammenstößen befassen. Die meisten Forschungsarbeiten wurden von Karayannis und Favvata [17] - [18] - [19] veröffentlicht. Bei ihren Modellen wird als Kontaktelement zwischen den Strukturen ein ungedämpftes Federmodell verwendet, da angenommen wird, dass die Energiedissipation hauptsächlich über die Stütze erfolgt und nicht über das Kontaktelement. Bei Decken-Stützen Zusammenstößen muss überprüft werden, ob die Formeln von Abschnitt 4.2.1 noch anwendbar sind, da die mechanischen Vorgänge sich teilweise stark voneinander unterscheiden [12].

4.2.3 Rechenmodelle

Aufgrund der komplexen Mechanismen, die während eines Zusammenpralls zweier Gebäude auftreten, benötigt man für die Berechnung vereinfachte Systemmodelle die die realen Vorgänge so gut als möglich beschreiben. Lokale Schäden werden durch den direkten physikalischen Kontakt zweier Gebäude verursacht und globale Schäden aufgrund des Impuls- und Energietransfers zwischen den Gebäuden. Durch die Modellierung können entweder lokale oder globale Effekte untersucht werden. Je nach Fokus der Untersuchungen wurden in den bisherigen Studien Einmassenschwinger, Mehrmassenschwinger oder FEM Modelle als Systemmodelle herangezogen.

Valles und Reinhorn [20] entwickelten ein Konzept, um die Effekte beim Zusammenprall zweier Gebäude zu beschreiben. Bei ihrer Studie wurde die Antwort eines Einmassenschwingers unter Erdbebeneinwirkung im ebenen Raum aufgezeichnet (siehe Abbildung 11). Die Distanz r zwischen Ursprung und Kreisspur zeigt den jeweiligen Energiezustand im System. Die Formel ist folgende:

$$\frac{E_e}{m} = \frac{1}{2} \cdot \omega^2 \cdot \left(\frac{\dot{u}^2}{\omega^2} + u^2 \right) = \frac{\omega^2}{2} \cdot r^2 \quad \text{oder} \quad (10)$$

$$r = \frac{1}{\omega} \sqrt{\frac{2E_e}{m}} \quad [m] \quad (11)$$

Dabei sind \dot{u} und u Geschwindigkeit und Verschiebung, m die Masse der Struktur, ω die Frequenz und E_e die elastische Strukturrenergie; r kann auch als Radius von konzentrischen Kreisen, mit konstanten Energielevels interpretiert werden.

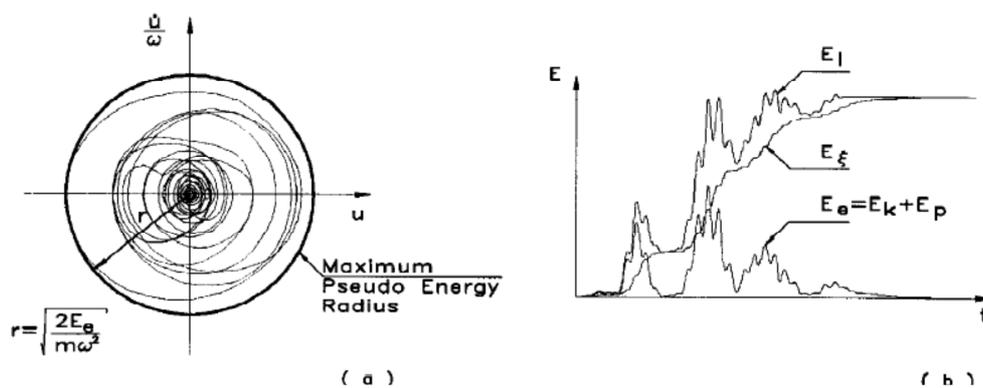


Abbildung 11: Maximaler pseudo Energieradius dargestellt im ebenen Raum [20]

Die maximal auftretende Distanz r (maximales Energielevel) wird als „Pseudo Energy Radius“ r_{PER} bezeichnet. Da es sich bei dem r_{PER} um eine Verschiebungseinheit handelt, besteht auch die Möglichkeit den „Pseudo Energy Radius“ für die Berechnung des kritischen Fugenabstandes heranzuziehen:

$$r_{PER} = \sqrt{\frac{2 \cdot E_{emax}}{m \cdot \omega^2}} \quad [m] \quad (12)$$

$$g_{cr} = \sqrt{r_1^2 + r_2^2 - 2 \cdot r_1 r_2 \rho} \quad [m] \quad (13)$$

Dabei ist ρ der Korrelationskoeffizient, r_1 und r_2 die pseudo Energieradien der Gebäude und g_{cr} der kritische Fugenabstand zwischen den Gebäuden. Der kritische Fugenabstand ist jener Abstand, bei dem sich benachbarte Gebäude unter Erdbebeneinwirkung maximal noch berühren, die Relativgeschwindigkeit aber Null bleibt.

Zum Zusammenprall kommt es, wenn sich die pseudo Energieradien der Gebäude überschneiden und der Fugenabstand in der Ausgangssituation kleiner als der kritische Fugenabstand $g_v < g_{cr}$ ist. In solchen Fällen ist die seismische Fuge zu schmal dimensioniert und es ist zu überprüfen, welche Folgen die Interaktion auf die Gebäudeantwort hat.

Anagnostopoulos und Spiliopoulos [21] verwendeten in ihren Untersuchungen ein Mehrmassenschwinger-Modell, bei dem auch nicht lineare Effekte mitberücksichtigt wurden. Bei den Berechnungen wurden die Gebäudestockwerke als Punktmassen modelliert und Parameter wie Höhe, Gebäudesteifigkeit und Steifigkeit des Kontaktelements variiert. Zudem wurden lineare Federelemente an der Einspannstelle angebracht, um die Interaktion Bauwerk-Baugrund abzubilden. Der Zusammenprall wurde anhand von fünf realen Erdbebenverläufen und dem Kelvin- Voight Kontaktmodell simuliert. Die Ergebnisse zeigten, dass es aufgrund des Zusammenpralls zu Überbeanspruchungen im Bauwerk kommen kann. Betroffen waren meist jene Gebäude, deren Massen, Höhen oder Eigenschwingungen sich stark voneinander unterschieden. Der Zusammenprall zweier unterschiedlich hoher Gebäude verursachte eine verstärkte dynamische Systemantwort des niederen Gebäudes, während die Verformungen des höheren Gebäudes weitgehend unbeeinflusst blieben. Nur wenn das niedrigere Gebäude wesentlich steifer ausgebildet wurde, zeigte sich eine Verschlechterung der dynamischen Beanspruchung des höheren Gebäudes.

Masion und Kasai [22] entwickelten ein Programm für die Berechnung des „Pounding“-Effekts bei einem Mehrmassenschwinger-Modell. Der Zusammenstoß wird an einer definierten Kontaktstelle angenommen und mit einem linearen Federkontaktelement modelliert. Dieses Berechnungsprogramm kann nur verwendet werden, um globale Schäden am Gebäude vorherzusagen, lokales Versagen, z.B. einer Stütze bei Decken-Stützenkollisionen kann nicht modelliert werden.

In Ihren Studien stellten sie fest, dass bei einer Fugenbreite, die nur 10% kleiner ist als die kritische Fugenbreite die Auswirkungen eines Zusammenpralls berücksichtigt werden müssen, damit das Tragwerk die nötigen Sicherheitsreserven aufweist.

In letzter Zeit wurden auch immer öfter Finite-Elemente-Modelle für die Untersuchungen von „Pounding“- Fällen verwendet. Robert Jankowski [10] untersuchte in einer seiner Studien mit einem FEM-Modell die Auswirkungen des Zusammenpralls zwischen dem Hauptgebäude und einem Stiegenhaus des „*Olive View Medical Center*“ während dem San Fernando Erdbeben. Das nicht lineare Materialverhalten und der Steifigkeitsverlust unter zyklischer Belastung bei Stahlbeton wurden in der Berechnung implementiert. Die Ergebnisse dieser Studie zeigten, dass das Schwingungsverhalten des leichteren Stiegenhaus erheblich durch den Zusammenprall mit dem Hauptgebäude beeinflusst wurde. Durch die Interaktion wurde eine signifikante Verstärkung der Verformungen festgestellt. Das erklärt auch die erheblichen Schäden an den Kontaktstellen und an den Stützen im Erdgeschoss. Im Gegensatz dazu zeigten die Berechnungen, dass das steifere Hauptgebäude kaum durch den Zusammenprall beeinflusst wurde.

Beispielhaft wurden drei Studien vorgestellt bei denen ein Einmassenschwinger, Mehrmassenschwinger und FEM-Modell als Systemmodell herangezogen wurde. Es gibt noch zahlreiche Veröffentlichungen zum Thema „pounding“, die aber hier nicht weiter erläutert werden. Vergleicht man die Studien untereinander, dann stößt man immer wieder auf widersprüchliche Aussagen verschiedener Autoren. Zudem ist es kaum möglich die Resultate der Studien zu vergleichen, da sich die Strukturmodelle, Kontaktmodelle und Berechnungsmethoden meist voneinander unterscheiden. Das zeigt, wie komplex und schwierig es ist „Pounding“- Vorgänge zu modellieren und Ergebnisse zu erhalten, die eine allgemeinere mathematische Formulierung der Problemstellung erlauben. Bis dato gibt es noch keine „einfache“ Methode mit der man „Pounding“- Vorgänge ausreichend genau modellieren kann.

5 Seismische Fuge

Wie man im vorangegangenen Kapitel sehen konnte, sind „Pounding“- Modelle aufgrund ihrer Komplexität noch nicht soweit ausgereift, dass sie in der Praxis breite Anwendung finden. Die Einwirkungen, die durch den Zusammenprall auftreten, und die daraus resultierende Gebäudeantwort sind von einer Vielzahl von Parametern (Gebäudeparameter, Bodenparameter, Kontaktelement etc.) abhängig, die schwer zu bestimmen sind. Deshalb gibt es bis jetzt auch noch keine Richtlinien für die Berechnung von „Pounding“- Vorgängen. Eine alternative Herangehensweise ist, dass man versucht den Zusammenprall gänzlich zu verhindern bzw. soweit abzuschwächen, dass es zu keinen größeren Schäden kommt. Dafür gibt es mehrere Möglichkeiten. Die einfachste und zielführendste ist die seismische Fuge. Eine seismische Fuge oder auch kritische Fuge genannt muss so dimensioniert werden, dass ein Zusammenprall während eines Erdbebens verhindert wird. Im Gegensatz zum „Pounding“- Effekt, ist die Berechnung der seismischen Fuge in den meisten internationalen Normen geregelt. Ein direkter Vergleich der einzelnen Richtlinien ist jedoch nicht möglich, da jedes Land andere „Design“- Kriterien, Erdbebenrisiken, Konstruktionstypen usw. hat. Dennoch findet man stets dieselben Berechnungsmethoden [20]:

- $g_v \geq \text{Faktor (Summe der einzelnen Verschiebungen } u_1 \text{ und } u_2)$
- $g_v \geq \text{Faktor (Höhe)}$
- $g_v \geq \text{Definierte Fugenbreite}$
- $g_v \geq \text{SRSS (der Verschiebungen } u_1 \text{ und } u_2)$

Wobei u_1 und u_2 die maximalen horizontalen Verschiebungen der Gebäude sind und g_v der Fugenabstand in der Ausgangssituation; Siehe dazu Abbildung 12.

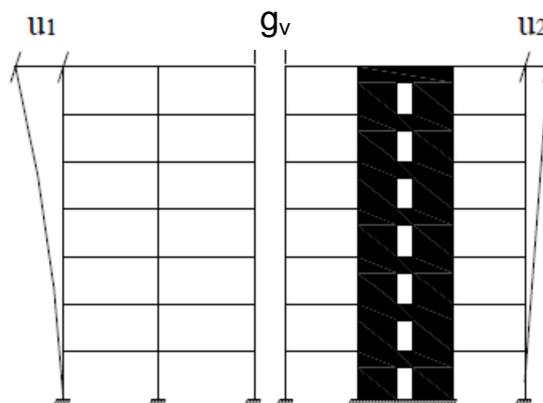


Abbildung 12: Definition der Verschiebungen u_1 und u_2 nach [20]

Bei der ersten Berechnungsmethode wird die Summe der absoluten Beträge der einzelnen Verschiebungen gebildet (ABS) und mit einem Vergrößerungsfaktor multipliziert. Die Verschiebungen sind abhängig von Gebäudesteifigkeit, Untergrund, Gebäudehöhe, Gebäudestruktur und Masse. Der Vergrößerungsfaktor ergibt sich aus dem nicht linearen Bauteilverhalten (Bauteilduktilität) und dem gewählten Sicherheitskonzept. Diese Berechnungsmethode wird zum Beispiel von UBC 1993 und ÖNORM EN 1998-1:2010 bei der Berechnung von Gebäudefugen verwendet, wo zwei benachbarte Gebäude auf unterschiedlichen Grundstücken stehen. Die Phasenverschiebung der Gebäudeschwingungen wird bei dieser Summenbildung nicht berücksichtigt. Da es nicht sehr wahrscheinlich ist, dass genau zum selben Zeitpunkt die maximalen Verschiebungen auftreten und noch dazu mit umgekehrten Vorzeichen, sind in dieser Berechnungsmethode große Sicherheiten enthalten [11].

Bei der zweiten Methode wird der Fugenabstand in Abhängigkeit der Gebäudehöhe bestimmt. Einzelne dynamische Charakteristika werden außer Acht gelassen. Die dritte Methode gibt einen festen Wert für die Fugenbreite vor.

Eine Kombination aus der zweiten und dritten Methode wurde in der chinesischen Erdbebennorm gewählt. Bei Rahmenkonstruktionen, deren Höhe kleiner als 15 m ist, wird eine Fugenbreite von 70 mm vorgeschrieben und in stark gefährdeten Zonen wird bei jeder Erhöhung um 4 m die Fuge um 20 mm verbreitert. Bei Tragwandsystemen kann die Fugenbreite um 50 % reduziert werden aber eine Mindestfugenbreite von 70 mm sollte nicht unterschritten werden [23]. In der SIA 160 werden die ersten drei der anfangs genannten Berechnungsmethoden empfohlen. Für die erforderliche Fugenbreite gilt:

- $g_v \geq 15$ mm pro Stockwerk für Tragwerke mit Stahlbetontragwänden
- $g_v \geq 30$ mm pro Stockwerk für Rahmentragwerke
- $g_v \geq u_1 + u_2$, aber mindestens 40 mm

Bachmann empfiehlt in seinem Buch "*Erdbebensicherung von Bauwerken*" noch drei weitere Möglichkeiten die kritische Fugenbreite zu berechnen. Der größte der folgenden Werte ist maßgebend [24]:

- $g_v \geq 1,2 \cdot (u_1 + u_2)$
- $g_v \geq 0,004 \cdot H$
- $g_v \geq 25$ mm

Dabei ist für H die Höhe des niedrigsten Gebäudes einzusetzen.

Bei der letzten angeführten Berechnungsmethode, der SRSS-Überlagerung, ist das Ergebnis für die erforderliche Fugenbreite die Quadratwurzel aus der Summe der maximalen

Verschiebungen potenziert mit zwei. Das Ergebnis dieser Überlagerung kann man als Erwartungswert der Gesamtantwort stationärer Zufallsprozesse interpretieren. Dabei wird berücksichtigt, dass die maximalen Verschiebungen nicht zur gleichen Zeit auftreten. Diese Methode geht von einer statistischen Unabhängigkeit der einzelnen Verformungen aus und liefert daher bei Gebäuden mit annähernd gleicher Eigenfrequenz zu konservative Ergebnisse [11]. Die SRSS-Berechnungsmethode für die Ermittlung der seismischen Fugenbreite findet man auch in der ÖNORM EN 1998-1:2010 wieder.

5.1 Berechnung der seismischen Fuge nach ÖNORM EN 1998-1:2010

In der ÖNORM EN 1998-1:2010 Kapitel 4.4.2.7 ist festgelegt, welche Bedingungen die seismische Fuge erfüllen muss. Laut ÖNORM EN 1998-1:2010 dürfen Bauwerke infolge von Erdbeben nicht mit benachbarten Bauwerken oder konstruktiv unabhängigen Einheiten desselben Bauwerks aneinanderschlagen. Das darf als erfüllt angesehen werden wenn:

- *bei Gebäuden oder konstruktiv unabhängigen Einheiten, die nicht auf dem gleichen Grundstück stehen, wenn der Abstand von der Eigentumsgrenze bis zu den möglichen Stoßpunkten nicht kleiner ist als die maximale Horizontalverschiebung des Gebäudes auf Höhe der entsprechenden Ebene, berechnet nach Gleichung 14;*
- *bei Gebäuden oder konstruktiv unabhängigen Einheiten, die auf demselben Grundstück stehen, wenn der dazwischenliegende Abstand nicht kleiner ist als die Quadratwurzel der Summe der Quadrate (SRSS) der maximalen Horizontalverschiebungen der beiden Gebäude oder Einheiten auf Höhe der entsprechenden Ebene, berechnet nach Gleichung 14.*

Wenn die Höhenlagen der Geschossdecken des Gebäudes oder der unabhängigen Einheit die gleichen sind wie beim Nachbargebäude oder bei der Nachbareinheit, darf die weiter oben erwähnte minimale Entfernung mit einem Faktor von 0,7 abgemindert werden.

Die Gleichung 14 findet man in der ÖNORM EN 1998-1:2010 Kapitel 4.3.4. Für die Berechnung der maximalen Horizontalverschiebungen wird dabei eine vereinfachte Gleichung angegeben:

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad [m] \quad (14)$$

mit:

d_s als Verschiebung eines Punkts des Tragwerks infolge der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung;

q_d als Verschiebungsverhaltensbeiwert, der gleich q (Verhaltensbeiwert) angenommen wird, wenn nichts anderes vorgeschrieben ist;

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

Bei der Bestimmung von d_e müssen die Torsionseffekte infolge Erdbebeneinwirkung mitberücksichtigt werden. Verwendet man anstelle eines linearen Berechnungsverfahrens ein statisches oder dynamisches nichtlineares Verfahren, dann ergeben sich die Verschiebungen ohne weitere Veränderung direkt aus der Berechnung.

Sind die Verschiebungen bekannt, kann die erforderliche Fugenbreite nach der oben genannten SRSS- bzw. ABS-Methode berechnet werden.

Neue Studien zeigen, dass die ABS-Methode zu konservative Werte für die erforderliche Fugenbreite liefert, insbesondere wenn die Eigenfrequenzen der betroffenen Gebäude ähnlich sind. Bei der SRSS-Methode bekommt man in den meisten Fällen Ergebnisse die einigermaßen genau sind, aber bei Gebäuden mit ähnlichen Eigenfrequenzen sind die berechneten Fugenbreiten ebenfalls zu konservativ. Beide Aussagen gelten für Tragwerke, die ein lineares bzw. nichtlineares Verhalten aufweisen [25].

Ein neuer Ansatz zur Berechnung der minimalen Fugenbreite ist die Regel der „*Double Difference Combination*“ (DDC), entwickelt von Jeng, Kasai und Maison [26].

5.2 „*Double Difference Combination*“ (DDC)-Regel

Bei dieser Berechnungsmethode wird angenommen, dass $U_A(t)$ und $U_B(t)$ zwei stationäre Zufallsprozesse sind, die die Verschiebungen der Einmassensysteme „A“ und „B“ unter einer zufälligen Anregung $\ddot{U}_g(t)$ wiedergeben. Daraus folgt, dass $U_{REL}(t) = U_A(t) - U_B(t)$ auch ein stationärer Zufallsprozess ist, der die Relativverschiebungen der Systeme beschreibt. X_A , X_B und X_{REL} sind die mittleren Extremwerte der Verschiebungen und σ_A , σ_B und σ_{REL} die entsprechenden Standardabweichungen.

Mit den oben definierten Parametern und unter der Voraussetzung dass:

- $U_A(t)$, $U_B(t)$ und $U_{REL}(t)$ einen Erwartungswert von Null haben und
- Das Verhältnis von den mittleren Extremwerten und den Standardabweichungen konstant ist :

$$\frac{X_A}{\sigma_A} = \frac{X_B}{\sigma_B} = \frac{X_{REL}}{\sigma_{REL}} \quad (15)$$

erhält man folgende Gleichung:

$$X_{REL}^2 = X_A^2 + X_B^2 - 2 \rho X_A X_B, \quad (16)$$

wobei ρ der Korrelationskoeffizient zwischen den Prozessen $U_A(t)$ und $U_B(t)$ ist.

Durch Gleichsetzen des Fugenabstandes g_v mit der Relativverschiebungsantwort X_{REL} erhält man die neue Gleichung für die Berechnung der erforderlichen Fugenbreite:

$$g_v = \sqrt{X_A^2 + X_B^2 - 2\rho X_A X_B} \quad [m] \quad (17)$$

Bei linear elastischen Systemen und unter der Annahme, dass die Anregung $\ddot{U}_g(t)$ ein stationärer Gaußprozess mit einem Erwartungswert von Null ist, kann man diese Formel für die Berechnung der erforderlichen Fugenbreite verwenden. Der Korrelationskoeffizient ist ein Maß für den Grad des linearen Zusammenhangs der Prozesse und berücksichtigt die Phasenverschiebung der beteiligten Konstruktionen. Wird die Anregung $\ddot{U}_g(t)$ als weißes Rauschen modelliert, kann ρ mit der nachfolgenden vereinfachten Formel berechnet werden:

$$\rho = \frac{8\sqrt{\xi_A \xi_B} (\xi_A + \xi_B T_A/T_B)(T_A/T_B)^{1.5}}{(1-(T_A/T_B)^2)^2 + 4\xi_A \xi_B (1+(T_A/T_B)^2)(T_A/T_B) + 4(\xi_A^2 + \xi_B^2)(T_A/T_B)^2} \quad (18)$$

Wobei T_A , T_B und ξ_A , ξ_B die Eigenperiode und das Lehr'sche Dämpfungsmaß für die jeweilige Struktur „A“ und „B“ ist.

Bei der Untersuchung des Schwingungsverhalten von zwei angrenzenden linearen Strukturen, die mit realistischen Erdbebenverläufen angeregt wurden, stellte sich heraus, dass die zwei oben hergeleiteten Formeln 17 und 18 zufriedenstellende Resultate liefern, obwohl die Anregung weder stationär ist noch die Charakteristik des weißen Rauschens besitzt [25]. Zudem wäre Formel 17 im strengen Sinne nur bei Einmassenschwinger gültig. Untersuchungen zeigten aber, dass bei Mehrmassenschwinger, bei denen die 1. Eigenform den größten Beteiligungsfaktor hat, die Formeln 17 und 18 ausreichend genaue Resultate liefern. Das bedeutet, dieses Verfahren kann auch bei mehrstöckigen Gebäuden verwendet werden, welche mittels modaler Analyse berechnet wurden.

Die bisherigen Aussagen beziehen sich auf linear elastische Systeme. Für nicht lineare Systeme behält Formel 17 auch ihre Gültigkeit, solange folgende zwei Bedingungen eingehalten sind [25]:

- a. Das Materialverhalten muss einer symmetrischen Hystereseurve entsprechen und
- b. Das Verhältnis von Endsteifigkeit zu Anfangssteifigkeit muss positiv und größer als null sein.

Sind beide Bedingungen erfüllt, kann für die Berechnung der erforderlichen Fugenbreite bei nichtlinearen Strukturen ebenfalls die DDC-Regel verwendet werden. Das ist für die praktische Anwendung von großer Bedeutung, da die meisten Tragstrukturen so dimensioniert werden, dass bei stärkeren Erdbeben die Energiedissipation über plastische

Verformungen erfolgt. Die Schwierigkeit bei nicht linearen Systemen liegt in der Berechnung des Korrelationsfaktors ρ , da dafür noch keine exakte Berechnungsmethode existiert. Daher versuchten Wissenschaftler neue Methoden zu entwickeln, um den Korrelationsfaktor von nichtlinearen Systemen zu bestimmen. Fünf dieser Methoden werden nachfolgend vorgestellt:

Methode von Filiatraut

Bei der Methode von Filiatraut [27] - [28] wird angenommen, dass für die Berechnung von nichtlinearen Systemen die gleichen Formeln wie für lineare Systeme verwendet werden können. Diese Annahme liefert natürlich keine exakten Ergebnisse, da nichtlineare Systeme ein anderes dynamisches Verhalten aufweisen als linear elastische Systeme, aber laut Filiatraut ist zumindest eine näherungsweise Berechnung der erforderlichen Fugenbreite möglich.

Methode von Kasai

Ein weiterer Lösungsansatz zur Berechnung des Korrelationsfaktors ist die Methode von Kasai [29]. Bei dieser Methode wird der Korrelationskoeffizient berechnet, indem man die Eingangswerte T_A , T_B und ξ_A , ξ_B durch die sogenannten „effektiven“ Systemeigenschaften T_{eff} und ξ_{eff} ersetzt. Das bedeutet, dass ein äquivalentes lineares System gesucht wird, das durch das Ansetzen der effektiven Systemeigenschaften, sich annähernd gleich verhält wie das zu untersuchende nicht lineare System. Die Formeln für die Berechnung der effektiven Systemeigenschaften wurden durch numerische Simulationen hergeleitet und errechnen sich für ein System mit bilinearer Hysteresekurve und einem Verhältnis von Endsteifigkeit zu Anfangssteifigkeit $\alpha = 0.05$ folgendermaßen:

$$T_{eff} = T[1 + 0,09(\mu - 1)] \quad [s] \quad (19)$$

$$\xi_{eff} = \xi + 0,084(\mu - 1)^{1/3} \quad (20)$$

wobei μ ein Wert für die Verschiebeduktilität ist.

Mit Hilfe der obigen Formeln werden die Eigenschaften des linearen Systems so verändert, dass die mittlere Verschiebeantwort gleich ausfällt wie bei dem nichtlinearen System.

Methode von Penzien

Den gleichen Ansatz wie Kasai findet man auch bei der Methode von Penzien [30]. Anstelle von T_A , T_B und ξ_A , ξ_B werden die „effektiven“ Systemeigenschaften T_{eff} und ξ_{eff} für die Berechnung verwendet. Der Unterschied liegt darin, dass Penzien andere Formeln für die effektiven Systemeigenschaften entwickelte. Voraussetzung für die Anwendung der nachfolgenden Formeln ist, dass es sich um ein System mit bilinearer Hysteresekurve handelt:

$$T_{eff} = T \sqrt{\frac{\mu}{\gamma + \alpha(\mu - \gamma)}} \quad [s] \quad (21)$$

$$\xi_{eff} = \xi + \frac{2}{\pi} \left\{ \frac{(\mu - \gamma)(1 - \alpha)\gamma}{\mu[\gamma + \alpha(\mu - \gamma)]} \right\} \quad (22)$$

Dabei ist μ die Verschiebeduktilität und α das Verhältnis von Endsteifigkeit zu Anfangssteifigkeit. Der Faktor γ wird mit $\gamma = 0,65$ für die Berechnung festgelegt. Er wurde von Lysmer eingeführt und reguliert die seismische Antwort ausgehend von den verschiedenen Bodenschichten. Vergleicht man die Ergebnisse dieser Methode mit jenen der ABS- und SRSS-Methode, ist ersichtlich, dass die Ergebnisse teilweise stark voneinander abweichen.

Methode von Valles

Da es bei nicht linearen Systemen keine explizite Lösung für den Korrelationskoeffizient gibt, kann man ρ auch durch numerische Auswertungen der Erwartungswerte berechnen. Dieser Lösungsansatz wurde von Valles [20] für seine Berechnungen verwendet. Seine Resultate erhielt er durch die Linearisierung des Hysterese-Terms der Bewegungsgleichung, erst für bilineare Systeme und später dann für nichtlineare Zeitverlaufsberechnungen. Die so erhaltenen Werte für ρ wurden in einer Serie von Diagrammen dargestellt, bei denen die Eingangparameter bei unterschiedlichen Anregungen (Breitband- und Schmalband-Anregung) variiert wurden.

Methode von Lopez Garcia

Eine neue Methode für die Berechnung des Korrelationsfaktors von nichtlinearen Systemen wurde von Lopez Garcia [31] entwickelt. Als Grundlage für diese Methode dient die in Kapitel 5.2 hergeleitete Gleichung 18 der DDC-Regel. Durch Umformen dieser Gleichung nach ρ erhält man:

$$\frac{X_A^2 + X_B^2 - X_{REL}^2}{2X_A X_B} = \rho \quad (23)$$

Der Wert ρ wird bei dieser Formel über das Verhältnis der mittleren Extremwerte der Systemantworten „A“ und „B“ berechnet. Daher spricht man in diesem Zusammenhang nicht mehr vom Korrelationsfaktor ρ , sondern von einem empirischen Parameterwert ρ . Mit numerischen Simulationen wurde eine Parameterstudie durchgeführt und für die entsprechenden Systeme die Werte für ρ bestimmt. Mit dieser Methode wurden gute Resultate erzielt, die im Vergleich zur ABS/SRSS-Methode nicht zu konservative Werte ergaben.

Insgesamt wurden fünf verschiedene Verfahren vorgestellt mit denen man die erforderliche Fugenbreite von nicht linearen Systemen berechnen kann. Alle fünf Verfahren verwenden als Ausgangsgleichung die Formel der DDC-Regel, aber jede Methode verwendet ein anderes Verfahren für die Berechnung des Korrelationskoeffizienten. Garcia Lopez [25] untersuchte vier der oben beschriebenen Verfahren genauer. Dabei stellte er fest, dass drei der vier Methoden, nämlich die Methoden nach Kasai, Penzien und Valles unzureichend genaue Resultate für die erforderliche Fugenbreite von nichtlinearen Systemen liefern. Nur die Methode von Filiatrault ist laut Garcia Lopez eine mögliche Alternative für die SRSS-Methode. Aber für die praktische Anwendung liefert keine der untersuchten Methoden zufriedenstellende Resultate. Daher sollte weiterhin auch bei nicht linearem Systemverhalten die SRSS-Methode für die Berechnungen der erforderlichen Fugenbreite herangezogen werden [25].

6 Weitere Methoden um „Pounding“- Schäden zu verhindern

Neben der seismischen Fuge gibt es noch weitere Möglichkeiten Schäden, die durch „Pounding“- Effekte entstehen, zu verhindern. Je nach Wirkungsweise kann man diese Methoden in drei Gruppen aufteilen:

- Methoden, die den Zusammenprall verhindern bzw. abschwächen
- Methoden, die „pounding“ erlauben aber in der Auslegung der Tragwerke mit berücksichtigen
- Methoden, die zwei benachbarte Gebäude durch zusätzliche Vorrichtungen miteinander verbinden

6.1 Methoden, die den Zusammenprall verhindern bzw. abschwächen

Bei diesen Methoden wird versucht einen Zusammenprall von benachbarten Gebäuden gänzlich zu verhindern bzw. soweit abzuschwächen, dass es zu keinerlei Schäden aufgrund von „Pounding“- Effekten kommt. Die einfachste und zielführendste dieser Methoden ist die seismische Fuge, die bereits ausführlich beschrieben wurde. Neben der seismischen Fuge besteht auch die Möglichkeit die Gebäudesteifigkeiten zu vergrößern [11]. Bei den meisten bestehenden Gebäuden kann die seismische Fuge im Nachhinein nicht mehr verändert werden, daher versucht man durch die gezielte Steifigkeitserhöhung die Verformungen und somit auch die Wahrscheinlichkeit eines Zusammenpralls zu verringern. Die höhere Steifigkeit bewirkt eine Erhöhung der Eigenfrequenz, was mit einer Verringerung der Verformungen einhergeht.

Ob eine Erhöhung der Steifigkeit eine sinnvolle Ertüchtigungsmaßnahme ist, hängt aber auch von den dynamischen Struktureigenschaften ab. Versteift man ein Gebäude, dessen Eigenperiode im Bereich der maximalen Bodenbeschleunigung des Antwortspektrums liegt, besteht die Gefahr, dass das Bauwerk als Folge von ersten Rissbildungen von immer größeren Erdbebenanregungen erfasst wird. Durch diese ersten Schäden (z.B. Rissbildungen) vergrößert sich die Eigenperiode und das Bauwerk verliert an Steifigkeit. Das wiederum bewirkt größere Erdbebenbeanspruchungen und damit eine größere Schädigung des Bauwerks (Strategie 5). Eine Versteifung wird nur dann als sinnvoll erachtet, wenn die Eigenfrequenz des Bauwerks in den höheren Schwingzeitbereichen liegt (Strategie 6) [32]. Siehe dazu Abbildung 13.

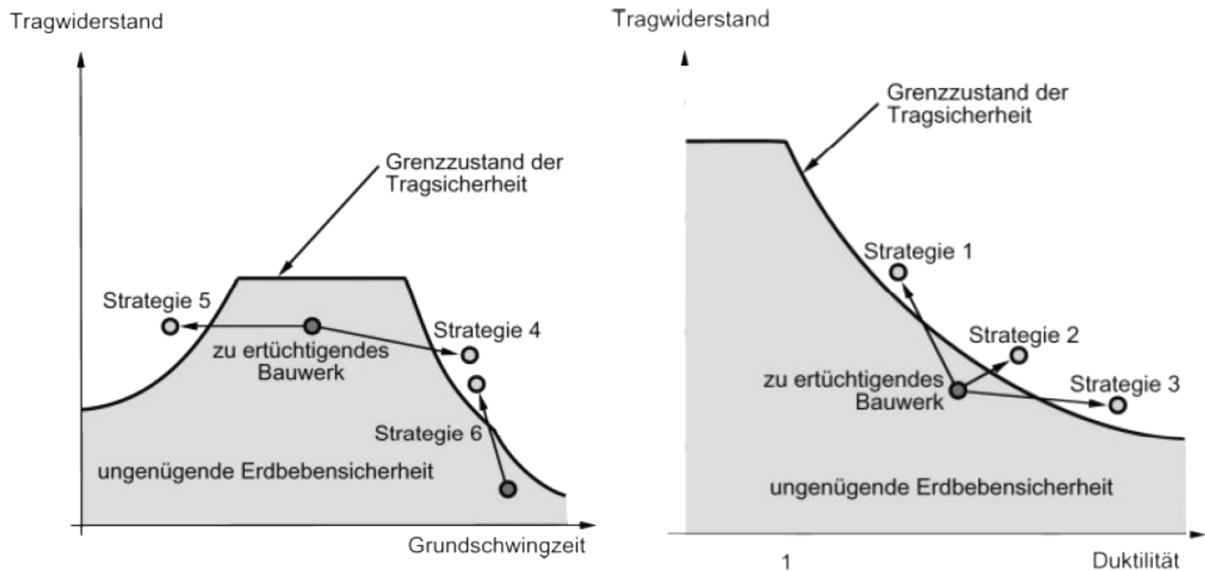


Abbildung 13: Strategien der seismischen Ertüchtigung nach [32]

Eine positive Beeinflussung des Schwingungsverhaltens kann bei Bauwerken auch erreicht werden, indem man Dämpferelemente innerhalb der Tragstruktur anbringt. Mit Hilfe von solchen Elementen wird durch plastische Verformungen ein Teil der seismischen Energie in Verformungsenergie umgewandelt. Durch einen hohen inneren Dämpfungsgehalt erreicht man einerseits geringere horizontale Verformungen und zudem wird ein gleichmäßigeres Schwingungsverhalten von benachbarten Gebäuden erzielt, unabhängig von ihren Eigenfrequenzen. Diese gleichphasigen Schwingungen werden durch eine hohe Strukturdämpfung erzwungen und gegenphasige Schwingungen, hervorgerufen durch freie Schwingungsanregung, werden abgedämpft.

Das Risiko eines Zusammenpralls kann dadurch innerhalb der Tragstrukturen deutlich verringert werden. Kommt es trotzdem zu einem Zusammenprall, sind die einwirkenden Impulskräfte meist unbedeutend für die Tragsicherheit, da der Energieaustausch zwischen den Bauwerken aufgrund der Strukturdämpfung viel geringer ist [11].

6.2 Methoden, die „pounding“ erlauben aber in der Auslegung der Tragwerke mitberücksichtigen

Bei den folgenden Methoden wird ein Zusammenstoß von benachbarten Bauwerken zwar erlaubt, aber die dynamischen Effekte infolge von „pounding“ werden bei der Auslegung des Tragwerks mitberücksichtigt. Aufgrund der hohen Baugrundkosten in dicht besiedelten Metropolen und durch das Bestreben verfügbare Flächen maximal auszunutzen, ist es oft nicht möglich die erforderliche Fugenbreite zwischen zwei benachbarten Gebäuden einzuhalten. Daher wurden Methoden entwickelt die es erlauben den kritischen Fugenabstand zwischen zwei Gebäuden zu unterschreiten.

Bei der ersten dieser Methoden wird die Tragstruktur etwas weiter ins Gebäudeinnere versetzt, damit bei einem Zusammenprall die primäre Tragstruktur nicht von „Pounding“-Effekten betroffen ist. Bei einem Bürogebäude kann dadurch die äußere Fassadenkonstruktion bis an die Grundstücksgrenze geführt werden. Kommt es bei einem starken Erdbeben zum Zusammenstoß, wird zwar die Fassadenkonstruktion zerstört, die Tragfähigkeit des gesamten Gebäudes ist aber nicht in Gefahr [11]. Dabei muss zusätzlich sichergestellt sein, dass herunterstützende Fassadenteile keine Gefahr für den Menschen darstellen.

Eine weitere Möglichkeit den kritischen Fugenabstand zu unterschreiten besteht darin, dass „Pounding“- Effekte bei der statischen Berechnung einkalkuliert werden. Bei bestehenden Gebäuden müssen daher meist Verstärkungsmaßnahmen vorgenommen werden, um die zusätzlichen Belastungen aufzunehmen. Bei den Verstärkungsmaßnahmen genügt es nicht nur die vertikalen Bauteile zu verstärken. Auch die Verbindung zwischen Stützen und Träger müssen die zusätzlichen Momente aufnehmen können [11]. Eine reine Verstärkung kann sich unter Umständen auch negativ auf das Erdbebenverhalten der Gesamtstruktur auswirken, da meistens eine Erhöhung des Tragwiderstandes mit einer Reduktion der Duktilität einhergeht. Die Güte eines Bauwerks unter Erdbebeneinwirkung kann auch als Produkt von Duktilität und Tragwiderstand interpretiert werden. Daraus ergeben sich drei mögliche Strategien [32]:

- Die Erhöhung des Tragwiderstandes ohne Berücksichtigung der Besonderheiten des Erdbebenverhaltens führt in der Regel zu einer Reduktion der vorhandenen Duktilität. Folglich muss der Tragwiderstand wesentlich stärker angehoben werden, verglichen mit gleich bleibender Duktilität (Strategie 1 Abbildung 13).
- Wird gleichzeitig mit dem Tragwiderstand auch die Duktilität erhöht, ergibt sich meist eine günstigere Lösung (Strategie 2 Abbildung 13).
- Denkbar ist auch eine Erhöhung der Duktilität bei gleichzeitiger Reduktion des Tragwiderstandes, wenn z.B. ein Bauteil mit sehr sprödem Verhalten entfernt wird (Strategie 3 Abbildung 13).

In der ÖNORM EN 1998-3:2010 sind die möglichen Verstärkungsmaßnahmen für Stahlbetonbauten, Stahl- und Verbundbauten und Mauerwerksbauten geregelt.

Eine Tragstruktur kann auch verstärkt werden, indem man zusätzliche lastabtragenden Bauteilen (Stützen, Wände) hinzufügt. Diese Verstärkungsmaßnahme verändert den vertikalen Kräftefluss der Tragstruktur und entlastet jene Bauteile, die aufgrund der zusätzlichen horizontalen Belastungen überbeansprucht sind. Kommt es während eines Erdbebens infolge des Zusammenpralls zum Versagen einer Stütze, können die Kräfte über

das zusätzliche lastabtragende Bauteil sicher in den Baugrund abgeleitet werden [11]. Nachteil bei dieser Methode ist einerseits der Verlust an Nutzfläche durch die zusätzlichen lastabtragenden Bauteile und andererseits die Schwierigkeit den architektonischen Anforderungen weiterhin gerecht zu werden.

Eine weitere Maßnahme, die es ermöglicht den kritischen Fugenabstand zu unterschreiten, ist die Methode der starken Schubwände. Starke Schubwände werden an der Kontaktstelle angebracht und schützen das Gebäude vor den pulsierenden Stößen infolge eines Zusammenpralls. Diese Wände sind rechtwinklig zur Fuge angeordnet und wirken aufgrund ihrer großen Steifigkeit wie Stoßdämpfer. Trotzdem kann nicht die gesamte Energie über die Schubwände abgeleitet werden, daher wird ein Teil davon auch auf die restliche Tragstruktur übertragen. Diese zusätzliche dynamische Beanspruchung muss bei der Auslegung des Tragwerks berücksichtigt werden. Wird ein bestehendes Gebäude im Nachhinein mit Schubwänden aufgerüstet, ist mit einer starken Zunahme der Gebäudesteifigkeit zu rechnen. Das wiederum führt zu höheren Erdbebenbelastungen und kann eine Verstärkung der gesamten Tragstruktur erforderlich machen. In der Praxis findet die Methode der starken Schubwände bereits Anwendung, da sie im griechischen Eurocode als alternative Maßnahme zur seismischen Fuge angeführt wird [11].

6.3 Methoden, die zwei benachbarte Gebäude durch zusätzliche Vorrichtungen miteinander verbinden

Bei dieser Methode werden zwei benachbarte Gebäude durch spezielle Vorrichtungen miteinander verbunden. Als Verbindungselement können je nach Anforderung elastische Federelemente oder auch komplexere Dämpferelemente verwendet werden. Mit Hilfe der Verbindungselemente kann ein Zusammenstoß von benachbarten Gebäuden ohne umfangreiche Verstärkungsmaßnahmen verhindert werden. Diese Methode bringt aber auch einige Schwierigkeiten mit sich. An den Kontaktstellen können bei starken Erdbeben große Kräfte auftreten, die das Schwingungsverhalten beider Gebäude erheblich beeinflussen. Das kann dazu führen, dass eines der beiden Gebäude größeren Erdbebenbelastungen ausgesetzt wird, als ursprünglich vorgesehen. Weiters ist zu klären, wo man die Kontaktelemente am Gebäude anbringt und welchen Dämpferelementtyp man verwendet. Durch eine Verbindung erhält man im Grunde ein komplett neues Tragsystem, welches in der Lage sein muss die auftretenden Erdbebenkräfte sicher in den Baugrund abzuleiten.

7 Seismische Einwirkung

Für die Dimensionierung der seismischen Fuge ist die äußere Einwirkung Erdbeben maßgebend. Charakteristisch für Erdbeben ist, dass sie nur sehr selten auftreten, aber dann mit extremer Intensität während kurzer Zeit. Auslöser für Erdbeben sind meist abrupte Spannungsänderungen in der Erdkruste. Dabei werden riesige Energiemengen freigesetzt, die sich in Form von seismischen Wellen ausbreiten und an der Erdoberfläche Gebäude in Schwingungen versetzen. In Österreich kam es am 15. September 1590 südlich von Neulengbach zum bisher folgenschwersten Erdbeben. In der Bundeshauptstadt Wien verursachte dieses Beben erheblichen Sachschaden und es ist bis heute das einzige aufgezeichnete Erdbeben in Österreich, bei dem etliche Todesopfer zu beklagen waren. Ein weiteres starkes Erdbeben ereignete sich am Vormittag des 16. April 1972 in Seebenstein/Niederösterreich, im südlichen Teil des Wiener Beckens. Dieses Beben forderte zwar keine Todesopfer, aber die Feuerwehr musste über 800 Mal ausrücken und unzählige Schornsteine im Stadtgebiet Wien wurden durch das Beben beschädigt. *„Erdbeben, die Gebäudeschäden verursachen, treten in Österreich in sehr unregelmäßiger Folge auf. Im statistischen Mittel, also stark gerundet, ereignet sich alle zwei bis drei Jahre ein Erdbeben mit einer Epizentralintensität von mindestens 6°, alle 15 Jahre von mindestens 7° und alle 75 Jahre ein Erdbeben des Intensitätsgrades 8°“* [1]. In den folgenden Kapiteln wird ein Überblick über die Entstehung von Erdbeben und deren Ausbreitung im Erdinneren und an der Erdoberfläche gegeben. Des Weiteren werden die wichtigsten Kenngrößen erläutert und Möglichkeiten für die Charakterisierung eines Erdbebens aufgezeigt.

7.1 Arten von Erdbeben

Je nach Entstehungsart kann man Erdbeben einteilen in: Tektonische Beben, Vulkanische Beben, Einsturzbeben, Stauseeinduzierte Beben und Künstliche Beben [24].

Tektonische Beben

In über 95 % der Fälle sind Erdbeben eine Folge von plattentektonischen Vorgängen in der oberflächlichen Erdkruste. Die Erdkruste kann als eine dünne Haut betrachtet werden, die eine Dicke zwischen etwa 10 km unter den Ozeanen und 70 km in den Alpen aufweist. Auf der Erde gibt es insgesamt 14 große und zahlreiche kleine Platten, die angetrieben von geothermischen Strömen dauernd in Bewegung bleiben [24]. An den Kontaktstellen der Platten, den sogenannten Verwerfungen, können sich durch gegenseitige Bewegungsvorgänge enorme Energiemengen aufstauen. Das Gestein wird dabei immer größeren Kräften ausgesetzt, bis die Bruchfestigkeit überschritten wird und die Energie in Form eines Erdbebens freigesetzt wird. An den Plattenrändern stellt sich dadurch schlagartig ein neuer

Spannungszustand ein, der im Allgemeinen kleinere Spannungsgradienten aufweist und als Entspannungsvorgang bezeichnet werden kann.

„Ein Beispiel dafür sind die Grenzräume zwischen Afrika und Europa, wo die Eurasische- und die Afrikanische Platte aufeinanderprallen. Erdstöße in Griechenland, Italien, Jugoslawien und Nordafrika werden von Brüchen entlang dieser Verwerfungen verursacht.“ [33].

Vulkanische Beben

In vulkanischen Zonen, können Erdbeben auch direkt durch aufsteigendes Magma entstehen. Das Erdbeben wird dabei durch die rasche örtliche Veränderung der Temperatur- und Druckverhältnisse und die damit verbundenen Spannungsänderungen in der Erdkruste verursacht [24].

Einsturzbeben

Eine andere mögliche Erdbebenursache ist der Einsturz eines Hohlraums im Gestein. Dabei kann es sich um künstliche oder natürliche Hohlräume handeln: Künstliche Hohlräume werden zum Beispiel durch Bergbau oder unterirdische Speicherbecken geschaffen, natürliche Hohlräume findet man zum Beispiel in Karstgebieten [24].

Stauseeinduzierte Beben

Bei Stauseen, die das erste Mal aufgefüllt werden, kann der Wasserdruck Gesteinsbrüche und entsprechende Erdbeben erzeugen. Ein derartiges Beben wurde 1967 in Koyna (Indien) aufgezeichnet; 177 Menschen verloren dabei ihr Leben [24].

Künstliche Beben

Künstliche Erdbeben sind von Menschen induzierte Beben. Solche werden durch Sprengungen und insbesondere durch ober- oder unterirdische Atombombenexplosionen künstlich erzeugt [24].

7.2 Ausbreitung von Erdbebenwellen

Die Eigenschaften der abgestrahlten Erdbebenwellen werden primär durch Prozesse beim Bruchvorgang im Erdbebenherd bestimmt. Nach dem Bruchvorgang breitet sich die freigesetzte Bewegungsenergie im Erdinneren in Form von Wellen aus und je nach Eigenschaften des Übertragungsmediums werden Amplitude und Frequenzgehalt noch weiter beeinflusst. Grundsätzlich entstehen zwei Arten von Wellen: Raumwellen, die durch das Erdinnere laufen, und Oberflächenwellen, die sich entlang der Erdoberfläche ausbreiten [33].

7.2.1 Raumwellen

Raumwellen treten in der Erdkruste je nach Schwingungsrichtung als Kompressionswellen (P- primär) oder als Scherwellen (S- sekundär) auf.

P-Wellen sind Longitudinalwellen, welche sich durch Kompression und Dilatation fortbewegen. Bei den meisten tektonischen Beben wird der Hauptenergieteil in Form von P-Wellen abgestrahlt. Die Ausbreitung in Fortpflanzungsrichtung erfolgt durch die Vor- und Rückwärtsbewegung der Teilchen. Diese Art der Wellenausbreitung ist nur in festem Gestein, in flüssigem Magma oder im Wasser möglich. P-Wellen treffen meist vor den S-Wellen am Ort des Geschehens ein, da die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der P-Wellen wesentlich höher ist.

S-Wellen sind Transversalwellen, bei denen sich die Teilchen quer zu Fortpflanzungsrichtung hin- und her bewegen. Die Bewegung kann sowohl auf horizontaler (SH-Wellen) als auch auf vertikaler (SV-Wellen) Ebene erfolgen, vorausgesetzt die Übertragung findet im festen Gestein statt. Die Fortpflanzungsgeschwindigkeit bei S-Wellen ist wesentlich geringer als bei P-Wellen. Dennoch sind diese Wellentypen bei kleineren Erdbeben hauptverantwortlich für die meisten Gebäudeschäden. In Abbildung 14 ist die Ausbreitung der P- und S-Wellen grafisch dargestellt.

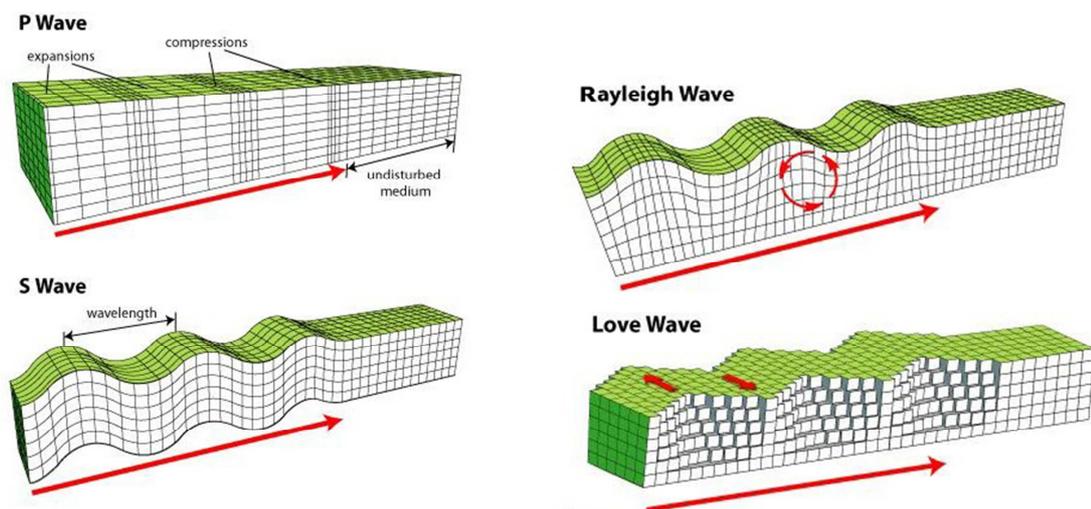


Abbildung 14: Ausbreitung von Raumwellen und Oberflächenwellen aus [34]

7.2.2 Oberflächenwellen

Erreichen die Raumwellen die Erdoberfläche, so können durch Reflexionen und Refraktionen neue seismische Wellen, sogenannte Oberflächenwellen, entstehen. Die Eindringtiefe bei Oberflächenwellen entspricht etwa der Wellenlänge, die wiederum von der Frequenz abhängig ist. Die wichtigsten Oberflächenwellentypen sind die L-Wellen (Love-Wellen) und

die R-Wellen (Rayleigh-Wellen). Beide Wellentypen sind im Vergleich zu den Raumwellen wesentlich langsamer und treffen daher am Ort des Geschehens erst nach den S-Wellen ein. L-Wellen verhalten sich ähnlich wie SH-Wellen. Die Teilchen bewegen sich dabei quer zur Fortpflanzungsrichtung, erzeugen jedoch keine vertikale Bodenbewegung. Des Weiteren verfügen diese Wellen über große Amplituden und richten daher meist größere Schäden an. R-Wellen verhalten sich ähnlich wie Wasserwellen. Die Teilchen bewegen sich auf elliptischen Bahnen entlang einer vertikalen Ebene, d.h. sowohl horizontal vor und zurück, als auch vertikal auf und ab. R-Wellen sind im Vergleich zu L-Wellen nicht sehr zerstörerisch. Allgemein treten Oberflächenwellen in einem niedrigen Frequenzband auf, mit Frequenzen zwischen 0,1 Hz - 0,3 Hz, was in vielen Fällen den Eigenfrequenzen der Gebäude entspricht. In Abbildung 14 ist die Ausbreitung der R- und L-Wellen grafisch dargestellt.

7.3 Merkmale und Kenngrößen von Erdbeben

In diesem Kapitel werden die wichtigsten Merkmale von Erdbeben und deren Kenngrößen genauer erläutert.

7.3.1 Epizentrum und Hypozentrum

Bei tektonischen Erdbeben wird der Erdbebenherd, auch Hypozentrum genannt, im Erdinneren theoretisch als punktförmige Quelle angesehen. In Wirklichkeit aber ereignet sich der Bruch entlang einer größeren Fläche, die man Bruchfläche oder Herdfläche nennt. Die Lage der Bruchfläche ist beliebig, sie kann vertikal, horizontal oder auch schief im Raum angeordnet sein (siehe Abbildung 15). Die Ausdehnung solcher Flächen kann sich über 100 km erstrecken, je nach Stärke des Erdbebens.

Der Ort an der Erdoberfläche senkrecht über dem Hypozentrum wird als Epizentrum bezeichnet. Bei starken Erdbeben sind im Epizentrum und in der näheren Umgebung die größten Schäden zu erwarten. In Abbildung 15 sind nochmal die wichtigsten Begriffe, die im Zusammenhang mit Erdbeben auftreten grafisch dargestellt.

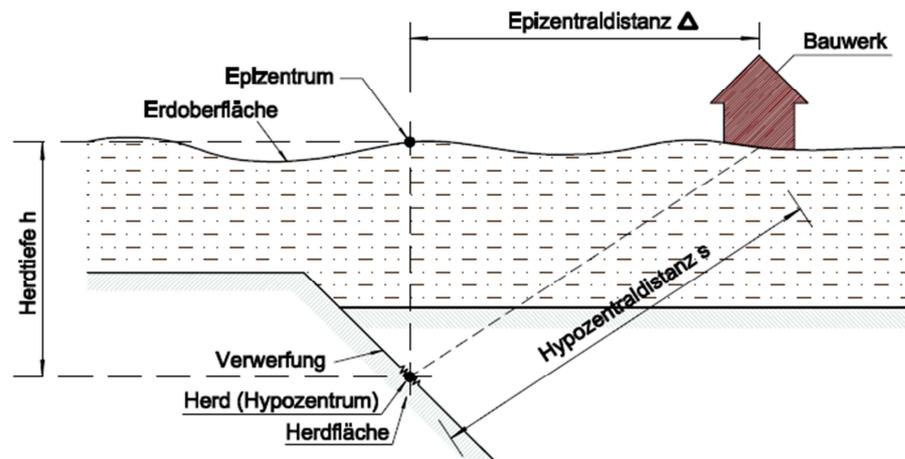


Abbildung 15: Wichtige Begriffe in Zusammenhang mit Erdbeben nach [24]

7.3.2 Erdbebenskalen

Es gibt zwei Erdbebenskalen, mit denen man die Stärke eines Erdbebens charakterisieren kann: Die Magnitudenskala und die Intensitätsskala.

Magnitudenskala

„Die Magnitude ist ein Maß für die Herdenergie, d.h. ein Maß für die bei einem Erdbeben im Hypozentrum in Form von elastischen Wellen abgestrahlte Energie.“ Es gibt folgende empirische Beziehung zwischen Herdenergie und Magnitude [24]:

$$M = \frac{2}{3}(\log E [\text{erg}] - 11,8) = \frac{2}{3}(\log E [\text{Joule}] - 4,8) \quad (24)$$

$$\log E [\text{erg}] = 11,8 + 1,5M \quad [] \quad (25)$$

mit,

M als Magnitude und

E als Herdenergie

Die Magnitudenskala ist nach oben hin offen, sie wurde von C.F. Richter 1935 eingeführt und kann auch als Richter-Skala bezeichnet werden. Durch den logarithmischen Zusammenhang zwischen Magnitude und Herdenergie erhöht sich bei einem Zuwachs von nur einer Magnitudenstufe die freigesetzte Energie um das 32-fache. Die Magnitude M kann aus den Maximalausschlägen von Geschwindigkeits-Seismogrammen ermittelt werden [24]:

$$M = \log\left(\frac{A}{T}\right)_{\text{max}} + f(\Delta, h) + Cs + Cr \quad (26)$$

mit,

A als Amplitude der Bodenverschiebung

T Wellenperiode,

Δ Epizentraldistanz,

h die Herdtiefe und

C_s und C_r Korrekturkonstanten für lokale und regionale Einflüsse.

Intensitätsskala

Eine weitere Möglichkeit, die Stärke eines Erdbebens zu charakterisieren, ist die sogenannte Intensitätsskala. *“Die Intensität I ist ein Maß für die Wahrnehmbarkeit und die lokale Zerstörungskraft eines Erdbebens“* [24]. Sie wird durch die Beschreibung von Auswirkungen auf Mensch, Bauwerk und Landschaft festgestellt und spiegelt das makroseismische Verhalten wieder.

Es gibt verschiedenste Intensitätsskalen, aber in Europa wird vorwiegend die 12 stufige EMS-98 Skala (European Macroseismic Scale) verwendet (siehe Tabelle 1):

Tabelle 1: Kurzfassung der EMS-98 Intensitätsskala aus [35]

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

8 Ermittlung der horizontalen Verschiebungen für das Gebäudemodell 01

Um die erforderliche seismische Fugenbreite zu bestimmen, müssen vorerst die maximalen horizontalen Verschiebungen infolge Erdbebeneinwirkung berechnet werden. Dafür werden zwei Gebäudemodelle mit verschiedenen Aussteifungssystemen herangezogen. In diesem Kapitel werden am Gebäudemodell 01, wo die aussteifenden Tragwände an der Gebäudeaußenseite angeordnet sind, die maximalen Verschiebungen mit zwei unterschiedlichen Berechnungsverfahren ermittelt. Zuerst mittels vereinfachtem Antwortspektrenverfahren und anschließend mit einem räumlichen Finite-Elemente-Modell.

8.1 Geometrie

Bei dem fiktiven Bauwerk handelt es sich um einen fünfgeschossigen Skelettbau aus Stahlbeton, der in Ortbetonbauweise hergestellt wird. Die Gebäudehöhe misst inklusive Attika 21,63 m, die Regelgeschosshöhe beträgt 3,5 m und die Deckenstärke 0,25 m. Die Grundrissform ist rechteckig und hat folgende Abmessungen: 30 x 18 m. Die Horizontalaussteifung erfolgt durch sechs außenliegende Wandscheiben (6 x 0,3 m), die in jedem Geschoss durch eine Fensteröffnung von 2 x 1,4 m unterbrochen werden. Für die vertikale Lastabtragung werden zusätzlich zu den Wandscheiben Stützen (0,3 x 0,3 m) in einem Raster von 6 x 6 m errichtet. Das Kellergeschoss wird als steifer Kasten ausgebildet und die Gründung erfolgt auf einer 60 cm dicken Bodenplatte.

Der Grundriss des Gebäudes ist in Abbildung 16 dargestellt, die Vorderansicht und Seitenansicht in Abbildung 17 und Abbildung 18.

Grundriss

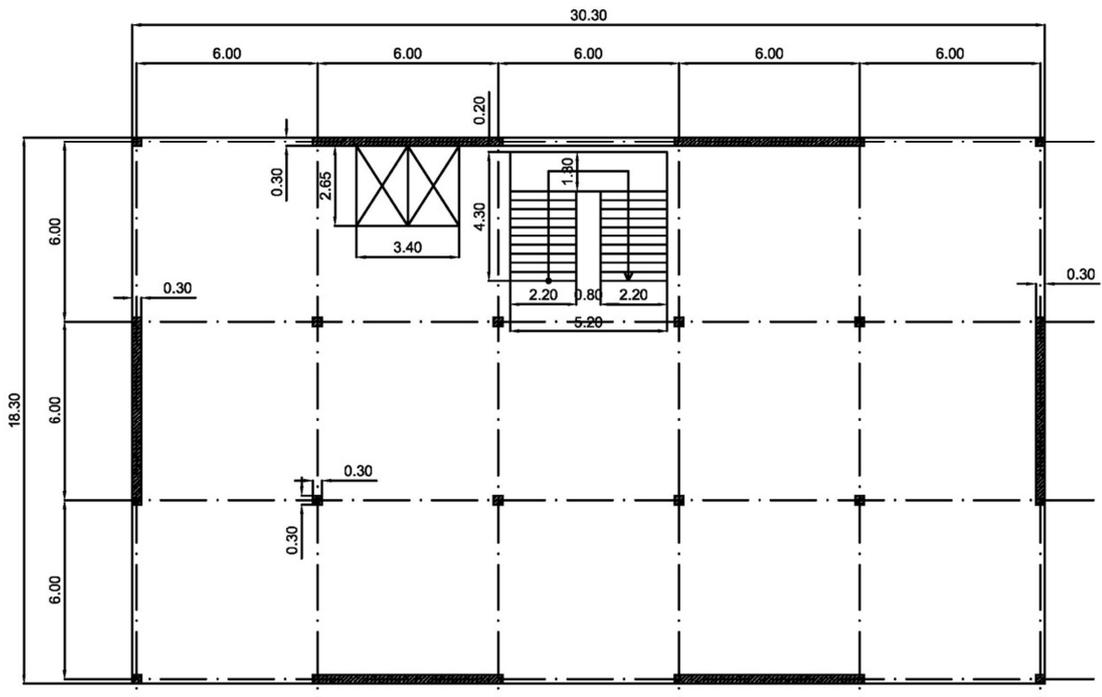


Abbildung 16: Grundriss Gebäudemodell 01

Vorderansicht

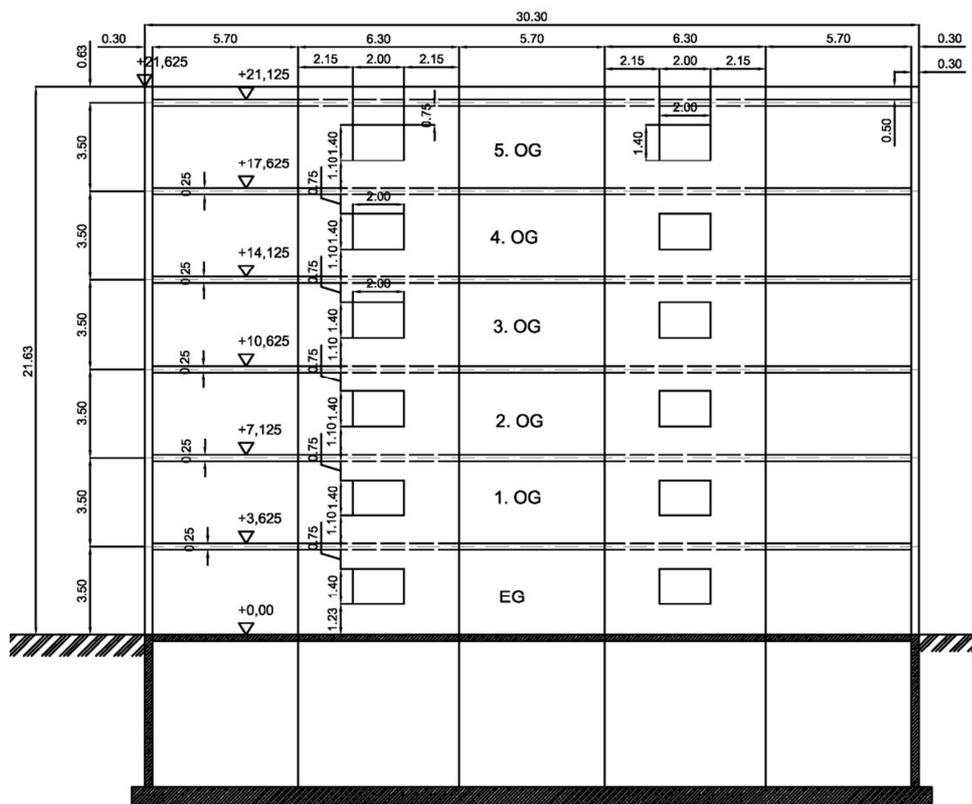


Abbildung 17: Vorderansicht Gebäudemodell 01

Seitenansicht

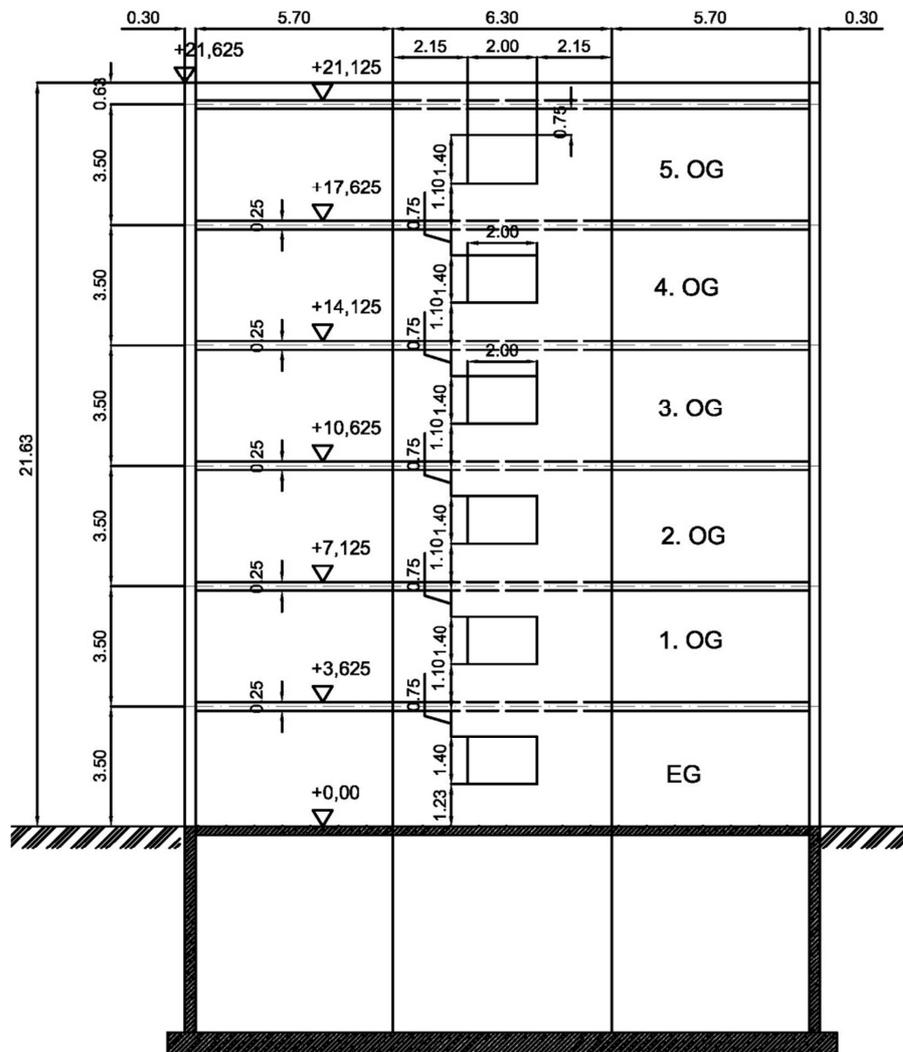


Abbildung 18: Seitenansicht Gebäudemodell 01

8.2 Material

8.2.1 Beton

Für die Herstellung der Geschossdecken, Stützen und aussteifenden Wände wird ein Beton mit der Güte C25/30 nach ÖNORM EN 1992-1-1:2010 verwendet.

- **Zustand I**

Dichte: $\rho = 25,00 \text{ kN/m}^3$

Elastizitätsmodul: $E_{cm} = 3,05 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$

Querdehnzahl: $\mu = 0,2$

Schubmodul: $G = \frac{E}{2(1+\mu)} = \frac{3,05 \cdot 10^7}{2(1+0,2)} = 1,27 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$

- **Zustand II**

Dichte: $\rho = 25,00 \text{ kN/m}^3$

Elastizitätsmodul: $E_{cm} = 1,525 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$

Querdehnzahl: $\mu = 0,2$

Schubmodul: $G = \frac{E}{2(1+\mu)} = \frac{1,525 \cdot 10^7}{2(1+0,2)} = 6,354 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$

8.2.2 Bewehrungsstahl

Für den Bewehrungsstahl wird die in Österreich übliche Betonstahlsorte B550 B gewählt.

8.3 Lasten

8.3.1 Lastaufstellung

Die Eigengewichte der Baustoffe bzw. Bauteile werden nach ÖNORM EN 1991-1-1:2010 und ÖNORM B 1991-1-1:2011 berechnet.

Für die Regelgeschossdecke werden folgende Lasten angesetzt:

<ul style="list-style-type: none"> • Ständige Lasten g_k: Aufbau + Eigenlast Stahlbetondecke 	8,25 kN/m²
$g_k =$	
<ul style="list-style-type: none"> • Veränderliche Lasten q_k: Nutzlast (Bürofläche) + Trennwandzuschlag 	
Nutzlastkategorie B2 Büroflächen in Bürogebäuden	3,0 kN/m ²
Trennwandzuschlag Eigengewicht $\leq 2,0 \text{ kN/m}$	0,8 kN/m ²
$q_k =$	3,80 kN/m²

Die Lasten für das Flachdach werden wie folgt angenommen:

<ul style="list-style-type: none"> • Ständige Lasten g_k: Aufbau + Eigenlast Stahlbetondecke 	10,50 kN/m²
$g_k =$	
<ul style="list-style-type: none"> • Veränderliche Lasten q_k: Nutzlast (nicht zugängliches Dach) + Schneelast 	
Nutzlastkategorie H (nicht zugängliche Dächer)	1,0 kN/m ²
Schneelast Oberpullendorf	1,3 kN/m ²
$q_k =$	1,00 kN/m²
$s_k =$	1,30 kN/m²

Wände:

Die Wände und Stützen werden durchgehend mit einer Stärke von $d = 30$ cm ausgeführt.

$$g_k = 0,3 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 7,50 \text{ kN/m}^2$$

Glasfassade:

$$g_k = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

8.4 Kombinationsregel

Die Einwirkungskombination für den Grenzzustand der Tragfähigkeit für die Bemessungssituation Erdbeben wird in der ÖNORM EN 1990:2010 Abschnitt 6.4.3.4 wie folgt angegeben:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (27)$$

E_d Bemessungswert der Beanspruchung

$G_{k,j}$ Charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung j

$Q_{k,i}$ Charakteristischer Wert einer nicht maßgebenden veränderlichen Einwirkung i

P Maßgebender repräsentativer Wert einer Vorspannung

A_{Ed} Bemessungswert einer Einwirkung infolge Erdbeben

$\psi_{2,i}$ Beiwert für quasi-ständige Werte der veränderlichen Einwirkung

Die Werte für $\psi_{2,i}$ sind in der ÖNORM EN 1990:2010 Abschnitt A.1.2.2 angeführt:

$\psi_{2,Geschosse} = 0,3$ (Kategorie B: Bürogebäude)

$\psi_{2,Dach} = 0,0$ (Kategorie H: Dach)

$\psi_{2,Schnee} = 0,0$ (Für Orte mit einer Höhe niedriger als 1000 m ü. NN)

Für die Berechnung der mitschwingenden Masse wird nach ÖNORM EN 1998-1:2010 Abschnitt 3.2.4 folgende Kombination angegeben:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (28)$$

mit

$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$ nach ÖNORM B 1998-1:2011 Abschnitt 8.1.2

Die Kombinationsbeiwerte $\psi_{2,i}$ berücksichtigen die Wahrscheinlichkeit, dass die Bemessungslasten während eines Erdbebens nicht überall im Bauwerk vorhanden sind.

Laut den nationalen Festlegungen der ÖNORM EN 1998-1:2010 wird bei Hochbauten $\varphi = 1$ angesetzt.

Zusammenfassend erhält man für die Berechnung der mitschwingenden Masse folgende Flächenbelastungen:

Regelgeschoss

$$8,25 \text{ kN/m}^2 + 0,3 \cdot 3,8 \text{ kN/m}^2 = 9,39 \text{ kN/m}^2$$

Flachdach

$$10,5 \text{ kN/m}^2 + 0,0 \cdot 1 \text{ kN/m}^2 + 0,0 \cdot 1,74 \text{ kN/m}^2 = 10,5 \text{ kN/m}^2$$

8.5 Massenermittlung

In der nachfolgenden Tabelle werden die Massen für die Erdbebenberechnung nach den derzeit gültigen Kombinationsregeln ermittelt.

In Tabelle 2 bedeutet:

H	die Einflusshöhe der Geschossmasse
A	Geschossfläche abzüglich der Aufzugöffnung
ψ_{EI}	Kombinationsbeiwert für veränderliche Lasten
q_k	veränderliche Lasten
g_k	ständige Lasten
A_{st}	Stützenfläche
V_{st}	Volumen der Stützen
G_{st}	Gewichtskraft der Stützen
l_w	Länge der Wand
A_w	Bruttowandfläche= Wandlänge · Einflusshöhe
WDB	Wanddurchbruchanteil
A_{ow}	Nettowandfläche
V_w	Volumen der Wände
G_w	Gewichtskraft der Wände
l_g	Länge der Glasfassade
A_g	Fläche der Glasfassade
G_g	Gewichtskraft der Glasfassade
l_A	Länge der Attika
A_A	Fläche der Attika
G_A	Gewichtskraft der Attika

Tabelle 2: Massenermittlung für Gebäudemodell 01

Bauteil		Einheit	unterer Teil	D. ü. EG	D. ü. 1OG	D. ü. 2OG	D. ü. 3OG	D. ü. 4OG	D. ü. 5OG	Σ
	H	m	1,75	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	1,75	
Decke	A	m ²		545,48	545,48	545,48	545,48	545,48	554,49	
	$\Psi_{EI} \cdot q_k$	kN/m ²		1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	0,00	
	$Q_{DECKE} = \Psi_{EI} \cdot q_k \cdot A$	kg		63389,11	63389,11	63389,11	63389,11	63389,11	0,00	316945,57
	g_k	kN/m ²		8,25	8,25	8,25	8,25	8,25	10,50	
	$G_{Decke} = g_k \cdot A$	kg		458737,00	458737,00	458737,00	458737,00	458737,00	593490,83	2887175,84
Stütze	A_{St}	m ²	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08	1,08	
	V_{St}	m ³	1,89	3,78	3,78	3,78	3,78	3,78	1,89	
	G_{St}	kg	4816,51	9633,03	9633,03	9633,03	9633,03	9633,03	4816,51	57798,17
Wände	l_w	m	37,80	37,80	37,80	37,80	37,80	37,80	37,80	
	A_w	m ²	66,15	132,30	132,30	132,30	132,30	132,30	66,15	
	WDB	m ²	8,40	16,80	16,80	16,80	16,80	16,80	8,40	
	A_{OW}	m ²	57,75	115,50	115,50	115,50	115,50	115,50	57,75	
	V_w	m ³	17,33	34,65	34,65	34,65	34,65	34,65	17,33	
	G_w	kg	44151,38	88302,75	88302,75	88302,75	88302,75	88302,75	44151,38	529816,51
Glasfassade	l_w	m	60,00	60,00	60,00	60,00	60,00	60,00	60,00	
	A_w	m ²	105,00	210,00	210,00	210,00	210,00	210,00	142,50	
	G_w	kg	10703,36	21406,73	21406,73	21406,73	21406,73	21406,73	14525,99	132263,00
Attika	l_w	m	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	97,20	
	A_w	m ²	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	48,60	
	V_w	m ³	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	14,58	
	G_w	kg	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	37155,96	37155,96
Σ	$\Sigma G + \Sigma \Psi_{EI} \cdot Q$	kg	59671,25	641468,62	641468,62	641468,62	641468,62	641468,62	694140,67	3961155,05 kg

8.6 Regelmäßigkeitskriterien

Laut ÖNORM EN 1998-1:2010 unterscheidet man für die Erdbebenauslegung zwischen regelmäßigen und unregelmäßigen Bauwerken. Sind die Regelmäßigkeitskriterien sowohl im Grundriss als auch im Aufriss erfüllt, können vereinfachte Berechnungsmethoden und Rechenmodelle für die Erdbebenbemessung herangezogen werden. Tabelle 3 zeigt die Auswirkung der konstruktiven Regelmäßigkeit auf die Erdbebenberechnung.

Tabelle 3: Auswirkungen der konstruktiven Regelmäßigkeit auf die Erdbebenberechnung und Auslegung [36]

Regelmäßig		Zulässige Vereinfachung		Verhaltensbeiwert
Grundriss	Aufriss	Modell	Linear-elastische Berechnung	(für lineare Berechnung)
Ja	Ja	Eben	Vereinfacht ^a	Referenzwert
Ja	Nein	Eben	Modal	Abgemindert
Nein	Ja	Räumlich ^b	Vereinfacht ^a	Referenzwert
Nein	Nein	Räumlich	Modal	Abgemindert

^a Falls die Bedingung von 4.3.3.2.1(2)a) ebenfalls erfüllt ist.
^b Unter den besonderen Bedingungen von 4.3.3.1(8) darf ein eigenes ebenes Modell in jeder der beiden Horizontalrichtungen verwendet werden, nach 4.3.3.1(8).

8.6.1 Regelmäßigkeitskriterien für den Grundriss

Damit ein Gebäude im Grundriss als Regelmäßig klassifiziert werden kann, müssen alle nachfolgenden Bedingungen erfüllt sein [36]:

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

$$e_{0x} \leq 0,3 r_x \quad (29)$$

$$r_x \geq l_s \quad (30)$$

mit

e_{0x} als Abstand zwischen dem Steifigkeitsmittelpunkt und dem Massenmittelpunkt, gemessen in x -Richtung, die senkrecht zur betrachteten Berechnungsrichtung verläuft;

r_x als Quadratwurzel des Verhältnisses zwischen der Torsionssteifigkeit und der Horizontalsteifigkeit in y -Richtung („Torsionsradius“);

l_s als Trägheitsradius der Geschossmasse im Grundriss.

- f) In mehrgeschossigen Gebäuden sind nur Näherungsdefinitionen von Steifigkeitsmittelpunkt und Torsionsradius möglich. Eine vereinfachte Definition zwecks Klassifizierung der konstruktiven Regelmäßigkeit im Grundriss und zur näherungsweise Erfassung von Torsionseffekten ist möglich, wenn die beiden folgenden Bedingungen erfüllt werden:
- Alle Systeme zur Abtragung horizontaler Lasten, wie Kerne, tragende Wände oder Rahmen, verlaufen ohne Unterbrechung von der Gründung bis zur Gebäudeoberkante.
 - Die Biegelinien der einzelnen Aussteifungssysteme unter Horizontallasten unterscheiden sich nicht wesentlich. Diese Bedingung darf als erfüllt betrachtet werden bei Rahmensystemen und Wandsystemen.
- g) Bei Rahmen und bei Systemen aus schlanken Wänden mit überwiegend Biegeverformungen dürfen die Lage des Steifigkeitsmittelpunkts und der Torsionsradius aller Geschosse unter Verwendung der Trägheitsmomente der Querschnitte der Vertikalbauteile berechnet werden. Wenn zusätzlich zu den Biegeverformungen auch Schubverformungen eine nicht zu vernachlässigende Rolle spielen, dürfen sie durch die Verwendung von äquivalenten Querschnittsträgheitsmomenten berücksichtigt werden.

8.6.2 Regelmäßigkeitskriterien für den Aufriss

Damit ein Bauwerk im Aufriss als regelmäßig angesehen werden kann, müssen folgende Bedingungen erfüllt sein [36]:

- h) Alle horizontalen Aussteifungssysteme wie Kerne, tragende Wände oder Rahmen müssen ohne Unterbrechung von ihren Gründungen bis zur Oberkante des Gebäudes oder, wenn auf verschiedenen Höhen Rücksprünge vorhanden sind, bis zur Oberkante des entsprechenden Gebäudeteils verlaufen.*
- i) Sowohl die Horizontalsteifigkeit als auch die Masse der einzelnen Geschosse müssen konstant sein oder allmählich ohne sprunghafte Änderungen vom Fundament bis zur Spitze eines Gebäudes abnehmen.*
- j) Wenn Rücksprünge vorhanden sind, gelten folgende zusätzliche Bedingungen:*
 - für allmähliche Rücksprünge unter Wahrung der axialen Symmetrie darf der Rücksprung in jedem Stockwerk nicht größer sein als 20 % der vorhergehenden Grundrissabmessung in Richtung des Rücksprungs (siehe Abbildung 19.a und Abbildung 19.b);*
 - für einen einzelnen Rücksprung innerhalb der unteren 15 % der Gesamthöhe des Haupttragsystems darf der Rücksprung nicht größer als 50 % der vorhergehenden Grundrissabmessung sein (siehe Abbildung 19.c). In diesem Fall sollte die Tragkonstruktion des unteren Bereichs innerhalb der Vertikalprojektion des Umrisses der oberen Stockwerke derart ausgelegt werden, dass sie mindestens 75 % der horizontalen Schubkräfte aufnehmen kann, die in diesem Bereich eines ähnlichen Gebäudes ohne Vergrößerung der Basis entstehen würden;*
 - wenn die Rücksprünge die Symmetrie verletzen, darf in jeder Seitenansicht die Summe der Rücksprünge von allen Geschossen nicht größer als 30 % der Grundrissabmessung des ersten Geschosses oberhalb der Gründung oder oberhalb eines starren Kellergeschosses sein, und die einzelnen Rücksprünge dürfen nicht größer als 10 % der vorhergehenden Grundrissabmessung sein (siehe Abbildung 19.d).*

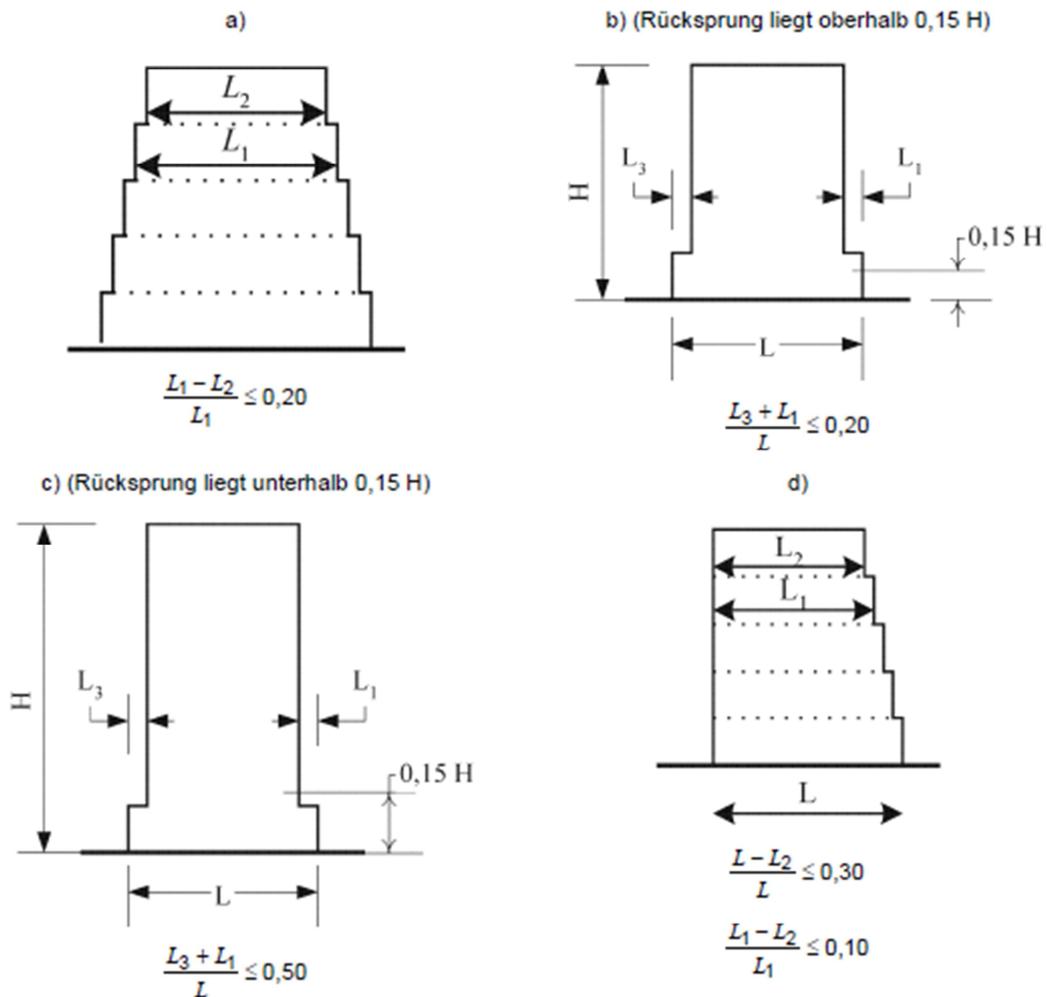


Abbildung 19: Kriterien für die Regelmäßigkeit von Gebäuden mit Rücksprüngen [36]

Damit die vereinfachten Berechnungsmethoden und Rechenmodelle verwendet werden können, ist nachzuweisen, dass der Steifigkeitsmittelpunkt und der Massenmittelpunkt annähernd auf einer vertikalen Geraden liegen. Für das vorliegende Gebäudemodell wird angenommen, dass die Massen der Geschossdecken gleichmäßig über die Fläche verteilt sind. Der Einfluss der Aufzugöffnung und die zusätzlichen Lasten durch den Treppenaufgang werden dabei vernachlässigt. Durch diese Vereinfachung liegt der Massenmittelpunkt exakt im Schwerpunkt der Deckescheibe und die Koordinaten ergeben sich zu: $x_m = 15,15 \text{ m}$ und $y_m = 9,15 \text{ m}$ (siehe Abbildung 22).

Durch die regelmäßige Anordnung der aussteifenden Wände im Grundriss, fallen für das vorliegende Beispiel Steifigkeitsmittelpunkt und Massenmittelpunkt zusammen und die Regelmäßigkeitskriterien a) – g) von Abschnitt 8.6.1 sind damit eindeutig erfüllt.

Nach ÖNORM EN 1998-1:2010 Abschnitt 4.3.1 (5) kann in solchen Fällen die Berechnung anhand von zwei ebenen Modellen, jeweils für eine der beiden Hauptrichtungen durchgeführt werden.

Da auch im Aufriss alle Regelmäßigkeitskriterien eindeutig erfüllt sind darf für die Berechnung der Verformungen das vereinfachte Antwortspektrenverfahren herangezogen werden.

8.7 Erdbebeneinwirkung

Beim vorliegenden Beispiel wird angenommen, dass es sich um ein mehrstöckiges Bürogebäude handelt, welches im Stadtgebiet Oberpullendorf im Burgenland erbaut werden soll. Nach ÖNORM B 1998-1:2011 A.3 befindet sich das Bauwerk somit in der Erdbebenzone 2 und die Referenzbodenbeschleunigung ist mit $a_{gr} = 0,54 \text{ m/s}^2$ anzusetzen. Je nachdem, was für Folgen der Einsturz eines Gebäudes auf die betroffene Bevölkerung hat, unterscheidet die Norm zwischen 4 Bedeutungskategorien. Bürogebäude sind der Bedeutungskategorie II zuzuordnen. Sie fallen in die Kategorie der gewöhnlichen Gebäude mit einer Referenz-Wiederkehrperiode von 475 Jahren. Nach ÖNORM B 1998-1 Abschnitt 8.1.3 kann in Abhängigkeit von Erdbebenzone und Bedeutungskategorie der Bedeutungsbeiwert γ nach Tabelle 4 bestimmt werden.

Tabelle 4: Festlegung des Bedeutungsbeiwerts γ [35]

Zonengruppe	Bedeutungskategorie γ			
	I	II	III	IV
0	0,8	1,0	1,0	1,0
1	0,8	1,0	1,0	1,0
2	0,8	1,0	1,1	1,2
3	0,8	1,0	1,2	1,4
4	0,8	1,0	1,4	1,4

Für unser Beispiel ergibt sich damit ein Bedeutungsbeiwert von $\gamma = 1,0$.

8.7.1 Baugrundbeschreibung

Über die Baugrundklasse werden lokale Bodenbeschaffenheiten direkt unterhalb des Bauwerks bei der Erdbebenberechnung mitberücksichtigt. Da bei ungünstigen Bodenbeschaffenheiten die Erdbebenbeanspruchung eines Bauwerks auch vergrößert werden kann, wird über den Bodenparameter S das Bemessungsspektrum dementsprechend erhöht. Für Bauwerke der Bedeutungskategorie I und II ist es ausreichend, wenn eine Grobschätzung der Baugrundklasse vorgenommen wird. Im vorliegenden Beispiel wird als Baugrund ein dichter bzw. mitteldichter Kies angenommen.

Nach ÖNORM EN 1998-1:2010 Tabelle 3.1 kann der Baugrund somit der Baugrundklasse C zugeordnet werden. Da in Österreich nur das Antwortspektrum Typ 1 verwendet werden darf, ergibt sich für das vorliegende Beispiel, laut ÖNORM EN 1998-1:2010 Tabelle 3.2 ein S-Wert von $S = 1,15$ (siehe Tabelle 5).

8.7.2 Bestimmung der seismischen Einwirkung

Sind Referenzbodenbeschleunigung, Bedeutungskategorie und Baugrundklasse bekannt, kann die Bemessungsbodenbeschleunigung mit folgender Formel berechnet werden:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S = 1 \cdot 0,54 \cdot 1,15 = 0,62 \text{ m/s}^2 < 0,98 \text{ m/s}^2 \quad (31)$$

mit

γ_I Bedeutungsbeiwert

a_{gR} Referenzbodenbeschleunigung

S Bodenparameter

Da beim vorliegendem Beispiel die Bemessungsbodenbeschleunigung kleiner als $a_g < 0,98 \text{ m/s}^2$ ist, spricht man von **geringer Seismizität**. Nach ÖNORM EN 1998-1:2010 Abschnitt 3.1.2(4) können bei geringer Seismizität vereinfachte Erdbebenauslegungsverfahren verwendet werden. In der Regel dürfen dabei linear elastische Berechnungen an zwei ebenen Modellen durchgeführt werden. Ist die Bemessungsbodenbeschleunigung kleiner als $a_g < 0,49 \text{ m/s}^2$ spricht man von **sehr geringer Seismizität**. Bei Vorliegen von sehr geringer Seismizität ist bei üblichen Bauwerken des Hochbaus in der Regel nicht mehr die Erdbebenbeanspruchung, sondern die Windbelastung maßgebend.

8.8 Duktilität

Für die Ermittlung des Bemessungsbebens muss zuerst der Verhaltensbeiwert q berechnet werden. Der Verhaltensbeiwert q ist ein Pauschalwert, der die globale Bauwerksduktilität berücksichtigt. Bei Stahlbetonbauteilen wird der Wert q hauptsächlich durch die Duktilität des Bewehrungsstahls und des Betons sowie durch die Qualität der konstruktiven Details bestimmt [37]. Die Norm sieht für die Auslegung von Bauwerken drei Duktilitätsklassen vor: DCL für niedrig dissipatives Tragverhalten, DCM für mittleres dissipatives Tragverhalten und DCH für hohes dissipatives Tragverhalten. Bei der Auslegung eines Tragwerks für DCL (niedrige Duktilität) müssen lediglich die Regeln nach ÖNORM EN 1992-1:2010 für die Erdbeben-Bemessungssituation angewendet werden. Die Vorschriften des Abschnitts 5 der ÖNORM EN 1998-1:2010 können vernachlässigt werden. Die einzigen Voraussetzungen sind: Das Bauwerk muss sich in einem Gebiet mit niedriger Seismizität befinden und für

seismische Bauteile muss ein Bewehrungsstahl der Klasse B oder C nach ÖNORM EN 1992-1: 2011 Tabelle C.1 verwendet werden.

Da bei dem vorliegenden Beispiel beide Bedingungen erfüllt sind, kann das Bauwerk für eine niedrige Duktilität ausgelegt werden und der Verhaltensbeiwert ergibt sich somit laut ÖNORM EN 1998-1:2010 Abschnitt 5.3.3 zu $q=1,5$.

8.9 Bemessungsspektrum

Beim vereinfachten Antwortspektrenverfahren wird die horizontale Erdbebeneinwirkung durch elastische Antwortspektren beschrieben. Die Spektren werden durch Funktionen zwischen den Einhängenpunkten, A bis D definiert. Da in Österreich nur das Antwortspektrum Typ 1 verwendet werden darf, sind die Kontrollperioden T_A , T_B , T_C und T_D nur von der Baugrundklasse abhängig. Für eine Baugrundklasse C ergeben sich nach ÖNORM EN 1998-1:2010 Tabelle 3.2 folgende Werte:

Tabelle 5: Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren vom Typ 1 [36]

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

Durch den Verhaltensbeiwert q , der die Bauwerksduktilität berücksichtigt, können lineare Antwortspektren in ein inelastisches Bemessungsspektrum überführt werden. Der Verhaltensbeiwert q „beschreibt näherungsweise das Verhältnis zwischen den Erdbebenkräften, die auf das Bauwerk einwirken würden, wenn seine Antwort mit 5 % viskoser Dämpfung vollkommen elastisch wäre und den kleinsten Erdbebenkräften, die bei der Bemessung mit einem konventionellen linearen Modell verwendet werden dürfen, um die Standsicherheit des Bauwerks zu gewährleisten“ [38]. Bei diesem Vorgehen handelte es sich um eine Näherung, da angenommen wird, dass sich aus den vorhandenen lokalen dissipativen Reserven eine globale Duktilität ergibt. Eigentlich wäre die Verwendung von inelastischen Spektren für elastische Berechnungen nach dem Antwortspektrenverfahren mit anschließender Überlagerung der Ergebnisse nicht erlaubt, da das Superpositionsprinzip nicht gilt. Dennoch hat sich dieses Verfahren in der Praxis bewährt, da es eine gute Abschätzung des nichtlinearen dynamischen Tragverhaltens liefert [33]. Die funktionalen Verläufe zwischen den Kontrollperioden sind in der ÖNORM EN 1998-1:2010 Abschnitt 3.2.2.5 wie folgt definiert:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (32)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (33)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (34)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (35)$$

mit

$S_d(T)$ als Ordinate des Bemessungsspektrums

a_g als Bemessungswert der Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A

T_{A-D} als Kontrollperioden des Spektrums

S als Bodenparameter

q als Verhaltensbeiwert

β als Beiwert für den unteren Grenzwert für das horizontale Bemessungsspektrum

Dieses Spektrum hat eine Referenzwiederkehrperiode von 475 Jahren mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10 % in 50 Jahren. Für das vorliegende Beispiel ergibt sich für die berechnete Bodenbeschleunigung und Baugrundklasse folgendes Bemessungsspektrum:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} = 0,54 \text{ m/s}^2 \quad S = 1,15 \quad q = 1,5$$

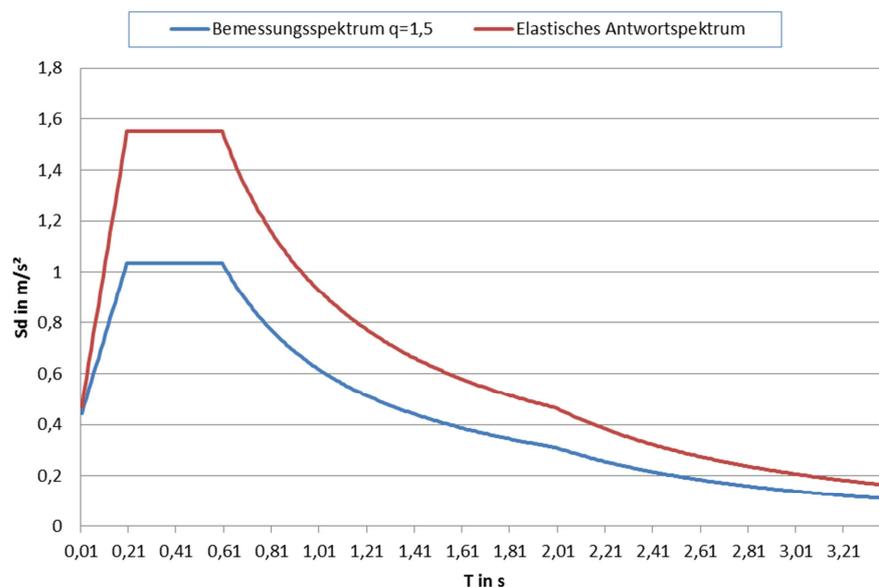


Abbildung 20: Bemessungsspektrum mit $q=1,5$ und Elastisches Antwortspektrum

8.10 Modellbildung für das vereinfachte Antwortspektrenverfahren

Für die Berechnung der seismischen Fuge müssen Modelle gebildet werden, die das wirkliche Tragverhalten unter Erdbebeneinwirkung idealisiert darstellen. Damit das vorliegende Gebäudemodell eindeutig definiert ist, müssen gewisse Annahmen getroffen werden. Nachfolgend werden diese genauer erläutert.

8.10.1 Trennung der orthogonalen Richtungen

Im vorliegenden Beispiel wird wie schon in Abschnitt 8.6 angenommen, dass sich der Massenmittelpunkt näherungsweise im Deckenschwerpunkt befindet. Da die Tragwände im Grundriss doppelsymmetrisch angeordnet sind, fallen Massenmittelpunkt und Steifigkeitsmittelpunkt zusammen. Damit sind die Regelmäßigkeitskriterien nach Abschnitt 8.6.1 eindeutig erfüllt und nach ÖNORM EN 1998-1:2010 Abschnitt 4.3.1 (5) kann die Berechnung anhand von zwei ebenen Modellen, jeweils für eine der beiden Hauptrichtungen durchgeführt werden. Durch die symmetrische Anordnung der Tragwände darf die Nachweisführung getrennt für beide Gebäudehauptachsen erfolgen. Eine Überlagerung der Horizontalkomponenten in x- und y-Richtung muss nicht zusätzlich berücksichtigt werden.

8.10.2 Ersatzstabmodell

Für die Aufnahme der horizontalen Lasten aus Erdbebeneinwirkung werden im vorliegenden Beispiel Wandscheiben herangezogen.

Unter der Voraussetzung, dass die Wandscheiben über alle Geschosse hindurchlaufen und mit den starren Deckenscheiben kraftschlüssig verbunden sind, lässt sich das Tragwerk auf einen sogenannten Ersatzstab zurückführen. Besteht das Tragwerk aus mehreren Aussteifungselementen, wie es bei unserem Beispiel der Fall ist, ergibt sich als Ersatztragwerk ein elastisch eingespannter Biegeersatzstab mit dem Trägheitsmoment:

$$I = \sum_{i=1}^n I_i \quad [\text{m}^4] \quad (36)$$

und der Schubfläche

$$A_s \approx \sum_{i=1}^n A_{si} \quad [\text{m}^2] \quad (37)$$

mit

I_i Trägheitsmoment eines in Lastrichtung gelegenen Aussteifungstragwerks

A_{si} Schubfläche eines in Lastrichtung gelegenen Aussteifungstragwerks

Die Beigesteifigkeit des Ersatzstabes wird demnach so gewählt, dass die horizontalen Verschiebungen des obersten Massenpunktes des Ersatzstabes mit den Verschiebungen des wirklichen Tragwerks übereinstimmen.

Das vorliegende Bürogebäude besteht im Grundriss aus 6 aussteifenden Wänden mit den Abmessungen 6,30 m x 0,3 m und aus 12 Stützen mit den Abmessungen 0,3 m x 0,3 m. Bei einer Gebäudehöhe von 21,63 m und aufgrund der zahlreichen Öffnungen wird für die Berechnung der Wandscheiben angenommen, dass neben den Biegeverformungen auch die Schubverformungen zu berücksichtigen sind. Gemäß ÖNORM EN 1998-1:2010 Abschnitt 4.2.3.2 (9) kann in solchen Fällen mit äquivalenten Trägheitsmomenten gearbeitet werden. Aus der Bedingung der gleichen Durchbiegung für den Ersatzstab errechnet sich das äquivalente Trägheitsmoment unter Berücksichtigung der zusätzlichen Schubverformungen folgendermaßen [39]:

$$I_e = \left(\frac{1}{I} + \frac{27 \cdot E}{4 \cdot G A_c \cdot H^2} \right)^{-1} \quad [\text{m}^4] \quad (38)$$

mit,

I_e Äquivalentes Trägheitsmoment

I Trägheitsmoment (mit $1/\alpha$ abgemindert)

E Elastizitätsmodul

G Schubmodul

A_c Schubfläche

Des Weiteren wurde in diesem Beispiel aufgrund der verhältnismäßig großen Fensterflächen an den aussteifenden Wänden ein zusätzlicher Abminderungsfaktor α hergeleitet. Wenn die Schubverformungen eines Wandteils ohne Öffnungen mit der eines Wandteils mit Öffnungen, bei gleichbleibender Gesamtfläche gleichgesetzt werden erhält man (siehe Abbildung 21):

$$d = \frac{V \cdot H}{G \cdot (b+c) \cdot t} \quad [\text{m}] \quad (39)$$

$$d_1 = \frac{V \cdot (H-h_0)}{G \cdot (b+c) \cdot t} \quad [\text{m}] \quad (40)$$

$$d_2 = \frac{V \cdot h_0}{G \cdot b \cdot t} \quad [\text{m}] \quad (41)$$

wobei sich der Faktor α wie folgt errechnet [39]:

$$\alpha = \frac{d_1 + d_2}{d} = 1 + \frac{h_0 \cdot c}{H \cdot d} \quad (42)$$

Multipliziert man den Faktor α mit den Verformungen der Vollscheibe, erhält man die Verformungen der gelochten Scheibe.

Neben den Verformungen können auch die Trägheitsmomente mit $1/\alpha$ abgemindert werden, indem man die Wandstärke um $1/\alpha$ abmindert.

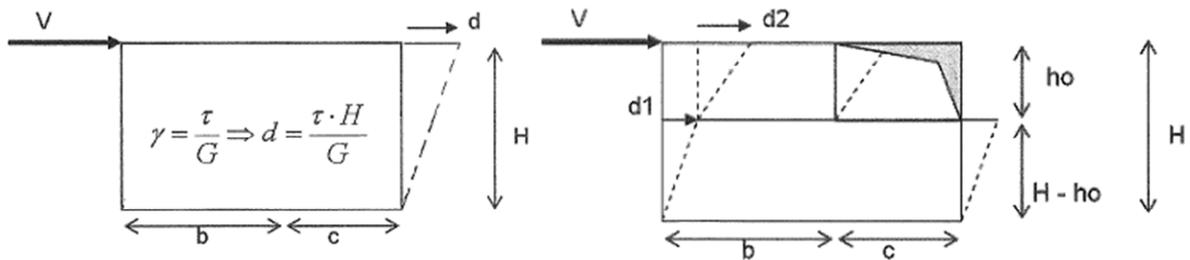


Abbildung 21: Ermittlung der Schubverformungen für eine gelochte Wandscheibe [39]

8.10.3 Steifigkeit der Tragelemente

Da für die Berechnung der Eigenfrequenzen und Verformungen ein diskretes Tragwerksmodell herangezogen wird, ist zu klären, welche Steifigkeiten für die Tragelemente und Verbindungen angesetzt werden. Geschossdecken werden üblicherweise in ihrer Ebene als unendlich steif und senkrecht dazu als vollkommen biegeweich modelliert [24].

Bei den aussteifenden Tragwänden wurde die Biegesteifigkeit um die schwache Achse vernachlässigt. Um die starke Achse wurden neben den Biegeverformungen auch die Schubverformungen berücksichtigt (siehe Abschnitt 8.10.2). Damit die Verformungen nicht im Allgemeinen unterschätzt werden, wurde die Rissbildung mit Hilfe einer Steifigkeitsreduktion berücksichtigt. Nach ÖNORM EN 1998-1:2010 Abschnitt 4.3.1 (7) kann, wenn keine genauere rechnerische Untersuchung der gerissenen Bauteile durchgeführt wird, die elastischen Biege- und Schubsteifigkeitseigenschaften von Beton, als die Hälfte der zugehörigen Steifigkeit der ungerissenen Bauteile angenommen werden.

Die Stützen werden nur für die vertikale Lastabtragung herangezogen. Für die statische Berechnung wurden sie daher als Pendelstützen modelliert. Durch die ausschließliche Normalkraftbelastung wurden Rissbildungsvorgänge bei den Stützen nicht genauer berücksichtigt.

8.10.4 Gebäudemassen

In der Regel werden bei der Erdbebenberechnung die Gebäudemassen auf die Höhen der Geschossdecken konzentriert. Die Massen der vertikalen Wände, Stützen und Fassaden werden anteilmäßig auf die darüber- und darunterliegenden Geschossdecken verteilt. Somit wird eine Punktmasse pro Geschoss generiert, die dann für die weitere Berechnung mit dem Ersatzstabmodell verwendet werden kann. Laut ÖNORM EN 1998-1:2010 Abschnitt 4.3.1 muss bezüglich der Gebäudemassen folgendes beachtet werden:

„Die Massen müssen aus den Gewichtslasten berechnet werden, die sich aus der Kombination der Einwirkungen nach NORM ergeben“ [36].

In Tabelle 2 werden die Massen für das vorliegende Bürogebäude gemäß den Kombinationsregeln von Abschnitt 8.4 ermittelt.

8.10.5 Baugrund

Die Nachgiebigkeit des Baugrundes kann bei steifen und mittelsteifen Böden im Allgemeinen vernachlässigt werden. Bei weichen Böden kann der Baugrund durch elastische Federmodelle berücksichtigt werden. In solchen Fällen liegt der Einbindehorizont meist auf dem Niveau des Fundaments [24]. Im vorliegenden Beispiel wurde die Nachgiebigkeit des Baugrundes nicht genauer berücksichtigt, da angenommen wird, dass es sich um einen steifen bis mittelsteifen Baugrund handelt. Der Einbindungshorizont wird auf Höhe der Bodenebene modelliert, da durch das steife Untergeschoss die Decke über UG eine verhältnismäßig starre horizontale Lagerung aufweist. In der ÖNORM EN 1998-1:2010 Abschnitt 4.3.1 wird für die Modellierung des Baugrundes folgendes empfohlen:

„ Die Verformbarkeit der Gründung muss im Modell berücksichtigt werden, wenn sie die Tragwerksantwort negativ beeinflusst. Prinzipiell darf die Bodenbauwerks-Interaktion immer berücksichtigt werden, einschließlich in Fällen, in denen sie sich positiv auswirkt “ [36].

8.11 Vereinfachtes Antwortspektrenverfahren

Bei Bauwerke, die die Regelmäßigkeitskriterien erfüllen und wo die erste Eigenform den überwiegenden Beitrag zur Erdbebeneinwirkung leistet kann für die Berechnung der Verformungen das vereinfachte Antwortspektrum herangezogen werden.

8.11.1 Geometrische Kenndaten

Für die Berechnung der Eigenfrequenzen und Verformungen müssen vorerst die Querschnittsdaten des Gebäudes ermittelt werden. Die aufwändigen Untersuchungen für die Ermittlung der konstruktiven Regelmäßigkeit entfallen im vorliegenden Beispiel, da durch die symmetrische Tragstruktur Massen- und Steifigkeitsmittelpunkt zusammenfallen und die Regelmäßigkeitskriterien damit eindeutig erfüllt sind.

Für die Ermittlung der geometrischen Querschnittsdaten der Tragwände, muss vorerst ein Koordinatensystem definiert werden. Die Richtung des Koordinatensystems und die Bezeichnung der einzelnen Wandscheiben kann Abbildung 22 entnommen werden. Die Höhe des Gebäudes wird bei den Berechnungen der Querschnittsdaten mit $h = 21$ m angesetzt.

In der nachfolgenden Tabelle 6 werden die Schubfläche A_c , die abgeminderte Schubfläche A_i , die abgeminderten Eigenträgheitsmomente I_x , und I_y , die äquivalenten Trägheitsmomente I_{sx} und I_{sy} und die wirksamen Schubfläche $A_{ci,x}$ und $A_{ci,y}$ für die einzelnen Tragwände

berechnet. Durch die anschließende Summenbildung der Steifigkeiten und Schubflächen erhält man, wie schon in Abschnitt 8.10.2 beschrieben wurde, die Querschnittsdaten des Ersatzstabes in x- und y-Richtung.

Tabelle 6: Ermittlung der geometrischen Daten für die Erdbebenbeanspruchung

Wände	b	h	α	A_c	A_i	I_x	I_y	I_{sxe}	I_{sye}	$A_{ci,x}$	$A_{ci,y}$
	[m]	[m]		[m ²]	[m ²]	[m ⁴]	[m ⁴]	[m ⁴]	[m ⁴]	[m ²]	[m ²]
W1	0,30	6,30	1,18	1,89	1,60	0,00	5,30	0,00	4,80	0,55	
W2	0,30	6,30	1,18	1,89	1,60	0,00	5,30	0,00	4,80	0,55	
W3	6,30	0,30	1,18	1,89	1,60	5,30	0,00	4,80	0,00		0,55
W4	0,30	6,30	1,18	1,89	1,60	0,00	5,30	0,00	4,80	0,55	
W5	0,30	6,30	1,18	1,89	1,60	0,00	5,30	0,00	4,80	0,55	
W6	6,30	0,30	1,18	1,89	1,60	5,30	0,00	4,80	0,00		0,55
Σ					9,61			9,61	19,21	2,19	1,10

Es bedeutet:

- α Faktor zur Berücksichtigung der Wandöffnungen (siehe Abschnitt 8.10.2)
- A_c Schubfläche zur Bestimmung des äquivalenten Flächenträgheitsmomentes
- A_i abgeminderte Wandfläche ($b \cdot h / \alpha$)
- I_x / I_y Flächenträgheitsmomente der Wände in x- und y-Richtung mit $1/\alpha$ abgemindert
- I_{sxe} / I_{sye} äquivalenten Flächenträgheitsmomentes der Wände in x- und y-Richtung (siehe Abschnitt 8.11.2)
- $A_{ci,x} / A_{ci,y}$ Schubwirksame Querschnittsfläche der Wände in x- und y-Richtung (siehe Abschnitt 8.11.2)

Grundriss

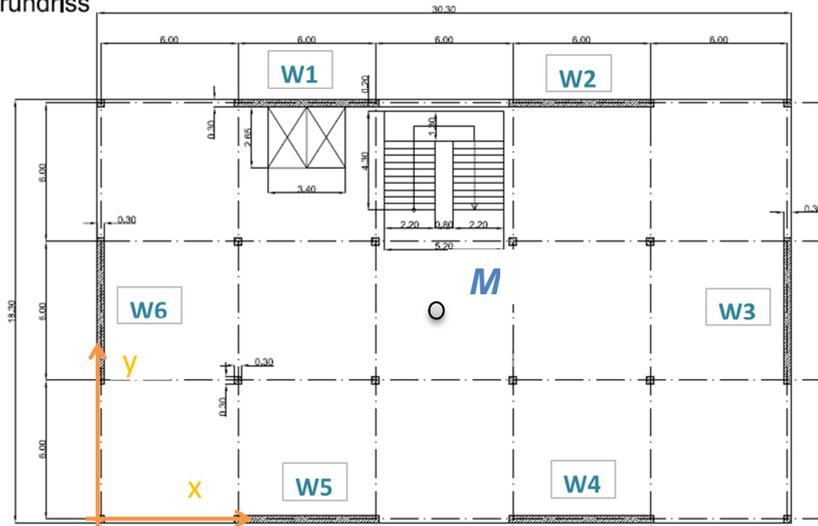


Abbildung 22: Wandgruppen und Koordinatensystem für Gebäudemodell 01

8.11.2 Berechnung der Eigenfrequenzen

Damit aus dem Bemessungsspektrum die Spektralbeschleunigungen abgelesen werden können, müssen vorab die Eigenfrequenzen des Bauwerks in beiden Hauptrichtungen bestimmt werden. Es gibt verschiedenste Methoden, mit denen die Eigenfrequenz bzw. Eigenschwingdauer eines Bauwerks abgeschätzt werden kann. Eine grobe, aber nicht sehr genaue Abschätzung der Eigenfrequenz erhält man mit Hilfe von empirischen Formeln.

- Empirische Schätzformeln

Eine sehr einfache Formel für die Bestimmung der Eigenschwingungsdauer T_1 liefert Bachmann [24]. Als Eingangsparameter wird nur die Anzahl der Stockwerke benötigt. Für das vorliegende Bauwerk erhält man damit folgende Eigenperiode:

$$T_1 = \frac{n}{10} = \frac{6}{10} = 0,6 \text{ s} \quad (43)$$

mit,

n Anzahl der Stockwerke $n = 6$

Eine andere Näherungsformel wird in der ÖNORM EN 1998-1:2010 Abschnitt 4.3.3.2.2(3) angegeben. Diese Formel kann für Gebäude bis zu einer Höhe von 40 m verwendet werden und errechnet sich wie folgt:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad [s] \quad (44)$$

mit

H als Bauwerkshöhe, in m, ab Fundamentoberkante oder der Oberkante eines starren Kellergeschosses; $H = 21,00 \text{ m}$

Bei Hochbauten, wo die aussteifenden Wände aus Stahlbeton hergestellt werden, kann C_t mit folgender Formel berechnet werden [36]:

$$C_t = 0,075 / \sqrt{A_c} \quad (45)$$

mit,

$$A_c = \sum [A_i \cdot (0,2 + (l_{wi}/H)^2)] \quad [m^2] \quad (46)$$

und

A_c als gesamte wirksame Fläche der Schubwände im Erdgeschoss des Gebäudes; (siehe Tabelle 6)

A_i als wirksame Querschnittsfläche der Schubwand i in der betrachteten Richtung im Erdgeschoss des Gebäudes, in m^2 ; (siehe Tabelle 6)

l_{wi} als Länge der zu den wirkenden Kräften parallelen Schubwand i im Erdgeschoss in m , mit der Einschränkung, dass l_{wi}/H den Wert 0,9 nicht überschreiten sollte.

Für das vorliegende Bauwerk errechnen sich die Eigenperioden und Eigenfrequenzen folgendermaßen:

- In x-Richtung

$$C_{tx} = \frac{0,075}{\sqrt{2,19}} = 0,05 \quad (47)$$

$$T_{1x} = 0,05 \cdot 21^{3/4} = 0,5 \text{ s} \rightarrow f_{1x} = \frac{1}{0,5} = 2,00 \text{ Hz} \quad (48)$$

- In y-Richtung

$$C_{ty} = \frac{0,075}{\sqrt{1,1}} = 0,07 \quad (49)$$

$$T_{1y} = 0,07 \cdot 21^{3/4} = 0,7 \text{ s} \rightarrow f_{1y} = \frac{1}{0,7} = 1,43 \text{ Hz} \quad (50)$$

Nach Alessandro Dazio und Thomas Wenk [40] sind beide Schätzformeln zu ungenau und sollten deshalb weder bei Gebäuden noch bei anderen Bauwerken verwendet werden. Wenn keine genauere Berechnung durchgeführt wird, sollte der Maximalwert aus dem Bemessungsspektrum für die Bemessung herangezogen werden.

- Rayleigh Methoden

Eine genauere Abschätzung der Eigenschwingdauer kann mit der vereinfachten Rayleigh-Methode erzielt werden.

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \quad [s] \quad (51)$$

mit

d als fiktive horizontale Auslenkung der Gebäudeoberkante unter den in horizontaler Richtung angesetzten ständigen Lasten und quasiständigen Lasten, in m ;

Diese vereinfachte Berechnungsmethode basiert auf dem Energiesatz und ist im Fall eines Einmassenschwingers praktisch exakt [40]. In der ÖNORM EN 1998-1:2010 Abschnitt 4.3.3.2.2(5) wird diese Formel als alternative zur Formel 44 vorgeschlagen.

Wie man aus Abbildung 23 entnehmen kann, ergeben sich für den ungerissenen Zustand folgende maximalen Verschiebungen:

- In x-Richtung

$$d_{x,max} = 0,095 \text{ m} \rightarrow T_{1x} = 2 \cdot \sqrt{0,095} = 0,62 \text{ s} \rightarrow f_{1x} = \frac{1}{0,62} = 1,62 \text{ Hz} \quad (52)$$

- In y-Richtung

$$d_{y,max} = 0,189 \text{ m} \rightarrow T_{1y} = 2 \cdot \sqrt{0,189} = 0,87 \text{ s} \rightarrow f_{1y} = \frac{1}{0,87} = 1,15 \text{ Hz} \quad (53)$$

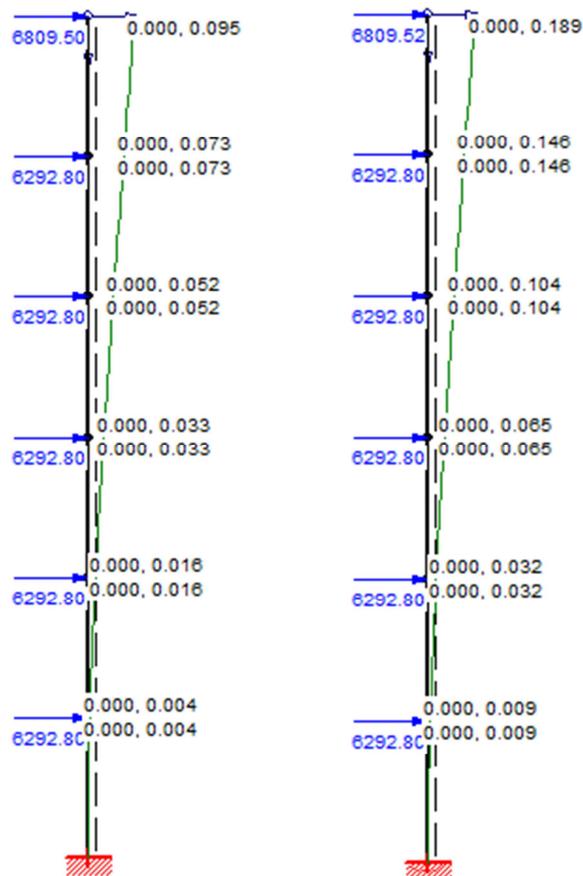


Abbildung 23: Fiktive horizontale Verschiebungen unter den in horizontaler Richtung angesetzten ständigen und quasiständigen Lasten in x- und y-Richtung (Ruck Zuck 6.0)

- Genaue Berechnung der Eigenfrequenzen

Eine genauere Berechnung der Eigenfrequenzen ist mit geeigneten EDV-Programmen möglich. Im vorliegenden Beispiel wurde dafür das Stabwerksprogramm Ruck Zuck 6.0 verwendet. Die Eigenperioden wurden an einem starr eingespannten Ersatzbiegestab mit konstanter Steifigkeit und mit als Punktmassen idealisierten Geschosdecken bestimmt.

Die ersten drei Eigenfrequenzen und Eigenperioden für den ungerissenen Zustand I und gerissenen Zustand II sind in Tabelle 7 und Tabelle 8 zusammengefasst. Die zugehörigen Eigenformen sind schematisch in Abbildung 24 dargestellt.

Tabelle 7: Eigenfrequenzen und Eigenperioden in x-Richtung Zustand I und Zustand II

Eigenform	Eigenfrequenz	Eigenperiode	modale Masse	Eigenfrequenz	Eigenperiode	modale Masse
	[Hz]	[sec]	[% von m_{ges}]	[Hz]	[sec]	[% von m_{ges}]
	Zustand I			Zustand II		
1	1,91	0,53	66,9	1,35	0,74	66,9
2	12,22	0,08	20,3	8,64	0,12	20,3
3	34,73	0,03	6,9	24,56	0,04	6,9
Σ			94,1			94,1

Tabelle 8: Eigenfrequenzen und Eigenperioden in y-Richtung Zustand I und Zustand II

Eigenform	Eigenfrequenz	Eigenperiode	modale Masse	Eigenfrequenz	Eigenperiode	modale Masse
	[Hz]	[sec]	[% von m_{ges}]	[Hz]	[sec]	[% von m_{ges}]
	Zustand I			Zustand II		
1	1,35	0,74	66,9	0,95	1,05	66,9
2	8,64	0,12	20,3	6,11	0,16	20,3
3	24,56	0,04	6,9	17,37	0,06	6,9
Σ			94,1			94,1

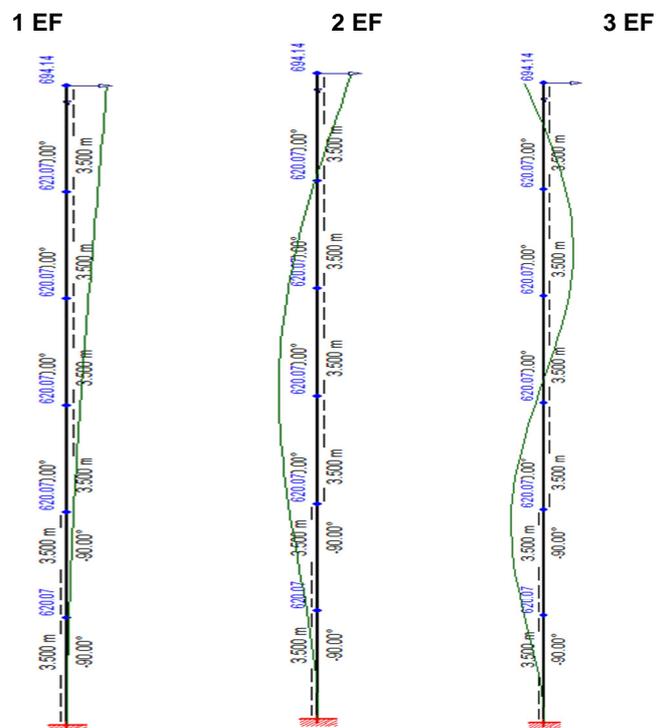


Abbildung 24: Erste drei Eigenformen in y-Richtung für Gebäudemodell 01 (Ruck Zuck 6.0)

Vergleicht man die Ergebnisse der unterschiedlichen Berechnungsmethoden, sieht man, dass die Eigenperioden, berechnet nach der vereinfachten Rayleigh-Methode am stärksten von der analytischen Lösung abweichen. Zwischen der empirischen Schätzformel nach ÖNORM EN 1998-1:2010 Abschnitt 4.3.3.2.2(3) und der genaueren analytischen Lösung gibt es hingegen nur sehr geringe Unterschiede. In Tabelle 9 werden anhand der 1. Eigenperiode in x-Richtung für den Zustand I die unterschiedlichen Berechnungsverfahren miteinander verglichen und die prozentuellen Abweichungen gegenüber der analytischen Lösung angegeben. Für die weiteren Berechnungsvorgänge werden die Ergebnisse aus der genaueren analytischen Berechnung mit Ruck Zuck 6.0 verwendet.

Tabelle 9: Vergleich der ersten Eigenperioden in x-Richtung im Zustand I für Gebäudemodell 01

	Empirische Schätzformeln		Vereinfachte Rayleigh-Methode	Analytische Methode mit RuckZuck
	Bachmann	Eurocode		
1. Eigenperiode [sec]	0,60	0,50	0,62	0,53
Abweichung [%]	14,29	4,76	18,10	0,00

8.11.3 Ermittlung der horizontalen Erdbebenersatzkräfte

Damit das vereinfachte Antwortspektrenverfahren überhaupt angewendet werden kann, müssen folgende Kriterien erfüllt sein [36]:

- Die Eigenschwingdauer des Bauwerks muss in beiden Richtungen kleiner sein als:

$$T_1 \leq 0,525 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c = 2,4 \text{ s} \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad (54)$$

$$T_1 \leq 0,742 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c = 2,4 \text{ s} \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad (55)$$

- Die Regelmäßigkeitskriterien im Aufriss nach Abschnitt 8.6.2 müssen erfüllt sein.

Nachdem beide Kriterien erfüllt sind, können die Spektralbeschleunigungen aus dem Bemessungsspektrum abgelesen werden und die Gesamterdbebenkräfte ermittelt werden. Nach ÖNORM EN 1998-1:2010 Abschnitt 4.3.3.2.2(1) errechnet sich die Gesamterdbebenkraft wie folgt:

- Gesamterdbebenkraft in x-Richtung Zustand I

$$F_{bx,I} = S_d(T_{1x,I}) \cdot m \cdot \lambda = 1,04 \cdot 3961,2 \cdot 0,85 = 3484,83 \text{ kN} \quad (56)$$

- Gesamterdbebenkraft in x-Richtung Zustand II

$$F_{bx,II} = S_d(T_{1x,II}) \cdot m \cdot \lambda = 0,84 \cdot 3961,2 \cdot 0,85 = 2817,92 \text{ kN} \quad (57)$$

- Gesamterdbebenkraft in y-Richtung Zustand I

$$F_{by,I} = S_d(T_{1y,I}) \cdot m \cdot \lambda = 0,84 \cdot 3961,2 \cdot 0,85 = 2817,92 \text{ kN} \quad (58)$$

- Gesamterdbebenkraft in y-Richtung Zustand II

$$F_{by,II} = S_d(T_{1y,II}) \cdot m \cdot \lambda = 0,59 \cdot 3961,2 \cdot 0,85 = 1991,33 \text{ kN} \quad (59)$$

Der Korrekturwert λ wurde mit $\lambda = 0,85$ angesetzt, da $T_{1max} = 1,05 < 2 \cdot T_c = 1,2$ ist und das Gebäude mehr als zwei Stockwerke hat.

Die Aufteilung der Gesamterdbebenkraft auf die einzelnen Stockwerke kann entweder affin zur ersten Eigenform erfolgen oder mit den über die Höhe linear zunehmenden Horizontalverschiebungen berechnet werden. Die Einzelkräfte werden dann jeweils auf der Höhe der starren Geschossdecke angesetzt [41]. Für das gegebene Bürogebäude erfolgt die Aufteilung der Gesamterdbebenkraft nach der zweiten Methode, die auch in der ÖNORM EN 1998-1:2010 Abschnitt 4.3.3.2.3(3) empfohlen wird:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum_{j=1}^n z_j \cdot m_j} \quad [N] \quad (60)$$

mit,

F_i horizontale Erdbebenkraft im i-ten Geschoss

m_i, m_j Massen des i-ten bzw. j-ten Geschosses

z_i, z_j Höhe der i-ten bzw. j-ten Masse über der Bemessungsebene

n Anzahl der Geschosse

Eine schematische Darstellung der verteilten Stockwerkkräfte über die Gebäudehöhe ist in Abbildung 25 zu sehen.

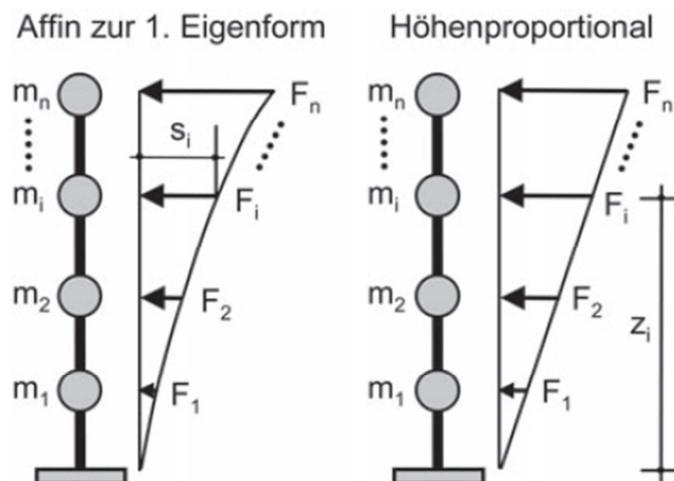


Abbildung 25: Aufteilung der Gesamterdbebenkraft auf die einzelnen Stockwerke aus [41]

Infolge der symmetrischen Verteilung der Horizontalsteifigkeiten und Massen, werden die zufälligen Torsionswirkungen nur über den Vergrößerungsfaktor δ berücksichtigt. Nach ÖNORM EN 1998-1:2010 Abschnitt 4.3.3.2.4 errechnet sich δ wie folgt:

$$\delta_x = 1 + 1,2 \cdot \frac{x}{L_e} = 1 + 1,2 \cdot \frac{9,15}{18,3} = 1,6 \quad (61)$$

$$\delta_y = 1 + 1,2 \cdot \frac{x}{L_e} = 1 + 1,2 \cdot \frac{15,15}{30,3} = 1,6 \quad (62)$$

mit,

x als Abstand des betrachteten Bauteils vom Massenmittelpunkt des Gebäudes im Grundriss, gemessen senkrecht zur Richtung der betrachteten Erdbebenwirkung;

L_e als Abstand zwischen den beiden äußersten Bauteilen, die horizontale Lasten abtragen, gemessen senkrecht zur Richtung der betrachteten Erdbebenwirkung.

Für das gegebene Bauwerk erhält man damit folgende Erdbebenersatzlasten:

• **Erdbebenersatzlasten in x-Richtung Zustand I**

Geschosse	Geschosshöhe h_i	z_i	m_i	$m_i \cdot z_i$	F_i	δ	F_t
D. ü. EG	3,5	3,5	641468,62	2245140,18	162,14 kN	1,6	259,42 kN
D. ü. 1.OG	3,5	7,0	641468,62	4490280,37	324,28 kN	1,6	518,85 kN
D. ü. 2.OG	3,5	10,5	641468,62	6735420,55	486,42 kN	1,6	778,27 kN
D. ü. 3.OG	3,5	14,0	641468,62	8980560,73	648,56 kN	1,6	1037,70 kN
D. ü. 4.OG	3,5	17,5	641468,62	11225700,92	810,70 kN	1,6	1297,12 kN
D. ü. 4.OG	3,5	21,0	694140,67	14576954,13	1052,72 kN	1,6	1684,36 kN
Σ				48254056,88	3484,83 kN		5575,72 kN

• **Erdbebenersatzlasten in x-Richtung Zustand II**

Geschosse	Geschosshöhe h_i	z_i	m_i	$m_i \cdot z_i$	F_i	δ	F_t
D. ü. EG	3,5	3,5	641468,62	2245140,18	131,11 kN	1,6	209,78 kN
D. ü. 1.OG	3,5	7,0	641468,62	4490280,37	262,22 kN	1,6	419,55 kN
D. ü. 2.OG	3,5	10,5	641468,62	6735420,55	393,33 kN	1,6	629,33 kN
D. ü. 3.OG	3,5	14,0	641468,62	8980560,73	524,44 kN	1,6	839,11 kN
D. ü. 4.OG	3,5	17,5	641468,62	11225700,92	655,55 kN	1,6	1048,89 kN
D. ü. 4.OG	3,5	21,0	694140,67	14576954,13	851,26 kN	1,6	1362,01 kN
Σ				48254056,88	2817,92 kN		4508,67 kN

- **Erdbebenersatzlasten in y-Richtung Zustand I**

Geschosse	Geschosshöhe h_i	z_i	m_i	$m_i \cdot z_i$	F_i	δ	F_t
D. ü. EG	3,5	3,5	641468,62	2245140,18	131,11 kN	1,6	209,78 kN
D. ü. 1.OG	3,5	7,0	641468,62	4490280,37	262,22 kN	1,6	419,55 kN
D. ü. 2.OG	3,5	10,5	641468,62	6735420,55	393,33 kN	1,6	629,33 kN
D. ü. 3.OG	3,5	14,0	641468,62	8980560,73	524,44 kN	1,6	839,11 kN
D. ü. 4.OG	3,5	17,5	641468,62	11225700,92	655,55 kN	1,6	1048,89 kN
D. ü. 4.OG	3,5	21,0	694140,67	14576954,13	851,26 kN	1,6	1362,01 kN
Σ				48254056,88	2817,92 kN		4508,67 kN

- **Erdbebenersatzlasten in y-Richtung Zustand II**

Geschosse	Geschosshöhe h_i	z_i	m_i	$m_i \cdot z_i$	F_i	δ	F_t
D. ü. EG	3,5	3,5	641468,62	2245140,18	92,65 kN	1,6	148,24 kN
D. ü. 1.OG	3,5	7,0	641468,62	4490280,37	185,30 kN	1,6	296,48 kN
D. ü. 2.OG	3,5	10,5	641468,62	6735420,55	277,95 kN	1,6	444,73 kN
D. ü. 3.OG	3,5	14,0	641468,62	8980560,73	370,61 kN	1,6	592,97 kN
D. ü. 4.OG	3,5	17,5	641468,62	11225700,92	463,26 kN	1,6	741,21 kN
D. ü. 4.OG	3,5	21,0	694140,67	14576954,13	601,56 kN	1,6	962,49 kN
Σ				48254056,88	1991,33 kN		3186,13 kN

8.11.4 Verformungen VASV

Für die Ermittlung der maximalen Verschiebungen werden die Erbebenkräfte von Abschnitt 8.11.3 auf einen eingespannten Stab mit äquivalenten Querschnittswerten aufgebracht. Die elastischen Verformungen können dann mittels des Prinzips der virtuellen Kräfte oder mit einer geeigneten Stabwerkssoftware berechnet werden. Damit man die Verformungen infolge der Bemessungs-Erdbebeneinwirkung erhält, werden diese noch mit dem Verhaltensbeiwert q multipliziert (siehe Abschnitt 5.1).

Für das dargestellt Gebäude erhält man folgende maximalen Verschiebungen:

- Verformungen in x-Richtung

In **x-Richtung** wurde im gerissenen Zustand II eine maximale Verschiebung von **45,08 mm** berechnet. In Tabelle 10 sind die gesamten Verschiebungen in x- und y-Richtung für den Zustand I und II in Abhängigkeit der Gebäudehöhe aufgelistet. In Abbildung 26 sind die entsprechenden Verschiebungen in x-Richtung grafisch dargestellt.

- Verformungen in y-Richtung

In **y-Richtung** beträgt die maximale Verschiebung **63,72 mm**, ebenfalls für den gerissenen Zustand II. Die einzelnen Verschiebungen in y-Richtung in Abhängigkeit

der Gebäudehöhe sind aus Tabelle 10 zu entnehmen. In Abbildung 26 sind die entsprechenden Verschiebungen in y-Richtung grafisch dargestellt.

Tabelle 10: Verschiebung für Gebäudemodell 01 in x- und y-Richtung Zustand I und II VASV

Gebäudehöhe [m]	Verschiebungen x-Richtung		Verschiebungen y-Richtung	
	Zustand I [mm]	Zustand II [mm]	Zustand I [mm]	Zustand II [mm]
21,00	27,89	45,08	45,08	63,72
19,25	24,63	39,81	39,81	56,27
17,50	21,39	34,58	34,58	48,86
15,75	18,20	29,42	29,42	41,58
14,00	15,09	24,41	24,41	34,49
12,25	12,12	19,59	19,59	27,69
10,50	9,33	15,09	15,09	21,33
8,75	6,78	10,97	10,97	15,50
7,00	4,55	7,34	7,34	10,38
5,25	2,67	4,31	4,31	6,09
3,50	1,23	2,00	2,00	2,82
1,75	0,32	0,53	0,53	0,74
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

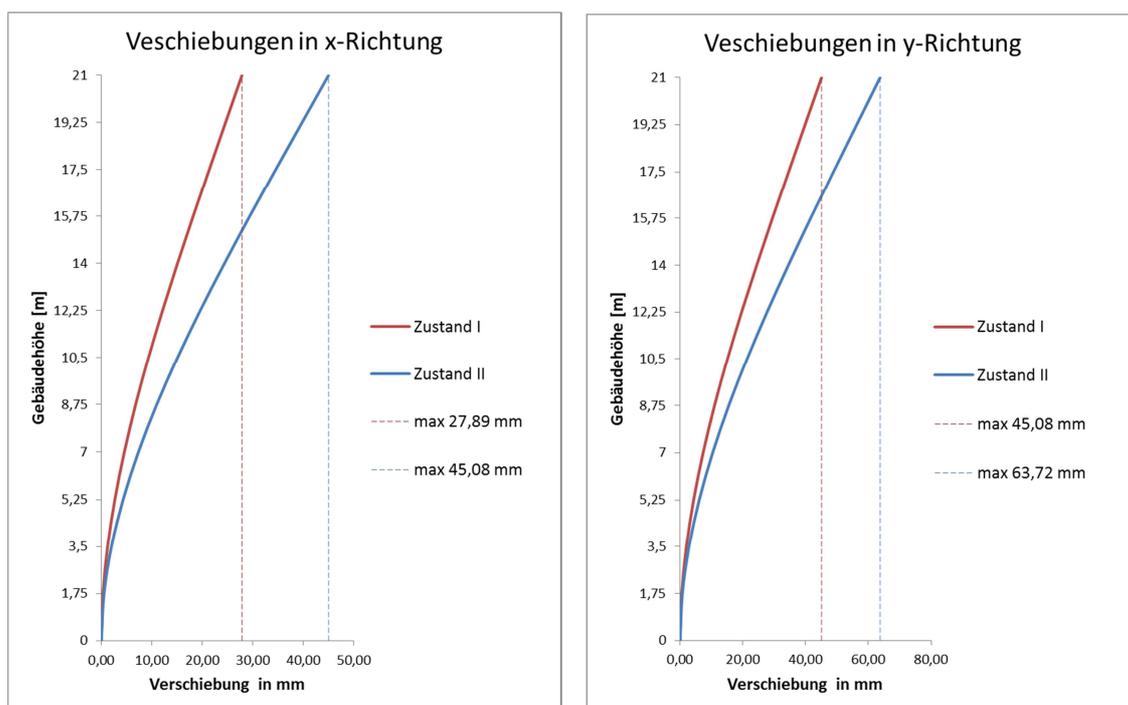


Abbildung 26: Verschiebung für Gebäudemodell 01 in x- und y-Richtung Zustand I und II VASV

8.12 Räumliches Finite-Elemente-Modell

Für die Ermittlung der horizontalen Verformungen wurde neben dem vereinfachten Antwortspektrenverfahren auch eine räumliche Berechnung mit einem dreidimensionalen Finite-Elemente-Modell durchgeführt. Das Modell wurde mit dem Programm RFEM 5.02.0007 der Firma Dlubal erstellt und die Erdbebenberechnung erfolgte mit dem Zusatzmodul „*Dynamik*“.

8.12.1 Modellbildung

Im vorliegenden Gebäudemodell wurden die Decken- und Wandscheiben durch Schalenelemente und die Stützen durch Fachwerkstäbe abgebildet. Insgesamt handelt es sich dabei um 58 Flächen und 72 Stäbe. Die angestrebte Länge der finiten Elemente wurde mit 1 m festgelegt, was in Summe zu 5164 FE-Netz Knoten führte. Der Baustoff Stahlbeton ist als isotrop linear elastisches Material mit den Materialparametern nach Abschnitt 8.2 definiert. Die Berechnung erfolgte sowohl für den ungerissenen Zustand I, als auch für den gerissenen Zustand II.

Der Anschluss der Deckenscheiben an die Wände wurde mit Liniengelenken modelliert, damit eine Übertragung von negativen Einspannmomenten in die Wandscheiben verhindert wird. Die Belastungen wurden gleich wie in Abschnitt 8.3 definiert und für die Berechnung im RFEM-Programm in die Lastfälle LF1 - LF8 aufgegliedert.

8.12.2 Eigenfrequenzen und Modalbeiträge

Bevor die Berechnung der Eigenformen durchgeführt wird, muss festgelegt werden, nach welchen Merkmalen die Normierung der Eigenformen erfolgt. Es gibt verschiedene Kriterien, wonach man Eigenvektoren bzw. Eigenformen normieren kann. Ein oft gebrauchtes Kriterium, das auch für das vorliegende Beispiel angewendet wird, ist die Normierung nach: $\max \{ u_x, u_y, u_z \} = 1$. Die Normierung hat zwar keinen Einfluss auf die Berechnung der Ersatzmasse, dennoch ist zu beachten, dass gewisse Normierungen zu Sonderformen der modalen Massen und Steifigkeiten führen können.

Für die Lösung des Eigenwertproblems wird die Krylow-Unterraum-Iterationsmethode ausgewählt, da sich diese für kleine bis mittelgroße Positionen sehr gut eignet. Die Berechnung der Verformungen erfolgt durch die sogenannte Ersatzlastmethode. Dabei werden die Eigenformen und die dazugehörigen Ersatzlasten getrennt für die x- und y-Richtung berechnet. In Abbildung 27 und Abbildung 28 sind die ersten drei Eigenformen in x-Richtung für den Zustand I dargestellt. Dabei ist zu erkennen, dass die erste und dritte Eigenform ($T_1 = 0,465 \text{ s}$ und $T_3 = 0,108 \text{ s}$) hauptsächlich von der Schwingung in Längsrichtung (x-Richtung) und die zweite Eigenform ($T_2 = 0,19 \text{ s}$) von der Torsionsschwingung dominiert wird. Vergleicht man die erste Grundschwingungszeit aus der

FEM-Berechnung mit der des Ersatzstabmodells, sieht man, dass die erste Eigenperiode des Ersatzstabes mit $T_{1VASV} = 0,525$ s etwas höher liegt. Das heißt, das RFEM-Modell wurde geringfügig steifer als der Ersatzstab modelliert.

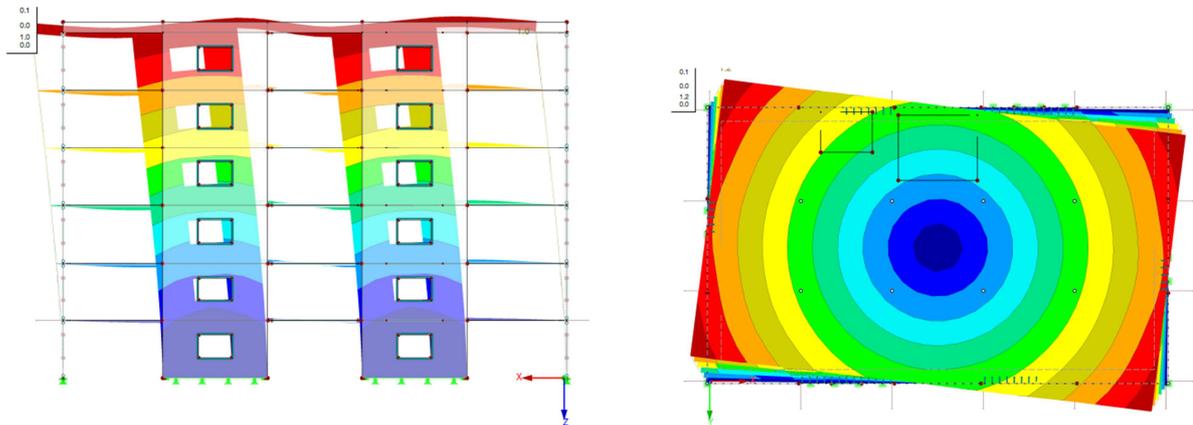


Abbildung 27: Erste und zweite Eigenform für Gebäudemodell 01 in x-Richtung Zustand I $T_{1x} = 0,465$ s und $T_{2x} = 0,19$ s

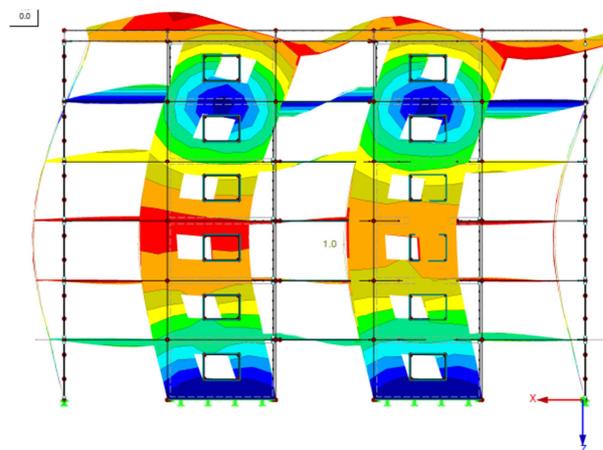


Abbildung 28: Dritte Eigenform für Gebäudemodell 01 in x-Richtung Zustand I $T_{3x} = 0,108$ s

Das gleiche Verhalten kann man auch in der y-Richtung beobachten, nur dass da die erste und dritte Eigenform hauptsächlich von der Schwingung in Querrichtung (y-Richtung) dominiert wird. Die zweite Eigenform wird wiederum dominiert von einer Torsionsschwingung.

Bei der Verwendung eines räumlichen Modells müssen nach ÖNORM EN 1998-1:2010 Abschnitt 4.3.3.3.1(3) alle Modalbeiträge berücksichtigt werden, die wesentlich zur Gesamtantwort beitragen. Dies kann als erfüllt angesehen werden, wenn die Summe der effektiven Modalmassen der berücksichtigten Modalbeiträge mindestens 90% der

Gesamtmasse des Bauwerkes erreicht oder wenn alle Modalbeiträge, deren effektive Modalmasse größer als 5 % der Gesamtmasse sind, berücksichtigt werden [39].

In RFEM wird diese Bedingung über den Ersatzmassenfaktor geregelt, dieser muss in Summe größer 0,9 sein. Damit diese Vorgabe im vorliegenden Beispiel erfüllt wird, werden in x- und y-Richtung jeweils die ersten drei Eigenformen mit in die Berechnung genommen.

8.12.3 Torsion

Infolge der symmetrischen Verteilung der Horizontalsteifigkeiten und Massen, ist nur ein Erhöhungsfaktor aufgrund der zufälligen Torsionswirkung anzusetzen. Dabei wird der berechnete Massenmittelpunkt von jedem Geschoss i um eine zufällige Ausmittigkeit e_{ai} von seiner planmäßigen Lage in beiden Richtungen verschoben. Unsicherheiten bezüglich Lage der Massen und der räumlichen Veränderlichkeit der Erdbebenbewegung werden dadurch abgedeckt [36].

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad [m] \quad (63)$$

mit:

e_{ai} zufällige Ausmittigkeit der Geschossmasse i von ihrer planmäßigen Lage, die für alle Geschosse in gleicher Richtung anzusetzen ist.

L_i Geschossabmessung senkrecht zur Richtung der Erdbebeneinwirkung

Bei räumlichen Tragwerksmodellen dürfen laut ÖNORM EN 1998-1:2010 Absatz 4.3.3.3.3 die zufälligen Torsionswirkungen als Umhüllende der Beanspruchungsgröße durch zusätzliche statische Lastfälle berücksichtigt werden. „Die Lastfälle bestehen aus Gruppen von Torsionsmomenten M_{ai} , die um die vertikale Achse eines jeden Geschosses i zu ermitteln sind“ [41]:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad [Nm] \quad (64)$$

mit,

M_{ai} als Torsionsmoment, wirkend auf das Geschoss i um seine vertikale Achse;

e_{ai} als zufällige Ausmittigkeit der Geschossmasse i nach Gleichung 63 für alle maßgebenden Richtungen;

F_i als Horizontalkraft, wirkend auf das Geschoss i

Für die Berechnung der maximalen Verschiebungen mit dem Programm RFEM werden die zufälligen Torsionswirkungen in dieser Form berücksichtigt.

8.12.4 Überlagerung der modalen Verformungen

Zur Bestimmung der Maximalantwort des Gebäudes, werden die Verformungen der Eigenschwingungsformen mit der SRSS-Regel überlagert. Bei dieser Überlagerungsmethode spricht man von der sogenannten Quadratsummenwurzel-Regel, wobei das Ergebnis als Quadratwurzel der Summe der quadrierten Modalkomponenten gewonnen wird [41]:

$$U_i = \sqrt{U^2_1 + U^2_2 + U^2_3 + \dots + U^2_n} \quad (65)$$

Die resultierenden Verformungen sind aufgrund der quadratischen Überlagerung immer positiv, sollten aber aufgrund der zyklischen Einwirkung eines Erdbebens stets mit wechsellendem Vorzeichen in der Berechnung berücksichtigt werden. Nach ÖNORM EN 1998-1:2010 Absatz 4.3.3.3.2 darf die SRSS-Überlagerung nur dann angewendet werden, wenn alle maßgebenden Modalbeiträge als voneinander unabhängig betrachtet werden können. Das kann als erfüllt angesehen werden, wenn Folgendes gilt:

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad [s] \quad (66)$$

mit:

T_j, T_i Perioden der zwei Modalformen i und j

Ist diese Bedingung nicht erfüllt, weichen die Perioden benachbarter Modalformen weniger als 10 % voneinander ab und anstelle der SRSS-Überlagerung müssen genauere Verfahren für die Kombination, z.B. die „*Vollständige quadratische Kombination*“ verwendet werden.

Bei der Überlagerung dürfen nur resultierende modale Verformungen überlagert werden, nicht jedoch die statischen Ersatzlasten jeder Modalform, da die Vorzeicheninformationen infolge der SRSS-Überlagerung zerstört werden [41]. Im vorliegenden Beispiel können die maßgebenden Modalbeiträge als voneinander unabhängig betrachtet werden und die Überlagerung erfolgte daher mit der SRSS-Methode. Die dazugehörigen resultierenden Verformungen sind für das gegebene Gebäude in Tabelle 15 zusammengefasst.

8.12.5 Berechnungsergebnisse

Für die Berechnungen wurde das in Abschnitt 8.9 beschriebene Bemessungsspektrum herangezogen. In den nachfolgenden Tabellen, werden getrennt bezüglich den x- und y-Richtungen, Eigenfrequenz, Eigenperiode, Ordinate des Bemessungsspektrums und Ersatzmassenfaktoren für den Zustand I und Zustand II aufgelistet.

Tabelle 11: Berechnungsergebnisse für Gebäudemodell 01 in x-Richtung Zustand I

■ ZUGEORDNETE FAKTOREN FÜR SPEKTRUM										
Multiplikationsfaktor										
	f_x	f_y	f_z							
	1.000	1.000	1.000							
■ ZUORDNUNG DES BEMESSUNGSSPEKTRUMS										
Nr.	Eigenform Nr.	Generieren in RFEM-LF Nr.	Auto	Ordinate des Bemessungsspektrums						
				S_{dH} [m/s ²]	S_{dV} [m/s ²]					
1	1 - 0.465 s	10, 13	<input checked="" type="checkbox"/>	1.0350	0.2612					
2	2 - 0.190 s	11, 14	<input checked="" type="checkbox"/>	1.0054	0.6379					
3	3 - 0.108 s	12, 15	<input checked="" type="checkbox"/>	0.7501	0.8100					
■ 2.1 EIGENWERTE, -FREQUENZEN UND -PERIODEN										
E-Form Nr.	Eigenwert λ_i [1/s ²]	Eigenkreisfrequenz ω_i [rad/s]	Eigenfrequenz f_i [Hz]	Eigenperiode T_i [s]						
1	182.519	13.510	2.150	0.465						
2	1088.162	32.987	5.250	0.190						
3	3368.836	58.042	9.238	0.108						
■ 2.7 ERSATZMASSENFAKTOREN										
E-Form Nr.	Modale Masse M_i [kg]	Beteiligungsfaktor			Ersatzmasse			Ersatzmassenfaktor		
		L_{ix} [kg]	L_{iy} [kg]	L_{iz} [kg]	m_{eX} [kg]	m_{eY} [kg]	m_{eZ} [kg]	f_{meX} [-]	f_{meY} [-]	f_{meZ} [-]
1	1371884.73	1951355.31	0.00	0.00	2775588.54	0.00	0.00	0.716	0.000	0.000
2	197179.16	-5808.66	0.00	0.00	171.12	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
3	1718664.24	1151490.22	0.00	0.00	771488.53	0.00	0.00	0.199	0.000	0.000
Summe					3547248.18	0.00	0.00	0.915	0.000	0.000

Tabelle 12: Berechnungsergebnisse für Gebäudemodell 01 in y-Richtung Zustand I

■ ZUGEORDNETE FAKTOREN FÜR SPEKTRUM										
Multiplikationsfaktor										
	f_x	f_y	f_z							
	1.000	1.000	1.000							
■ ZUORDNUNG DES BEMESSUNGSSPEKTRUMS										
Nr.	Eigenform Nr.	Generieren in RFEM-LF Nr.	Auto	Ordinate des Bemessungsspektrums						
				S_{dH} [m/s ²]	S_{dV} [m/s ²]					
1	1 - 0.665 s	20, 23	<input checked="" type="checkbox"/>	0.9341	0.1828					
2	2 - 0.306 s	21, 24	<input checked="" type="checkbox"/>	1.0350	0.3975					
3	3 - 0.156 s	22, 25	<input checked="" type="checkbox"/>	0.8990	0.7779					
■ 2.1 EIGENWERTE, -FREQUENZEN UND -PERIODEN										
E-Form Nr.	Eigenwert λ_i [1/s ²]	Eigenkreisfrequenz ω_i [rad/s]	Eigenfrequenz f_i [Hz]	Eigenperiode T_i [s]						
1	89.330	9.451	1.504	0.665						
2	422.453	20.554	3.271	0.306						
3	1618.081	40.225	6.402	0.156						
■ 2.7 ERSATZMASSENFAKTOREN										
E-Form Nr.	Modale Masse M_i [kg]	Beteiligungsfaktor			Ersatzmasse			Ersatzmassenfaktor		
		L_{ix} [kg]	L_{iy} [kg]	L_{iz} [kg]	m_{eX} [kg]	m_{eY} [kg]	m_{eZ} [kg]	f_{meX} [-]	f_{meY} [-]	f_{meZ} [-]
1	1352202.92	0.00	1933942.64	0.00	0.00	2765956.27	0.00	0.000	0.713	0.000
2	496436.76	0.00	131.91	0.00	0.00	0.04	0.00	0.000	0.000	0.000
3	1750235.14	0.00	1169025.59	0.00	0.00	780821.27	0.00	0.000	0.201	0.000
Summe					0.00	3546777.57	0.00	0.000	0.914	0.000

Tabelle 13: Berechnungsergebnisse für Gebäudemodell 01 in x-Richtung Zustand II

ZUGEORDNETE FAKTOREN FÜR SPEKTRUM						
Multiplikationsfaktor						
	f_x	f_y	f_z			
	1.000	1.000	1.000			

ZUORDNUNG DES BEMESSUNGSSPEKTRUMS						
Nr.	Eigenform Nr.	Generieren in RFEM-LF Nr.	Auto	Ordinate des Bemessungsspektrums		
				S_{dH} [m/s ²]	S_{dV} [m/s ²]	
1	1 - 0.657 s	10, 13	<input checked="" type="checkbox"/>	0.9449	0.1849	
2	2 - 0.269 s	11, 14	<input checked="" type="checkbox"/>	1.0350	0.4512	
3	3 - 0.153 s	12, 15	<input checked="" type="checkbox"/>	0.8892	0.7939	

2.1 EIGENWERTE, -FREQUENZEN UND -PERIODEN					
E-Form Nr.	Eigenwert λ_i [1/s ²]	Eigenkreisfrequenz ω_i [rad/s]	Eigenfrequenz f_i [Hz]	Eigenperiode T_i [s]	
1	91.407	9.561	1.522	0.657	
2	544.386	23.332	3.713	0.269	
3	1685.517	41.055	6.534	0.153	

2.7 ERSATZMASSENFAKTOREN										
E-Form Nr.	Modale Masse M_i [kg]	Beteiligungsfaktor			Ersatzmasse			Ersatzmassenfaktor		
		L_{ix} [kg]	L_{iy} [kg]	L_{iz} [kg]	m_{eX} [kg]	m_{eY} [kg]	m_{eZ} [kg]	f_{meX} [-]	f_{meY} [-]	f_{meZ} [-]
1	1372274.28	1951806.27	0.00	0.00	2776083.30	0.00	0.00	0.716	0.000	0.000
2	197205.50	-5819.70	0.00	0.00	171.74	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
3	1746710.86	1160450.47	0.00	0.00	770960.62	0.00	0.00	0.199	0.000	0.000
Summe					3547215.67	0.00	0.00	0.915	0.000	0.000

Tabelle 14: Berechnungsergebnisse für Gebäudemodell 01 in y-Richtung Zustand II

ZUGEORDNETE FAKTOREN FÜR SPEKTRUM						
Multiplikationsfaktor						
	f_x	f_y	f_z			
	1.000	1.000	1.000			

ZUORDNUNG DES BEMESSUNGSSPEKTRUMS						
Nr.	Eigenform Nr.	Generieren in RFEM-LF Nr.	Auto	Ordinate des Bemessungsspektrums		
				S_{dH} [m/s ²]	S_{dV} [m/s ²]	
1	1 - 0.939 s	20, 23	<input checked="" type="checkbox"/>	0.6617	0.1295	
2	2 - 0.432 s	21, 24	<input checked="" type="checkbox"/>	1.0350	0.2811	
3	3 - 0.221 s	22, 25	<input checked="" type="checkbox"/>	1.0350	0.5503	

2.1 EIGENWERTE, -FREQUENZEN UND -PERIODEN					
E-Form Nr.	Eigenwert λ_i [1/s ²]	Eigenkreisfrequenz ω_i [rad/s]	Eigenfrequenz f_i [Hz]	Eigenperiode T_i [s]	
1	44.821	6.695	1.066	0.939	
2	211.341	14.538	2.314	0.432	
3	809.844	28.458	4.529	0.221	

2.7 ERSATZMASSENFAKTOREN										
E-Form Nr.	Modale Masse M_i [kg]	Beteiligungsfaktor			Ersatzmasse			Summe von Ersatzmassenfaktoren		
		L_{ix} [kg]	L_{iy} [kg]	L_{iz} [kg]	m_{eX} [kg]	m_{eY} [kg]	m_{eZ} [kg]	Σf_{meX} [-]	Σf_{meY} [-]	Σf_{meZ} [-]
1	1353342.59	0.00	1935159.32	0.00	0.00	2767105.40	0.00	0.000	0.713	0.000
2	496508.52	0.00	102.99	0.00	0.00	0.02	0.00	0.000	0.713	0.000
3	1750307.39	0.00	1168215.55	0.00	0.00	779707.37	0.00	0.000	0.914	0.000
Summe					0.00	3546812.80	0.00			

8.12.6 Verformungen FEM-Modell

Die resultierenden Verschiebungen werden getrennt für beide Gebäudehauptachsen dargestellt, da aufgrund der im Grundriss regelmäßigen Wandscheibeneinbauten eine gleichzeitige Erdbebeneinwirkung in x- und y-Richtung nicht berücksichtigt werden muss. Für die Berechnung der Verschiebungen werden nur die horizontalen Lasten zufolge Erdbebeneinwirkung angesetzt, eine Überlagerung mit den vertikal wirkenden ständigen und veränderlichen Lasten wird nicht berücksichtigt. Die Verschiebungen werden vereinfacht auf Grundlage der elastischen Verformungen des Tragsystems berechnet und müssen daher noch mit dem Verhaltensbeiwert $q=1,5$ multipliziert werden.

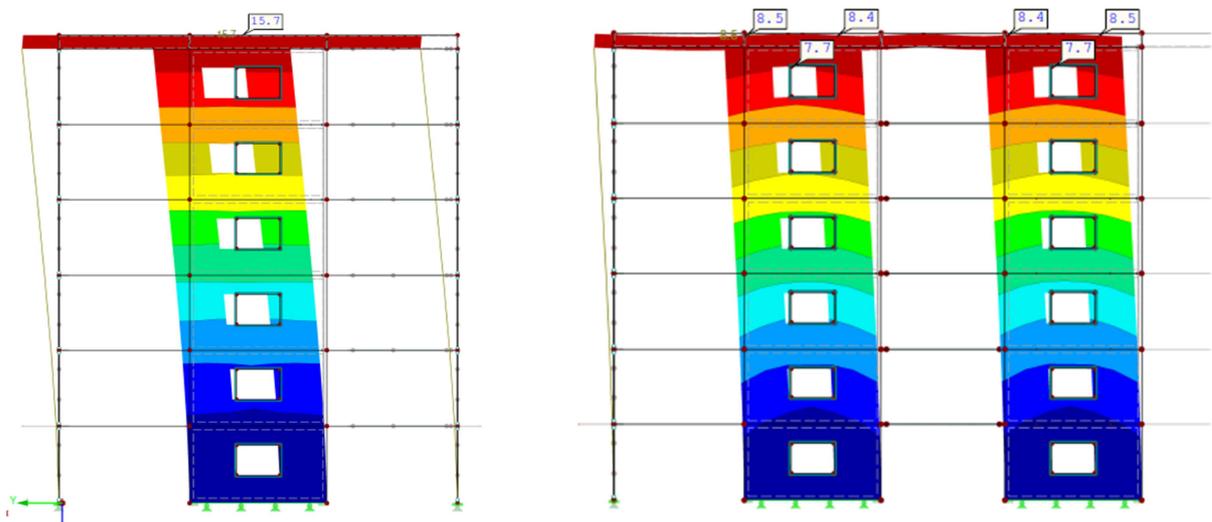


Abbildung 29: Zustand I: Maximale Verformungen für Gebäudemodell 01 in y-Richtung $d_s= 23,55$ mm und maximale Verformung in x-Richtung $d_s= 12,75$ mm (Verformungen inkl. Attika $h= 21,625$ m)

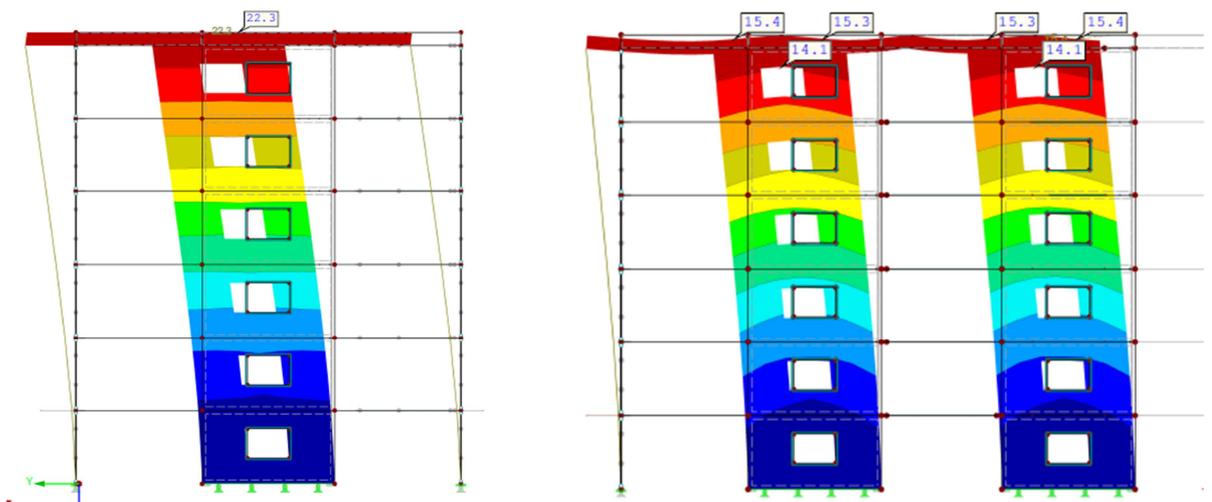


Abbildung 30: Zustand II: Maximale Verformungen für Gebäudemodell 01 in y-Richtung $d_s= 33,45$ mm und maximale Verformung in x-Richtung $d_s= 23,1$ mm (Verformungen inkl. Attika $h= 21,625$ m)

Tabelle 15: Verschiebung für Gebäudemodell 01 in x- und y-Richtung Zustand I und II FEM

Gebäudehöhe [m]	Verschiebungen x-Richtung		Verschiebungen y-Richtung	
	Zustand I [mm]	Zustand II [mm]	Zustand I [mm]	Zustand II [mm]
21,00	12,30	22,50	22,95	32,55
19,25	11,10	20,25	20,70	29,10
17,50	9,90	18,00	18,30	25,80
15,75	8,70	15,75	15,90	22,50
14,00	7,35	13,35	13,50	19,20
12,25	6,15	11,10	11,25	15,90
10,50	4,95	8,85	9,00	12,75
8,75	3,75	6,90	6,90	9,90
7,00	2,70	4,80	4,95	7,05
5,25	1,80	3,30	3,30	4,80
3,50	0,90	1,80	1,80	2,55
1,75	0,45	0,90	0,90	1,20
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

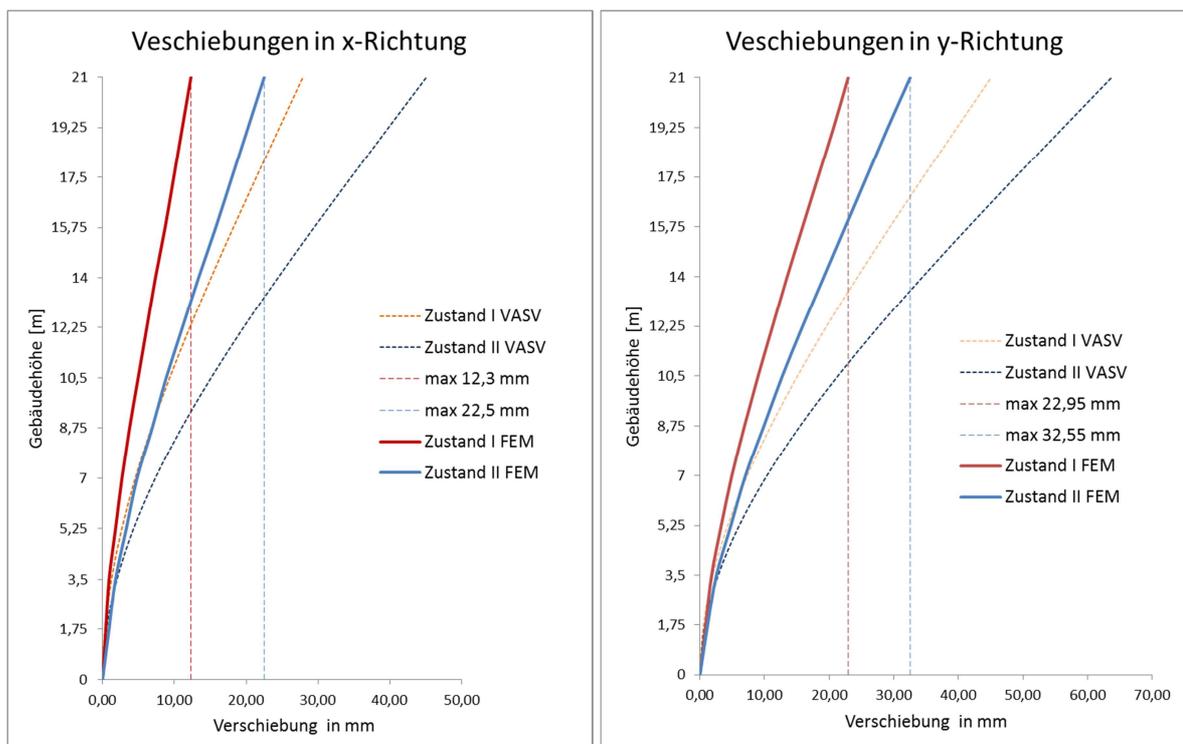


Abbildung 31: Verschiebungen für Gebäudemodell 01 in x- und y-Richtung Zustand I und II FEM und VASV

9 Seismische Fuge für Gebäudemodell 01

Die Berechnung der seismischen Fuge wurde bereits in Abschnitt 5 ausführlich erläutert. Auf Grundlage der berechneten Verschiebungen werden in diesem Abschnitt die erforderlichen seismischen Fugenbreiten für das Gebäudemodell 01 berechnet. Es werden drei unterschiedliche Gebäudeanordnungen untersucht, wobei sowohl die Verschiebungen der FEM-Berechnung als auch der VASV-Berechnung ausgewertet werden.

9.1 Benachbarte Gebäude in Längsrichtung

Bei der Berechnung der seismischen Fugenbreiten wird nur mehr der maßgebende Zustand II berücksichtigt, da die Verformungen im Zustand I wesentlich geringer ausfallen. Da angenommen wird, dass beide Gebäude auf demselben Grundstück stehen, wird für die Berechnung der erforderlichen Fugenbreite die in der ÖNORM EN 1998-1:2010 empfohlene SRSS-Methode herangezogen. Bei benachbarten Gebäuden, die die gleiche Höhenlage aufweisen, darf zusätzlich die erforderliche Fugenbreite um 30% reduziert werden. Im vorliegenden Fall ergeben sich daher folgende seismische Fugenbreiten:

- Seismische Fugenbreite g_{erf} FEM-Berechnung

$$g_{\text{erf}} = 0,7 \cdot \left(\sqrt{d_{s,1}^2 + d_{s,2}^2} \right) = 0,7 \cdot \left(\sqrt{22,5^2 + 22,5^2} \right) = 23 \text{ mm} \quad (67)$$

- Seismische Fugenbreite g_{erf} VASV-Berechnung

$$g_{\text{erf}} = 0,7 \cdot \left(\sqrt{d_{s,1}^2 + d_{s,2}^2} \right) = 0,7 \cdot \left(\sqrt{45,08^2 + 45,08^2} \right) = 45 \text{ mm} \quad (68)$$

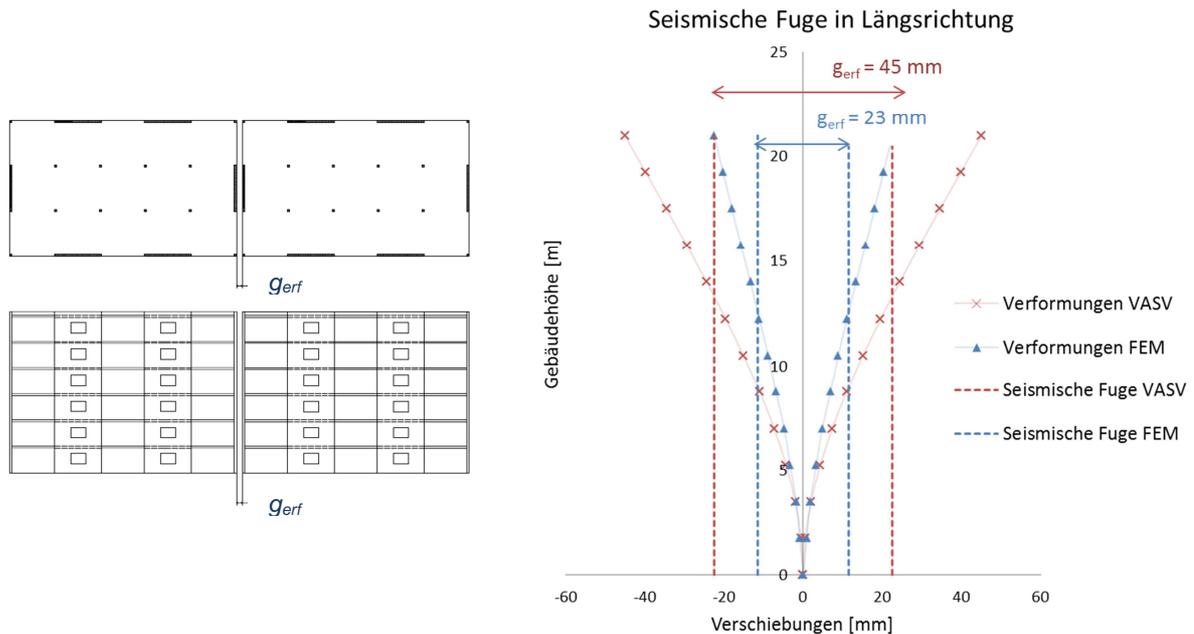


Abbildung 32: Seismische Fuge für benachbarte Gebäude in Längsrichtung FEM und VASV

9.2 Benachbarte Gebäude L-Anordnung

Für die Berechnung der seismischen Fuge wird wiederum nur der maßgebende Zustand II berücksichtigt. Die Überlagerung der Verformungen erfolgt mit der SRSS-Methode, nur dass diesmal bei einem Gebäude die Verschiebungen in x-Richtung und beim benachbarten die Verschiebungen in y-Richtung berücksichtigt werden. Da beide Gebäude gleich hoch sind kann die berechnete Fugenbreite um 30 % reduziert werden. Für diesen Fall ergeben sich folgende seismische Fugenbreiten:

- Seismische Fugenbreite g_{erf} FEM-Berechnung

$$g_{\text{erf}} = 0,7 \cdot \left(\sqrt{d_{s,1}^2 + d_{s,2}^2} \right) = 0,7 \cdot \left(\sqrt{22,5^2 + 32,55^2} \right) = 28 \text{ mm} \quad (69)$$

- Seismische Fugenbreite g_{erf} VASV-Berechnung

$$g_{\text{erf}} = 0,7 \cdot \left(\sqrt{d_{s,1}^2 + d_{s,2}^2} \right) = 0,7 \cdot \left(\sqrt{45,08^2 + 63,72^2} \right) = 55 \text{ mm} \quad (70)$$

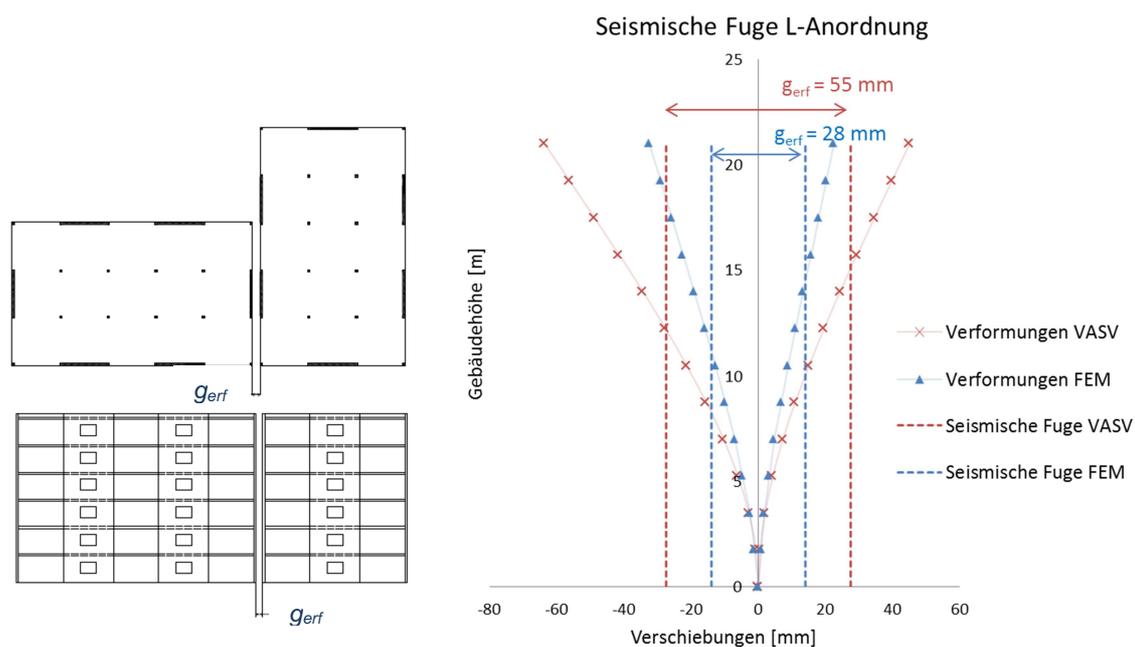


Abbildung 33: Seismische Fuge für benachbarte Gebäude L-Anordnung FEM und VASV

9.3 Abstand zur Eigentumsgrenze in Längsrichtung

Bei Gebäuden die nicht auf demselben Grundstück stehen, wird in der ÖNORM EN 1998-1:2010 Abschnitt 4.4.2.7 2) a) empfohlen, anstelle der SRSS-Überlagerung die ABS-Überlagerung zu verwenden. Dabei wird die Summe der maximalen Verschiebungen gebildet und nicht wie zuvor die Quadratsummenwurzel. Im vorliegenden Fall ergeben sich somit folgende Abstände bis zur Eigentumsgrenze:

- Seismische Fugenbreite g_{erf} FEM-Berechnung

$$g_{erf} = d_{s,1} = 23 \text{ mm} \quad (71)$$

- Seismische Fugenbreite g_{erf} VASV-Berechnung

$$g_{erf} = d_{s,1} = 45 \text{ mm} \quad (72)$$

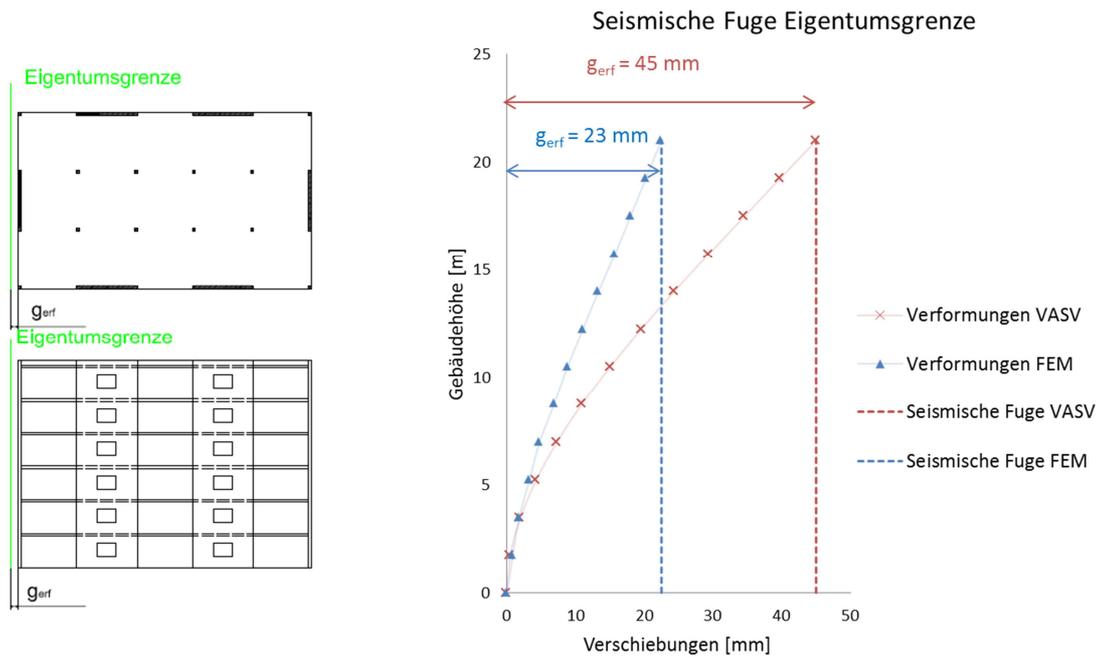


Abbildung 34: Abstand zur Eigentumsgrenze in Längsrichtung (x-Richtung) FEM und VASV

10 Ermittlung der horizontalen Verschiebungen für das Gebäudemodell 02

Um zu sehen, welchen Einfluss das Aussteifungssystem auf die Berechnung der seismischen Fugenbreite hat, werden in diesem Abschnitt die Tragwände zu einem Kern zusammengefügt. Wie zuvor werden zuerst die maximalen horizontalen Verschiebungen infolge von Erdbebeneinwirkung berechnet und auf Grundlage dieser Ergebnisse werden anschließend die seismischen Fugenbreiten bestimmt.

10.1 Geometrie

Die äußeren Abmessungen von Gebäudemodell 02 sind praktisch ident mit denen von Gebäudemodell 01, nur dass für die horizontale Gebäudeaussteifung die Tragwände zu einem Kern zusammengefügt wurden. Der Kern ist in der Mitte des Gebäudes angeordnet und im Inneren befinden sich der Treppenaufgang und ein Lieftschacht. Die Regelgeschosshöhe bleibt unverändert mit einer Höhe von 3,5 m und das Stützraster wurde wiederum mit 6 x 6 m festgelegt. Der Grundriss des Gebäudes ist in Abbildung 35 dargestellt, Schnitt A - A und Schnitt B - B in Abbildung 36 und Abbildung 37.

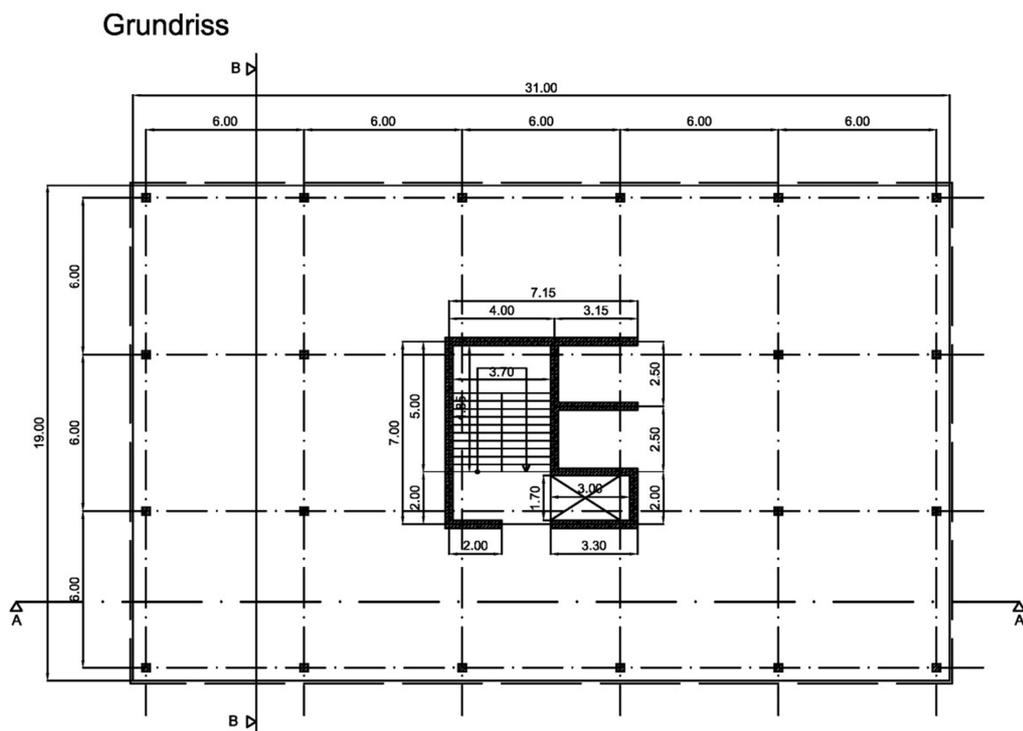


Abbildung 35: Grundriss Gebäudemodell 02

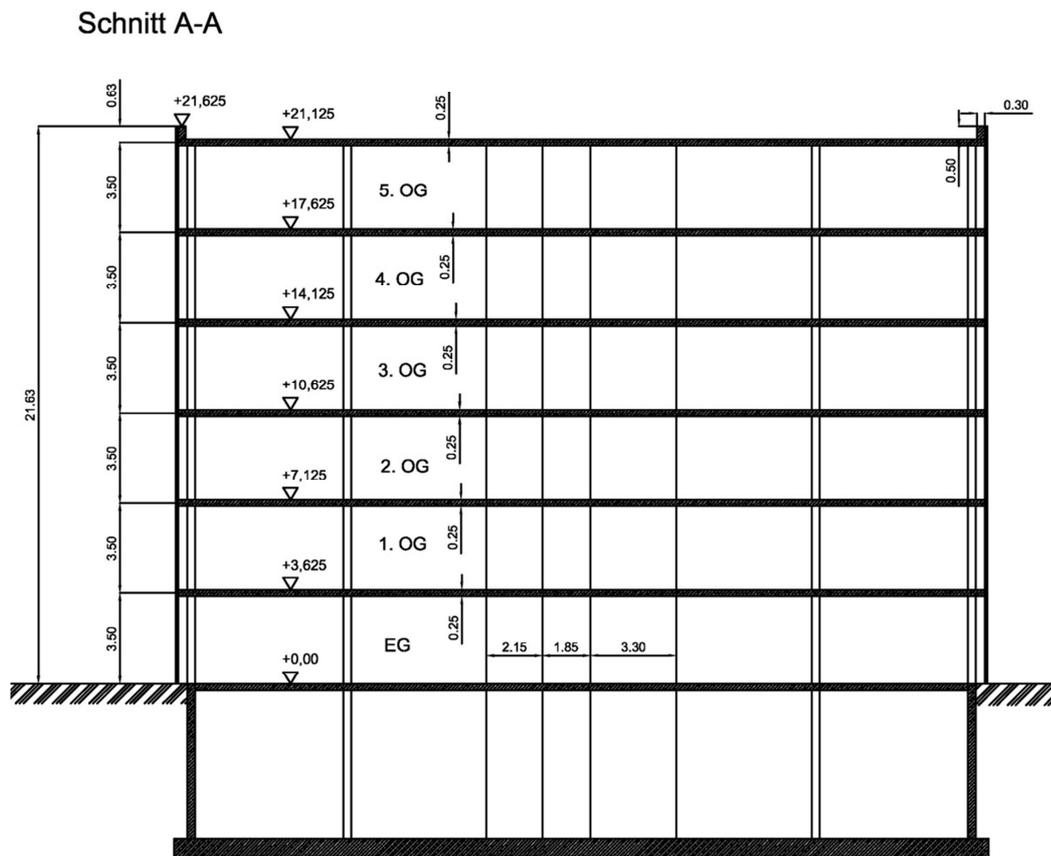


Abbildung 36: Schnitt A-A Gebäudemodell 02

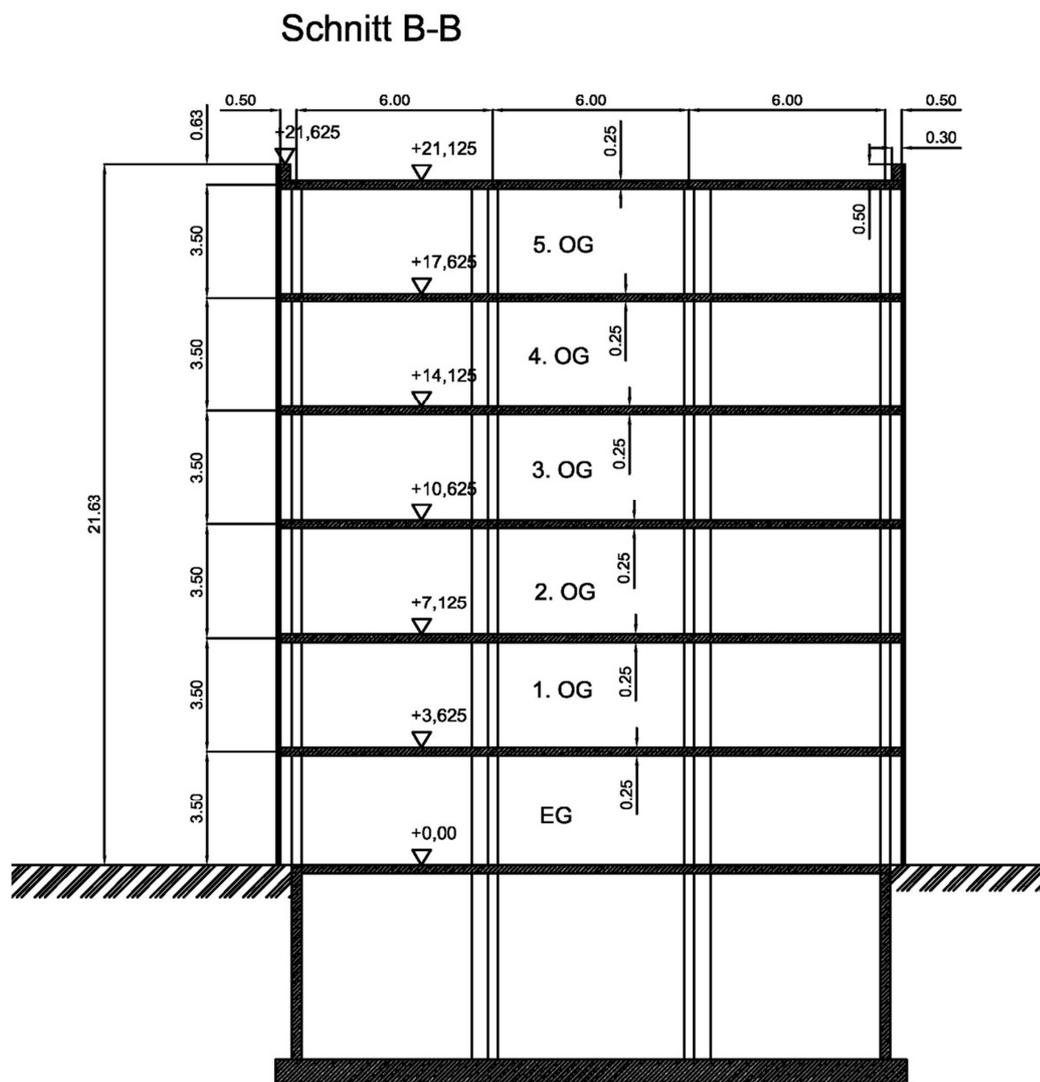


Abbildung 37: Schnitt B-B Gebäudemodell 02

10.2 Materialien und Lastannahmen

Die Materialkennwerte und Lasten sind gleich zu definieren wie bei Gebäudemodell 01 und können den Abschnitten 8.2 und 8.3 entnommen werden.

10.3 Geometrische Kenndaten für die Beurteilung der konstruktiven Regelmäßigkeit

Im nachfolgenden Kapitel werden die geometrischen Kenndaten für das Gebäudemodell 02 ermittelt, wobei die Richtung des Koordinatensystems in Abbildung 38 dargestellt ist. Mit diesen aufwendigen Untersuchungen wird festgestellt, inwieweit eine Torsionsanfälligkeit des Bauwerks vorliegt. Sind die Regelmäßigkeitskriterien nach Abschnitt 8.6 erfüllt, können die Torsionswirkungen vernachlässigt werden und für die Erdbebenbemessung dürfen vereinfachte Berechnungsmethoden und Rechenmodelle verwendet werden. Sind die

Regelmäßigkeitskriterien hingegen nicht erfüllt, müssen aufwendigere Berechnungen an einem räumlichen Rechenmodell durchgeführt werden.

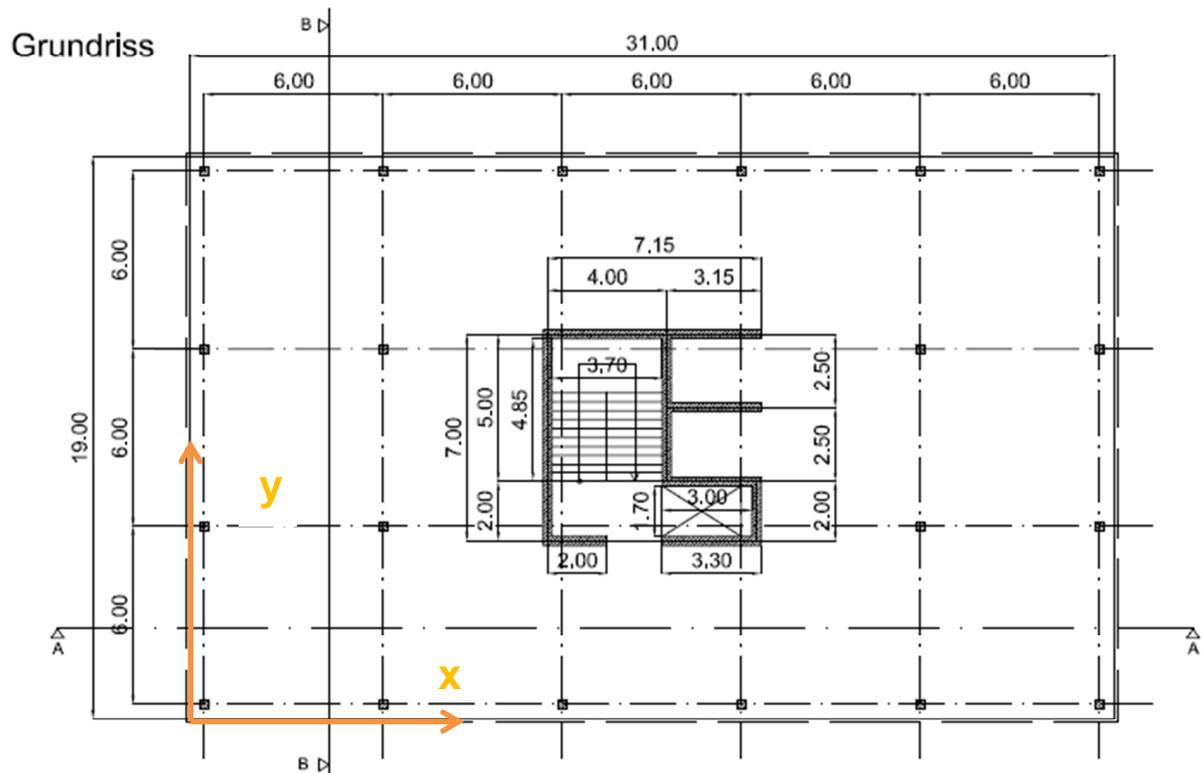


Abbildung 38: Koordinatensystem für Gebäudemodell 02

Da die aussteifenden Wände bei Gebäudemodell 02 aneinander angrenzen, ist vorab zu klären, welche mitwirkende Plattenbreite senkrecht zur Erdbebeneinwirkung für die Berechnung der Biegetragfähigkeit angenommen werden kann. Nach ÖNORM EN 1998-1:2010 Absatz 5.4.3.4.1 (4) sollte die mitwirkende Plattenbreite auf jeder Seite eines Steges so angenommen werden, dass von der Stegaußenseite aus gemessen, der kleinste der folgenden Werte maßgebend ist:

- die tatsächliche Gurtbreite
- die Hälfte des Abstandes zu einem benachbarten Steg der Wand oder
- 25 % der Gesamthöhe der Wand oberhalb der betrachteten Ebene

$$b_{eff} = 0,25 \cdot 21,625 = 5,4 \text{ m} \quad (73)$$

Für das vorliegende Gebäudemodell ergeben sich damit folgende Wandgruppen:

• Erdbeben in x-Richtung

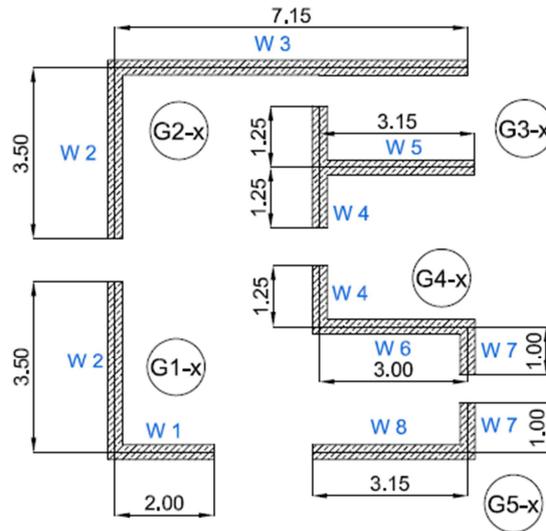


Abbildung 39: Wandgruppen für Erdbeben in x-Richtung Gebäudemodell 02

• Erdbeben in y-Richtung

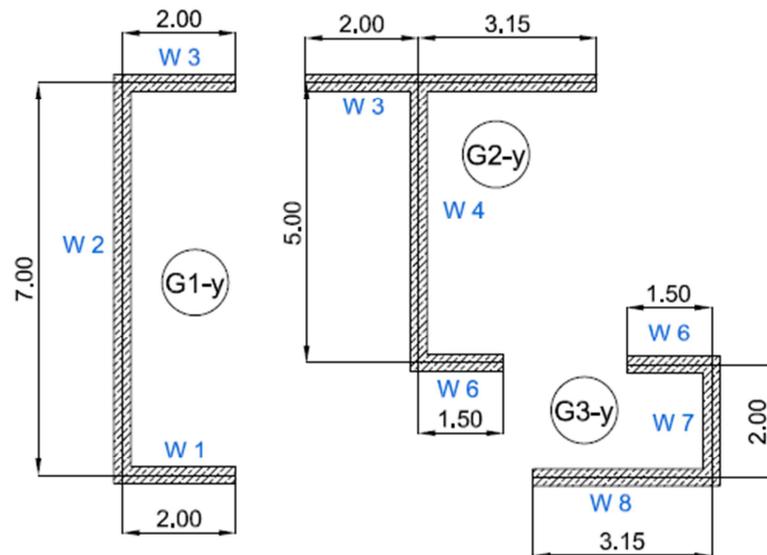


Abbildung 40: Wandgruppen für Erdbeben in y-Richtung Gebäudemodell 02

In den nachfolgenden Tabellen 16 bis 18 werden die geometrischen Daten für die Erdbebeneinwirkungen in x- und y-Richtung ermittelt. Das Flächenträgheitsmoment I_y um die y-Achse ergibt sich dabei wie folgt:

$$I_y = \int x^2 dA \quad \text{und inklusive Steiner'scher Anteil } I_y = \sum (I_{y,i} + A_i \cdot x_{si}^2) \quad (74)$$

und das Flächenträgheitsmoment I_x um die x-Achse:

$$I_x = \int y^2 dA \quad \text{und inklusive Steiner'scher Anteil } I_x = \sum (I_{x,i} + A_i \cdot y_{si}^2) \quad (75)$$

wobei:

$I_{y,i}, I_{x,i}$ die Flächenträgheitsmomente um die y/x-Achse der i-ten Teilfläche sind
 A_i der Flächeninhalt der i-ten Teilfläche und
 x_{si}, y_{si} der Abstand des Schwerpunktes der i-ten Teilfläche zum Gesamtschwerpunkt

Tabelle 16: Ermittlung der geometrischen Daten für die Erdbebenbeanspruchung in x-Richtung für Gebäudemodell 02

Wandgruppe	Wand	b	h	A	I_{0y}	x_{si}	y_{si}	$A \cdot x_{si}^2$	x_s	y_s	I_{sy}	y_{schub}	$I_{sy} \cdot y_{schub}$	
		m	m	m ²	m ⁴	m	m	m ⁴	m	m	m ⁴	m	m ⁵	
Gr1-x	W1	0,30	2,00	0,60	0,20	13,00	6,00	101,40						
	W2	3,50	0,30	1,05	0,00	12,00	7,75	151,20						
	Σ			1,65	0,20			252,60	12,36	7,11	0,58	6,00	3,49	
Gr2-x	W2	3,50	0,30	1,05	0,00	12,00	11,25	151,20						
	W3	0,30	7,15	2,15	9,14	15,58	13,00	520,34						
	Σ			3,20	9,14			671,54	14,40	12,42	18,15	13,00	235,92	
Gr3-x	W4	2,50	0,30	0,75	0,00	16,00	10,50	192,00						
	W5	0,30	3,15	0,95	0,78	17,58	10,50	291,89						
	Σ			1,70	0,78			483,89	16,88	10,50	1,82	10,50	19,10	
Gr4-x	W4	1,25	0,30	0,38	0,00	16,00	8,63	96,00						
	W6	0,30	3,00	0,90	0,68	17,50	8,00	275,63						
	W7	1,00	0,30	0,30	0,00	19,00	7,50	108,30						
	Σ			1,58	0,68			479,93	17,43	8,05	2,19	8,00	17,49	
Gr5-x	W7	1,00	0,30	0,30	0,00	19,00	6,50	108,30						
	W8	0,30	3,15	0,95	0,78	17,43	6,00	286,93						
	Σ			1,25	0,78			395,23	17,80	6,12	1,35	6,00	8,08	
Σ						11,58						24,08		284,07

Tabelle 17: Ermittlung der geometrischen Daten für die Erdbebenbeanspruchung in y-Richtung für Gebäudemodell 02

Wandgruppe	Wand	b	h	A	I_{0x}	x_{si}	y_{si}	$A \cdot y_{si}^2$	x_s	y_s	I_{sx}	x_{schub}	$I_{sx} \cdot x_{schub}$
		m	m	m ²	m ⁴	m	m	m ⁴	m	m	m ⁴	m	m ⁵
Gr1-y	W1	2,00	0,30	0,60	0,00	13,00	6,00	21,60					
	W2	0,30	7,00	2,10	8,58	12,00	9,50	189,53					
	W3	2,00	0,30	0,60	0,00	13,00	13,00	101,40					
	Σ			3,30	8,58			312,53	12,36	9,50	23,28	12,00	279,30
Gr2-y	W3	5,15	0,30	1,55	0,00	16,00	13,00	261,11					
	W4	0,30	5,00	1,50	3,13	16,00	10,50	165,38					
	W6	1,50	0,30	0,45	0,00	16,75	8,00	28,80					
	Σ			3,50	3,13			455,28	16,10	11,28	13,45	16,00	215,19
Gr3-y	W6	1,50	0,30	0,45	0,00	18,25	8,00	28,80					
	W7	0,30	2,00	0,60	0,20	19,00	7,00	29,40					
	W8	3,15	0,30	0,95	0,00	17,43	6,00	34,02					
	Σ			2,00	0,20			92,22	18,08	6,75	1,47	19,00	27,97
Σ					11,90						38,20	522,46	

Es bedeutet:

A Wandfläche

 I_{0y} , I_{0x} Eigentrigheitsmoment der Wand um die y- bzw. x-Achse x_{si} , y_{si} Koordinaten des Schwerpunktes der Wand in x- bzw. y-Richtung x_s , y_s Koordinaten des Schwerpunktes der Gruppe in x- bzw. y-Richtung I_{sx} , I_{sy} Flächenträgheitsmoment der Gruppe um die y- bzw. x-Achse x_{schub} , y_{schub} Schubmittelpunkt der Gruppe = Schwerpunkt der schubtragenden Wände in x- bzw. y-Richtung

Tabelle 18: Ermittlung von Schubflächen und Trägheitsmomente um den Massenmittelpunkt für Gebäudemodell 02

Wand	b	h	A	I_{0y}	I_{0x}	x_{sm}	y_{sm}	I_{ym}	I_{xm}	A_{cx}	A_{cy}
	m	m	m ²	m ⁴	m ⁴	m	m	m ⁴	m ⁴	m ²	m ²
W1	0,30	2,00	0,60	0,20	0,00	-2,50	-3,50	3,95	7,35	0,60	
W2	7,00	0,30	2,10	0,00	8,58	-3,50	0,00	25,73	8,58		2,10
W3	0,30	7,15	2,15	9,14	0,00	0,08	3,50	9,15	26,28	2,15	
W4	5,00	0,30	1,50	0,00	3,13	0,50	1,00	0,38	4,63		1,50
W5	0,30	3,15	0,95	0,78	0,00	2,08	1,00	4,85	0,95	0,95	
W6	0,30	3,00	0,90	0,68	0,00	2,00	-1,50	4,28	2,03	0,90	
W7	2,00	0,30	0,60	0,00	0,20	3,50	-2,50	7,35	3,95		0,60
W8	0,30	3,15	0,95	0,78	0,00	2,00	-3,50	4,56	11,58	0,95	
Σ								60,24	65,32	5,54	4,20

Es bedeutet:

A Wandfläche

I_{0y} , I_{0x} Eigenträgheitsmomente der Wände um die y- bzw. x-Achse

x_{sm} , y_{sm} Koordinaten des Schwerpunktes der Wand bezüglich des Massenschwerpunktes in x- bzw. y-Richtung

I_{ym} , I_{xm} Flächenträgheitsmoment um den Massenmittelpunkt um die y- bzw. x-Achse

A_{cx} , A_{cy} Schubwirksame Fläche, wobei nur die Stegfläche berücksichtigt wurde

Der Steifigkeitsmittelpunkt der Wandscheiben errechnet sich nach ÖNORM B 1998-1:2011 Anhang B wie folgt:

$$x_s = \frac{\sum(I_{x,i} \cdot x_i)}{\sum I_{x,i}} = \frac{522,46}{38,2} = 13,68 \text{ m} \quad (76)$$

$$y_s = \frac{\sum(I_{y,i} \cdot y_i)}{\sum I_{y,i}} = \frac{284,07}{24,08} = 11,80 \text{ m} \quad (77)$$

Bei Gebäudemodell 02 wird ebenfalls angenommen, dass die Massen auf der Geschossdecke gleichmäßig verteilt sind. Damit ergibt sich der Massenmittelpunkt im Schwerpunkt des Deckenfeldes: $x_m = 15,5 \text{ m}$ und $y_m = 9,5 \text{ m}$.

Die Koordinaten des Massenmittelpunktes bezüglich des Steifigkeitsmittelpunktes ergeben sich somit zu:

$$e_{0x} = 15,5 - 13,68 = 1,82 \text{ m} \quad (78)$$

$$e_{0y} = 9,5 - 11,8 = -2,30 \text{ m} \quad (79)$$

Das polare Massenträgheitsmoment kann mit folgender Formel berechnet werden [39]:

$$I_{\rho m} = \int (x^2 + y^2) dm = \int (x^2 + y^2) \rho \cdot dV = \int (x^2 + y^2) \rho \cdot h \cdot dA = \rho \cdot h (I_x + I_y) \quad (80)$$

Für die Berechnung des gesamten polaren Massenträgheitsmoments müssen vorab die Flächenträgheitsmomente der Regelgeschossdecke um den Massenmittelpunkt und die entsprechende Geschossmasse berechnet werden:

$$I_{x,Decke} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{31 \cdot 19^3}{12} = 17719,08 \text{ m}^4 \quad (81)$$

$$I_{y,Decke} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{19 \cdot 31^3}{12} = 47169,08 \text{ m}^4 \quad (82)$$

$$m_{DECKE} = g_k \cdot A = \frac{8,25 \cdot 565,96 \cdot 1000}{9,81} = 475956,04 \text{ kg} \quad (83)$$

Damit erhält man das gesamte polare Trägheitsmoment:

$$I_{\rho m} = (60,24 + 65,32) \cdot 2548,4 \cdot 3,5 + (17719,08 + 47169,08) \cdot 2548,4 \cdot 0,25 = 42460164,8 \text{ kgm}^2 \quad (84)$$

Der Trägheitsradius I_s der Geschossmasse im Grundriss errechnet sich nach ÖNORM EN 1998-1:2010 Abschnitt 4.2.3.2 (6) zu:

$$l_s = \sqrt{\frac{I_{\rho m}}{m_{DECKE} + m_w}} = \sqrt{\frac{42460164,8 \text{ kgm}^2}{(475956,04 + 86964,83)}} = 8,7 \text{ m} \quad (85)$$

mit,

$$m_w = \frac{l_w \cdot h \cdot d \cdot 25 \cdot 1000}{9,81} = \frac{32,5 \cdot 3,5 \cdot 0,3 \cdot 25 \cdot 1000}{9,81} = 86964,83 \text{ kg} \quad (86)$$

Die Torsionsradien werden nach ÖNORM B 1998-1:2011 Anhang B berechnet:

Tabelle 19: Werte um den Steifigkeitsmittelpunkt zur Ermittlung der Torsionsradien Gebäudemodell 02

Gruppe	x_i^{\wedge}	y_i^{\wedge}	I_{sx}	I_{sy}	$I_{sx} \cdot x_i^{\wedge 2}$	$I_{sy} \cdot y_i^{\wedge 2}$
	m	m	m ⁴	m ⁴	m ²	m ²
Gr1-x		5,80		0,58		19,55
Gr2-x		-1,20		18,15		26,27
Gr3-x		1,30		1,82		3,06
Gr4-x		3,80		2,19		31,51
Gr5-x		5,80		1,35		45,24
Gr1-y	1,68		23,28		65,55	
Gr2-y	-2,32		13,45		72,50	
Gr3-y	-5,32		1,47		41,69	
Σ			38,20	24,08	179,75	125,63

$$r_x = \sqrt{\frac{\sum(I_{x,i} \cdot x_i^{\wedge 2}) + \sum(I_{y,i} \cdot y_i^{\wedge 2})}{\sum I_{y,i}}} = \sqrt{\frac{179,75 + 125,63}{24,08}} = 3,56 \text{ m} \quad (87)$$

$$r_y = \sqrt{\frac{\sum(I_{x,i} \cdot x_i^{\wedge 2}) + \sum(I_{y,i} \cdot y_i^{\wedge 2})}{\sum I_{x,i}}} = \sqrt{\frac{179,75 + 125,63}{38,2}} = 2,83 \text{ m} \quad (88)$$

10.4 Kriterien für konstruktive Regelmäßigkeit

In diesem Abschnitt wird untersucht, ob die Regelmäßigkeitskriterien für das Gebäudemodell 02 im Aufriss und Grundriss erfüllt sind. Die einzelnen Kriterien wurden bereits in Abschnitt 8.6 erläutert, nachfolgend wird nur mehr überprüft, ob diese erfüllt bzw. nicht erfüllt sind.

10.4.1 Kriterien für Regelmäßigkeit im Grundriss

- Kriterium a) ist nicht erfüllt.
- Kriterium b) ist erfüllt.
- Kriterium c) ist erfüllt

- Kriterium d)

$$\lambda = \frac{l_{max}}{l_{min}} = \frac{30,5}{18,3} = 1,65 \leq 4 \quad (89)$$

Kriterium ist erfüllt.

- Kriterium e)

$$e_{0x} \leq 0,3 r_x \quad 1,82 > 1,068 \quad r_x \geq l_s \quad 3,56 < 8,7 \quad (90)$$

$$e_{0y} \leq 0,3 r_y \quad 2,30 > 0,85 \quad r_y \geq l_s \quad 2,83 < 8,7 \quad (91)$$

Kriterien nicht erfüllt.

- Kriterium f) ist erfüllt.

10.4.2 Kriterien für Regelmäßigkeit im Aufriss

Die Kriterien für die Regelmäßigkeit im Aufriss sind alle erfüllt bzw. nicht relevant.

10.4.3 Schlussfolgerung

Wie man sehen kann, sind nur die Regelmäßigkeitskriterien im Aufriss erfüllt, jene für den Grundriss sind nicht erfüllt. Demzufolge sollten die Verschiebungen zumindest an einem räumlichen Rechenmodell mit dem vereinfachten Antwortspektrumverfahren ermittelt werden (siehe Tabelle 3). Da sich das Gebäude aber in einem Gebiet mit geringer Seismizität befindet, entspricht es dem Ausnahmefall nach ÖNORM EN 1998-1:2010 Abschnitt 3.2.1 (4). Demzufolge dürfen trotz der Unregelmäßigkeit im Grundriss linear-elastische Berechnungen an zwei ebenen Modellen, jeweils eines für jede Hauptrichtung, durchgeführt werden.

Da für die Nachweisführung stets auch ein genaueres Verfahren angewendet werden darf und die Diskrepanz zwischen dem vereinfachten Antwortspektrumverfahren und einer räumlichen Finite-Element-Berechnung bereits bei Gebäudemodell 01 aufgezeigt wurde, wird für die Verformungsberechnung von Gebäudemodell 02 ausschließlich ein räumliches Finite-Elemente-Modell verwendet.

10.5 Erdbebeneinwirkung und Duktilität

Die Parameter für die Erdbebeneinwirkung und das entsprechende Bemessungsspektrum sind gleich zu definieren wie bei Gebäudemodell 01. Das gleiche gilt natürlich für die Duktilitätsklasse. Die erforderlichen Werte können Abschnitt 8.7, Abschnitt 8.8 und Abschnitt 8.9 entnommen werden.

10.6 Räumliches Finite-Elemente-Modell

Bei Gebäudemodell 02 werden die horizontalen Verschiebungen wiederum mit einem räumlichen Finite-Elemente-Modell berechnet. Das Modell wurde mit dem Programm RFEM 5.02.0007 der Firma Dlubal erstellt und die Erdbebenberechnung erfolgte mit dem Zusatzmodul „Dynamik“.

10.6.1 Modellbildung

Das Gebäudemodell besteht aus eindimensionalen Stabelementen (Stützen) und zweidimensionalen Flächenelementen (Decken und Wandscheiben); Insgesamt wurden dabei 1680 1D-Finite-Elemente und 4717 2D-Finite-Elemente generiert. Die angestrebte Länge der finiten Elemente wurde mit 1 m festgelegt, was in Summe zu 6264 FE-Netz Knoten führte. Der Baustoff Stahlbeton wird als isotrop linear elastisches Material mit den Materialparametern nach Abschnitt 8.2 definiert. Die Berechnung erfolgte sowohl für den ungerissenen Zustand I als auch für den gerissenen Zustand II.

Im vorliegenden Modell werden die Stützen als Pendelstützen modelliert und der Anschluss der Deckenscheiben an die Wände erfolgt über Liniengelenke. Die Belastungen können gleich wie in Abschnitt 8.3 definiert werden.

10.6.2 Eigenfrequenzen und Modalbeiträge

Für die Lösung des Eigenwertproblems wird die Krylow-Unterraum-Iterationsmethode ausgewählt und die Berechnung der Verschiebungen erfolgt durch die sogenannte Ersatzlastmethode. In Abbildung 41, Abbildung 42 und Abbildung 43 sind die ersten fünf Eigenformen in x-Richtung für den Zustand I dargestellt.

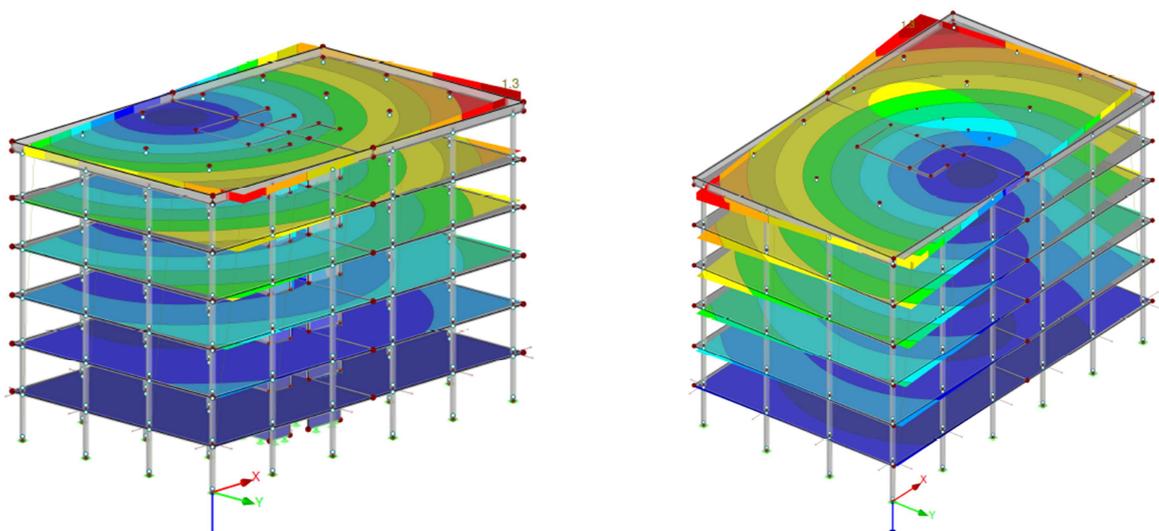


Abbildung 41: Erste und Zweite Eigenform für Gebäudemodell 02 in x-Richtung Zustand I $T_{1x} = 0,576$ s und $T_{2x} = 0,316$ s

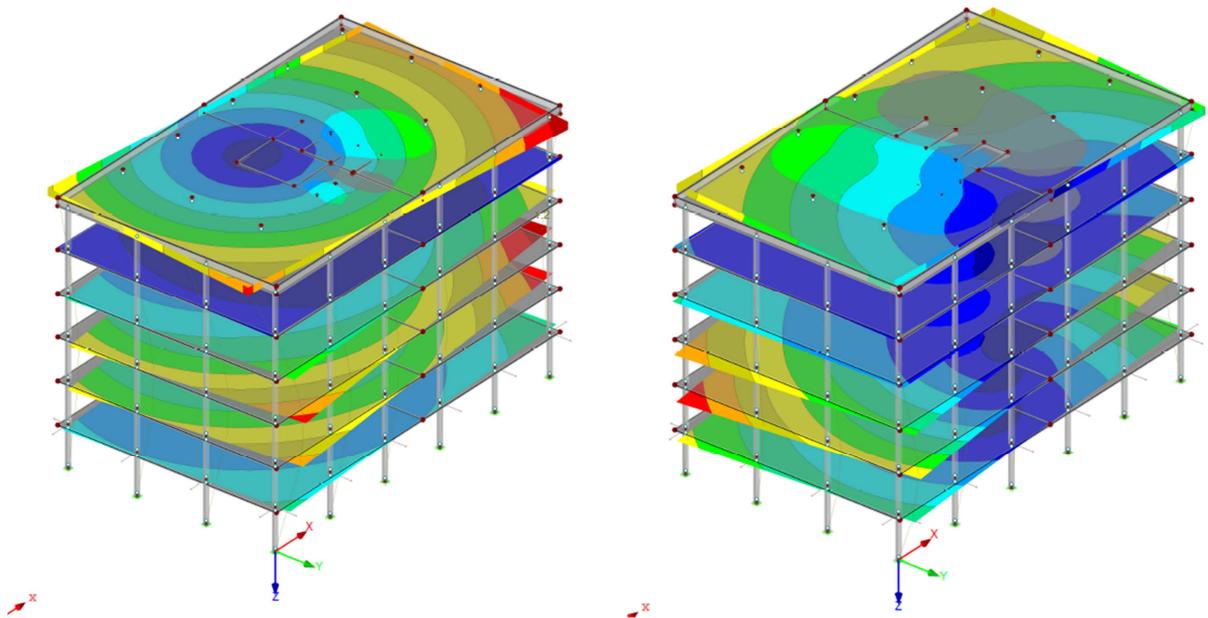


Abbildung 42: Dritte und Vierte Eigenform für Gebäudemodell 02 in x-Richtung Zustand I $T_{3x}=0,149$ s und $T_{4x}=0,094$ s

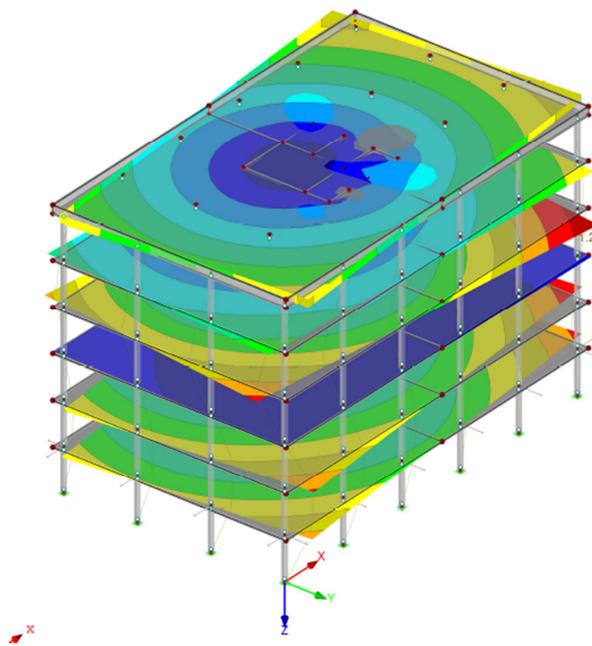


Abbildung 43: Fünfte Eigenform für Gebäudemodell 02 in x-Richtung Zustand I $T_{5x}=0,078$ s

Vergleicht man die erste Eigenperiode von Gebäudemodell 02 mit jener von Gebäudemodell 01, erkennt man, dass die Eigenperiode von Gebäudemodell 02 mit $T_{1x}=0,576$ s etwas höher liegt als die von Gebäudemodell 01 $T_{1x}=0,465$ s. Auch die zweite Eigenperiode ist sowohl in x-Richtung als auch in y-Richtung höher als bei Gebäudemodell 01.

Das bedeutet, durch die Kernaussteifung ist das Gebäude für Schwingungen in Längs- und Querrichtung, aber vor allem auch für Torsionsschwingungen weicher geworden. Bei allen Eigenformen von Gebäudemodell 02 sind deutliche Torsionsschwingungen zu erkennen. Eine klare Abgrenzung zwischen Längs- bzw. Querschwingungen und Torsionsschwingungen ist nicht mehr möglich.

Wie schon in Abschnitt 8.12.2 beschrieben, muss die Summe der effektiven modalen Massen mindestens 90 % der Gesamtmasse des Tragwerks betragen. Für das Gebäudemodell 02 ist diese Vorgabe erfüllt, wenn sowohl in x-Richtung als auch in y-Richtung die ersten fünf Eigenformen berücksichtigt werden. Zum Vergleich: Bei Gebäudemodell 01 reicht es aus, wenn die ersten drei Eigenformen berücksichtigt werden.

10.6.3 Berechnungsergebnisse

Für die Berechnung der maximalen Verformungen wurde das in Abschnitt 8.9 beschriebene Bemessungsspektrum herangezogen. In den nachfolgenden Tabellen werden, getrennt bezüglich den x- und y-Richtungen, Eigenfrequenz, Eigenperiode, Ordinate des Bemessungsspektrums und Ersatzmassenfaktoren für Zustand I und Zustand II aufgelistet.

Tabelle 20: Berechnungsergebnisse für Gebäudemodell 02 in x-Richtung Zustand I

■ ZUGEORDNETE FAKTOREN FÜR SPEKTRUM										
		Multiplikationsfaktor								
		f_x	f_y	f_z						
		1.000	1.000	1.000						
■ ZUORDNUNG DES BEMESSUNGSSPEKTRUMS										
Nr.	Eigenform Nr.	Generieren in RFEM-LF Nr.	Auto	Ordinate des Bemessungsspektrums						
				S_{dH} [m/s ²]	S_{dV} [m/s ²]					
1	1 - 0.576 s	10, 15	☒	1.0350	0.2109					
2	2 - 0.316 s	11, 16	☒	1.0350	0.3849					
3	3 - 0.149 s	12, 17	☒	0.8752	0.8100					
4	4 - 0.094 s	13, 18	☒	0.7072	0.8100					
5	5 - 0.078 s	14, 19	☒	0.6570	0.8100					
■ 2.1 EIGENWERTE, -FREQUENZEN UND -PERIODEN										
E-Form Nr.	Eigenwert λ_i [1/s ²]	Eigenkreisfrequenz ω_i [rad/s]	Eigenfrequenz f_i [Hz]		Eigenperiode T_i [s]					
1	118.897	10.904	1.735		0.576					
2	396.200	19.905	3.168		0.316					
3	1789.622	42.304	6.733		0.149					
4	4428.243	66.545	10.591		0.094					
5	6446.254	80.289	12.778		0.078					
■ 2.7 ERSATZMASSENFAKTOREN										
E-Form Nr.	Modale Masse M_i [kg]	Beteiligungsfaktor			Ersatzmasse			Ersatzmassenfaktor		
		L_{ix} [kg]	L_{iy} [kg]	L_{iz} [kg]	m_{eX} [kg]	m_{eY} [kg]	m_{eZ} [kg]	f_{meX} [-]	f_{meY} [-]	f_{meZ} [-]
1	402609.76	828624.02	0.00	0.00	1705417.62	0.00	0.00	0.407	0.000	0.000
2	388329.33	-702736.84	0.00	0.00	1271701.66	0.00	0.00	0.303	0.000	0.000
3	376466.96	357691.90	0.00	0.00	339853.18	0.00	0.00	0.081	0.000	0.000
4	568499.95	-503328.24	0.00	0.00	445627.68	0.00	0.00	0.106	0.000	0.000
5	308829.35	170621.53	0.00	0.00	94264.71	0.00	0.00	0.022	0.000	0.000
Summe					3856864.84	0.00	0.00	0.920	0.000	0.000

Tabelle 21: Berechnungsergebnisse für Gebäudemodell 02 in y-Richtung Zustand I

■ ZUGEORDNETE FAKTOREN FÜR SPEKTRUM

	Multiplikationsfaktor		
	f_x	f_y	f_z
	1.000	1.000	1.000

■ ZUORDNUNG DES BEMESSUNGSSPEKTRUMS

Nr.	Eigenform Nr.	Generieren in RFEM-LF Nr.	Ordinate des Bemessungsspektrums		
			Auto	S_{dH} [m/s ²]	S_{dV} [m/s ²]
1	1 - 0.730 s	20, 25	<input checked="" type="checkbox"/>	0.8506	0.1664
2	2 - 0.344 s	21, 26	<input checked="" type="checkbox"/>	1.0350	0.3528
3	3 - 0.217 s	22, 27	<input checked="" type="checkbox"/>	1.0350	0.5608
4	4 - 0.121 s	23, 28	<input checked="" type="checkbox"/>	0.7906	0.8100
5	5 - 0.097 s	24, 29	<input checked="" type="checkbox"/>	0.7147	0.8100

■ 2.1 EIGENWERTE, -FREQUENZEN UND -PERIODEN

E-Form Nr.	Eigenwert λ_i [1/s ²]	Eigenkreisfrequenz ω_i [rad/s]	Eigenfrequenz f_i [Hz]	Eigenperiode T_i [s]
1	74.067	8.606	1.370	0.730
2	332.925	18.246	2.904	0.344
3	840.977	29.000	4.615	0.217
4	2683.900	51.806	8.245	0.121
5	4210.011	64.885	10.327	0.097

■ 2.7 ERSATZMASSENFAKTOREN

E-Form Nr.	Modale Masse M_i [kg]	Beteiligungsfaktor			Ersatzmasse			Ersatzmassenfaktor		
		L_{ix} [kg]	L_{iy} [kg]	L_{iz} [kg]	m_{ex} [kg]	m_{ey} [kg]	m_{ez} [kg]	f_{max} [-]	f_{mey} [-]	f_{meZ} [-]
1	465361.10	0.00	324487.20	0.00	0.00	226258.59	0.00	0.000	0.054	0.000
2	799044.54	0.00	1504228.82	0.00	0.00	2831762.44	0.00	0.000	0.675	0.000
3	589339.21	0.00	-177866.97	0.00	0.00	53681.58	0.00	0.000	0.013	0.000
4	626682.36	0.00	-65327.59	0.00	0.00	6809.98	0.00	0.000	0.002	0.000
5	961584.96	0.00	843883.66	0.00	0.00	740589.40	0.00	0.000	0.177	0.000
Summe					0.00	3859101.99	0.00	0.000	0.920	0.000

Tabelle 22: Berechnungsergebnisse für Gebäudemodell 02 in x-Richtung Zustand II

■ ZUGEORDNETE FAKTOREN FÜR SPEKTRUM

	Multiplikationsfaktor		
	f_x	f_y	f_z
	1.000	1.000	1.000

■ ZUORDNUNG DES BEMESSUNGSSPEKTRUMS

Nr.	Eigenform Nr.	Generieren in RFEM-LF Nr.	Ordinate des Bemessungsspektrums		
			Auto	S_{dH} [m/s ²]	S_{dV} [m/s ²]
1	1 - 0.813 s	10, 15	<input checked="" type="checkbox"/>	0.7635	0.1494
2	2 - 0.446 s	11, 16	<input checked="" type="checkbox"/>	1.0350	0.2725
3	3 - 0.210 s	12, 17	<input checked="" type="checkbox"/>	1.0350	0.5788
4	4 - 0.133 s	13, 18	<input checked="" type="checkbox"/>	0.8283	0.8100
5	5 - 0.111 s	14, 19	<input checked="" type="checkbox"/>	0.7574	0.8100

■ 2.1 EIGENWERTE, -FREQUENZEN UND -PERIODEN

E-Form Nr.	Eigenwert λ_i [1/s ²]	Eigenkreisfrequenz ω_i [rad/s]	Eigenfrequenz f_i [Hz]	Eigenperiode T_i [s]
1	59.672	7.725	1.229	0.813
2	198.591	14.092	2.243	0.446
3	895.959	29.933	4.764	0.210
4	2217.832	47.094	7.495	0.133
5	3228.362	56.819	9.043	0.111

■ 2.7 ERSATZMASSENFAKTOREN

E-Form Nr.	Modale Masse M_i [kg]	Beteiligungsfaktor			Ersatzmasse			Ersatzmassenfaktor		
		L_{ix} [kg]	L_{iy} [kg]	L_{iz} [kg]	m_{ex} [kg]	m_{ey} [kg]	m_{ez} [kg]	f_{max} [-]	f_{mey} [-]	f_{meZ} [-]
1	401756.04	827007.21	0.00	0.00	1702378.69	0.00	0.00	0.406	0.000	0.000
2	389235.05	-704873.88	0.00	0.00	1276470.84	0.00	0.00	0.304	0.000	0.000
3	376155.55	357130.52	0.00	0.00	339067.73	0.00	0.00	0.081	0.000	0.000
4	567568.26	-502415.87	0.00	0.00	444742.47	0.00	0.00	0.106	0.000	0.000
5	308173.70	170403.79	0.00	0.00	94224.30	0.00	0.00	0.022	0.000	0.000
Summe					3856884.04	0.00	0.00	0.920	0.000	0.000

Tabelle 23: Berechnungsergebnisse für Gebäudemodell 02 in y-Richtung Zustand II

■ ZUGEORDNETE FAKTOREN FÜR SPEKTRUM						
Multiplikationsfaktor						
f _x		f _y		f _z		
1.000		1.000		1.000		
■ ZUORDNUNG DES BEMESSUNGSSPEKTRUMS						
Nr.	Eigenform Nr.	Generieren in RFEM-LF Nr.	Auto	Ordinate des Bemessungsspektrums		
				S _{dH} [m/s ²]	S _{dV} [m/s ²]	
1	1 - 1.031 s	20, 25	☒	0.6020	0.1142	
2	2 - 0.487 s	21, 26	☒	1.0350	0.2497	
3	3 - 0.306 s	22, 27	☒	1.0350	0.3968	
4	4 - 0.171 s	23, 28	☒	0.9463	0.7087	
5	5 - 0.137 s	24, 29	☒	0.8390	0.8100	

■ 2.1 EIGENWERTE, -FREQUENZEN UND -PERIODEN					
E-Form Nr.	Eigenwert λ _i [1/s ²]	Eigenkreisfrequenz ω _i [rad/s]	Eigenfrequenz f _i [Hz]	Eigenperiode T _i [s]	
1	37.105		6.091	0.969	1.031
2	166.797		12.915	2.055	0.487
3	420.979		20.518	3.266	0.306
4	1343.164		36.649	5.833	0.171
5	2107.097		45.903	7.306	0.137

■ 2.7 ERSATZMASSENFAKTOREN										
E-Form Nr.	Modale Masse M _i [kg]	Beteiligungsfaktor			Ersatzmasse			Ersatzmassenfaktor		
		L _x [kg]	L _y [kg]	L _z [kg]	m _{eX} [kg]	m _{eY} [kg]	m _{eZ} [kg]	f _{max} [-]	f _{meY} [-]	f _{meZ} [-]
1	465526.27	0.00	324483.70	0.00	0.00	226173.43	0.00	0.000	0.054	0.000
2	799250.47	0.00	1504657.12	0.00	0.00	2832645.25	0.00	0.000	0.676	0.000
3	589304.24	0.00	-177705.35	0.00	0.00	53587.25	0.00	0.000	0.013	0.000
4	626151.71	0.00	-65336.44	0.00	0.00	6817.60	0.00	0.000	0.002	0.000
5	1053641.78	0.00	882880.63	0.00	0.00	739794.33	0.00	0.000	0.176	0.000
Summe					0.00	3859017.85	0.00	0.000	0.920	0.000

10.6.4 Verformungen

Wie in Abschnitt 10.4 zu sehen ist, sind die Kriterien für die Regelmäßigkeit im Grundriss von Gebäudemodell 02 nicht erfüllt. Daher müssen die Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung als gleichzeitig wirkend angenommen werden. In der ÖNORM EN 1998-1:2010 Abschnitt 4.3.3.5.1 (3) wird dafür eine Überlagerungsmethode für das Zusammenwirken der Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkung angegeben [36]:

$$E_{Edx} + 0,3 \cdot E_{Edy} \quad (92)$$

$$0,3 \cdot E_{Edx} + E_{Edy} \quad (93)$$

wobei,

"+" „zu kombinieren mit“ bedeutet;

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

E_{Edy} die Beanspruchungsgrößen infolge des Angriffs der Erdbebeneinwirkung in Richtung der gewählten horizontalen Achse y des Bauwerks darstellt;

Bei dieser Überlagerung muss sichergestellt sein, dass Schnittgrößen bzw. Verformungen mit positiven und negativen Vorzeichen ungünstig überlagert werden. Mit den berechneten

Maximalwerten erhält man demnach die maßgebenden Verformungen aus der Einwirkung Erdbeben. Die gleichzeitig wirkenden ständigen und veränderlichen Lasten in vertikaler Richtung werden für die Berechnung der maximalen horizontalen Verschiebungen nicht berücksichtigt. Die Verschiebungen müssen noch mit dem Verhaltensbeiwert $q=1,5$ multipliziert werden, da sie auf Grundlage der elastischen Verformungen des Tragsystems berechnet wurden.

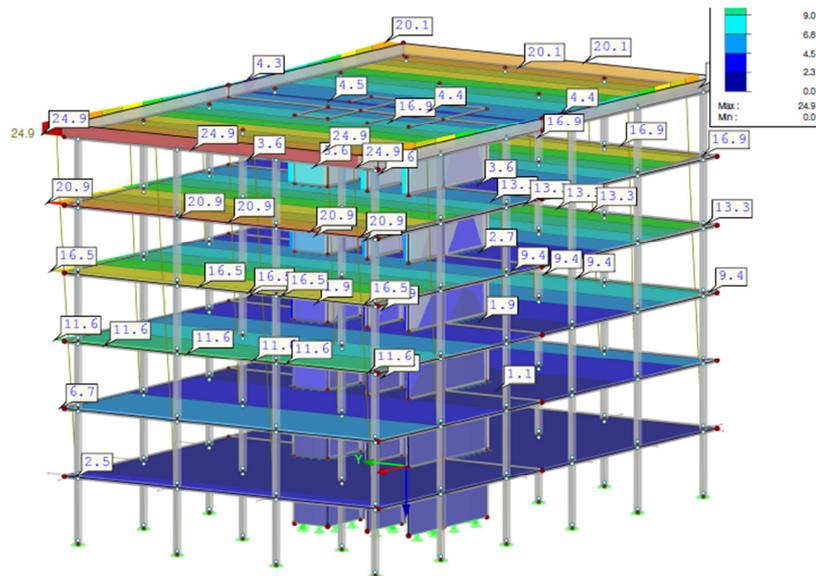


Abbildung 44: Zustand I: Maximale Verformung für Gebäudemodell 02 in y-Richtung $d_s = 37,35$ mm

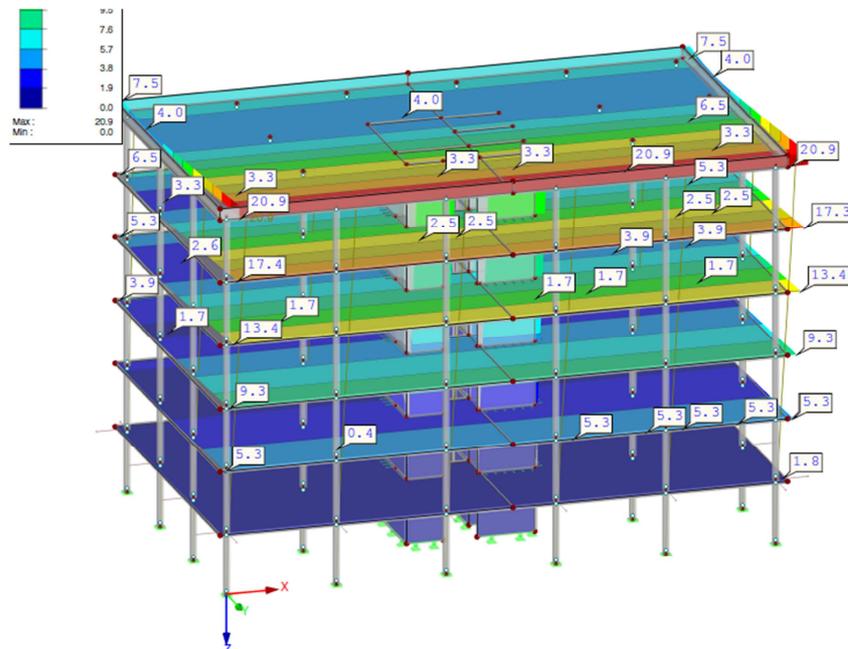


Abbildung 45: Zustand I: Maximale Verformung für Gebäudemodell 02 in x-Richtung $d_s = 31,35$ mm

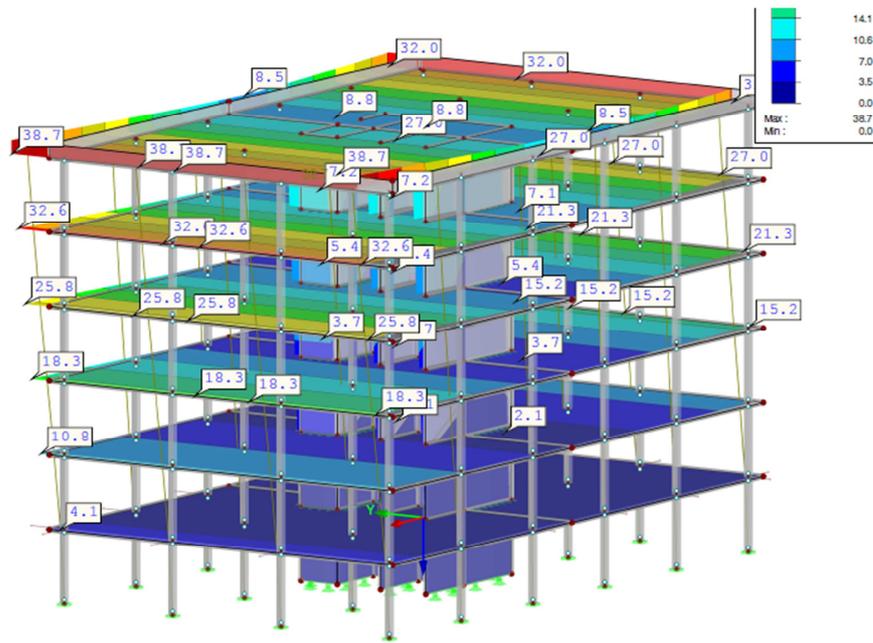


Abbildung 46: Zustand II: Maximale Verformung für Gebäudemodell 02 in y-Richtung $d_s = 58,05$ mm

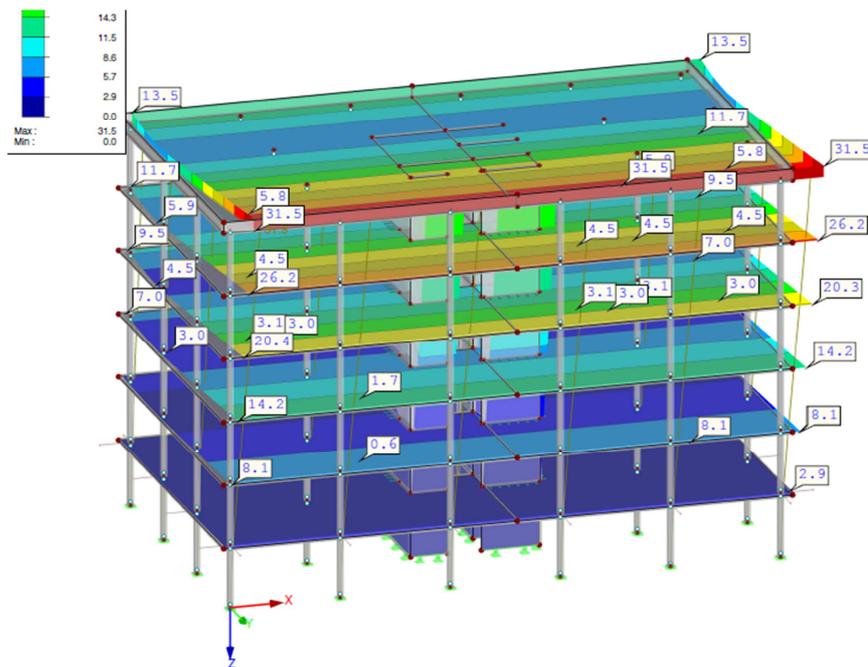


Abbildung 47: Zustand II: Maximale Verformung für Gebäudemodell 02 in x-Richtung $d_s = 47,25$ mm

Tabelle 24: Verschiebungen für Gebäudemodell 02 in x- und y-Richtung Zustand I und II FEM

Gebäudehöhe [m]	Verschiebungen x-Richtung		Verschiebungen y-Richtung	
	Zustand I [mm]	Zustand II [mm]	Zustand I [mm]	Zustand II [mm]
21,00	31,35	47,25	37,35	58,05
19,25	28,65	43,28	34,35	53,48
17,50	25,95	39,30	31,35	48,90
15,75	23,03	34,88	28,05	43,80
14,00	20,10	30,45	24,75	38,70
12,25	17,03	25,88	21,08	33,08
10,50	13,95	21,30	17,40	27,45
8,75	10,95	16,73	13,73	21,83
7,00	7,95	12,15	10,05	16,20
5,25	5,33	8,25	6,90	11,18
3,50	2,70	4,35	3,75	6,15
1,75	1,35	2,18	1,88	3,08
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

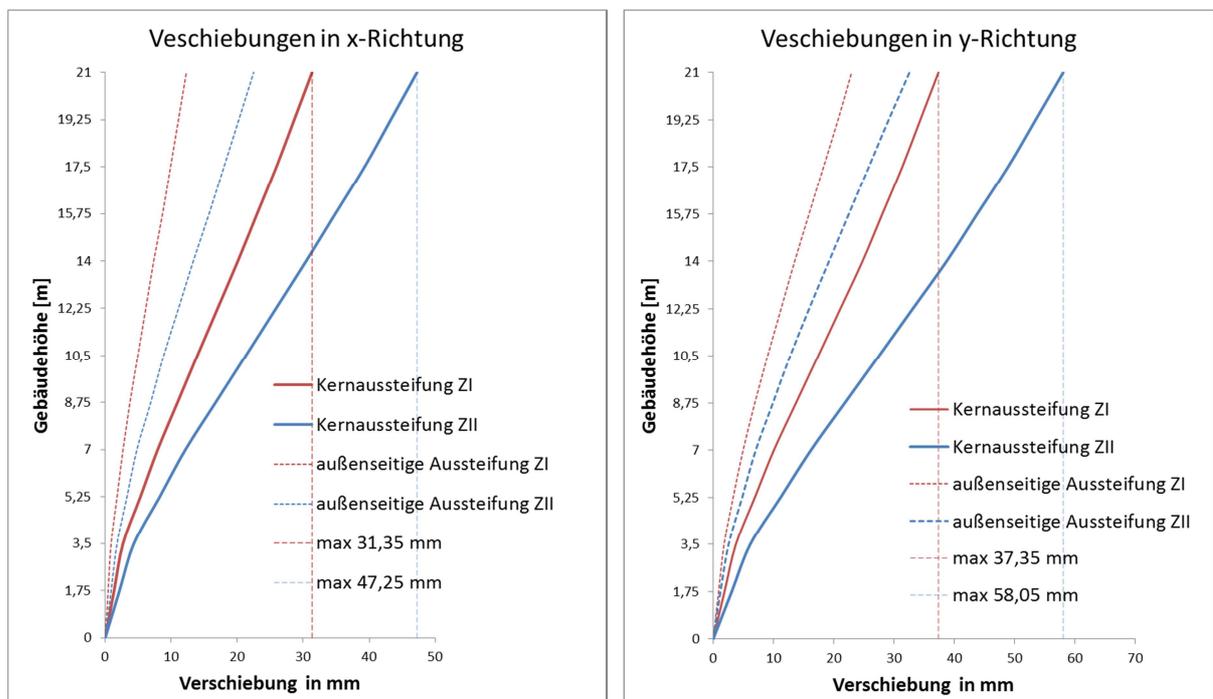


Abbildung 48: Verschiebungen in x- und y-Richtung für Gebäudemodell 01 (außenseitige Aussteifung) und Gebäudemodell 02 (Kernaussteifung) Zustand I und II

11 Seismische Fuge für Gebäudemodell 02

Die Berechnung der seismischen Fuge wurde bereits ausführlich in Abschnitt 5 erläutert. Auf Grundlage der berechneten Verschiebungen werden in diesem Abschnitt die erforderlichen seismischen Fugenbreiten für das Gebäudemodell 02 berechnet. Es werden vier unterschiedliche Gebäudeanordnungen untersucht. Um zu sehen, welchen Einfluss das Aussteifungssystem auf die erforderliche Fugenbreite hat, werden bei den ersten zwei Gebäudeanordnungen die Ergebnisse von Gebäudemodell 01 und Gebäudemodell 02 miteinander verglichen. Bei der dritten und vierten Anordnung wird die Fugenbreite für benachbarte Gebäude mit unterschiedlichen Aussteifungssystemen untersucht.

11.1 Benachbarte Gebäude in Längsrichtung

Bei der Berechnung der seismischen Fugenbreiten wird nur mehr der maßgebende Zustand II berücksichtigt. Des Weiteren wird angenommen, dass beide Gebäude auf demselben Grundstück stehen. Damit kann für die Berechnung der erforderlichen Fugenbreite die in der ÖNORM EN 1998-1:2010 empfohlene SRSS-Methode herangezogen werden. Bei benachbarten Gebäuden, die die gleiche Höhenlage aufweisen, darf zusätzlich die erforderliche Fugenbreite um 30 % reduziert werden. Im vorliegenden Fall ergeben sich daher folgende seismische Fugenbreiten:

- Seismische Fugenbreite g_{erf} Gebäudemodell 01

$$g_{erf} = 0,7 \cdot \left(\sqrt{d_{s,1}^2 + d_{s,2}^2} \right) = 0,7 \cdot \left(\sqrt{22,5^2 + 22,5^2} \right) = 23 \text{ mm} \quad (94)$$

- Seismische Fugenbreite g_{erf} Gebäudemodell 02

$$g_{erf} = 0,7 \cdot \left(\sqrt{d_{s,1}^2 + d_{s,2}^2} \right) = 0,7 \cdot \left(\sqrt{47,25^2 + 47,25^2} \right) = 47 \text{ mm} \quad (95)$$

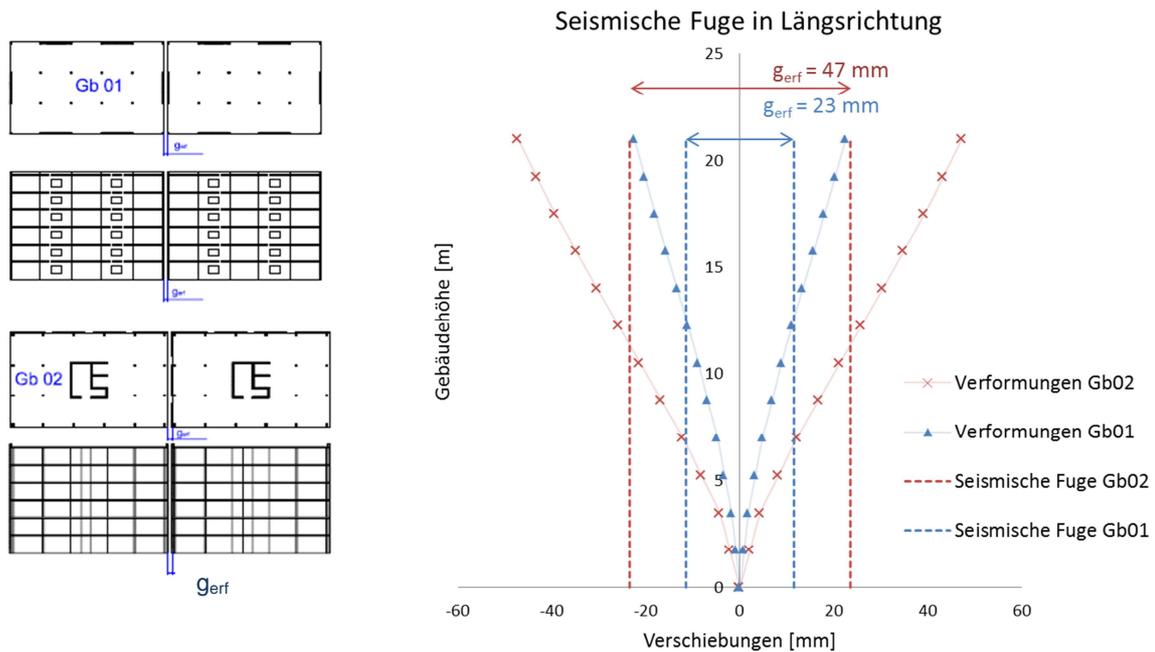


Abbildung 49: Seismische Fuge für benachbarte Gebäude in Längsrichtung Gebäudemodell 01 und Gebäudemodell 02

11.2 Benachbarte Gebäude L-Anordnung

Für die Berechnung der seismischen Fuge wird wiederum nur der maßgebende Zustand II berücksichtigt. Die Überlagerung der Verformungen erfolgt mit der SRSS-Methode, nur dass diesmal bei einem Gebäude die Verschiebungen in x-Richtung und beim benachbarten die Verschiebungen in y-Richtung berücksichtigt werden. Da beide Gebäude gleich hoch sind, kann die berechnete Fugenbreite um 30 % reduziert werden. Für diesen Fall ergeben sich folgende seismische Fugenbreiten:

- Seismische Fugenbreite g_{erf} Gebäudemodell 01

$$g_{erf} = 0,7 \cdot \left(\sqrt{d_{s,1}^2 + d_{s,2}^2} \right) = 0,7 \cdot \left(\sqrt{22,5^2 + 32,55^2} \right) = 28 \text{ mm} \quad (96)$$

- Seismische Fugenbreite g_{erf} Gebäudemodell 02

$$g_{erf} = 0,7 \cdot \left(\sqrt{d_{s,1}^2 + d_{s,2}^2} \right) = 0,7 \cdot \left(\sqrt{47,25^2 + 58,05^2} \right) = 53 \text{ mm} \quad (97)$$

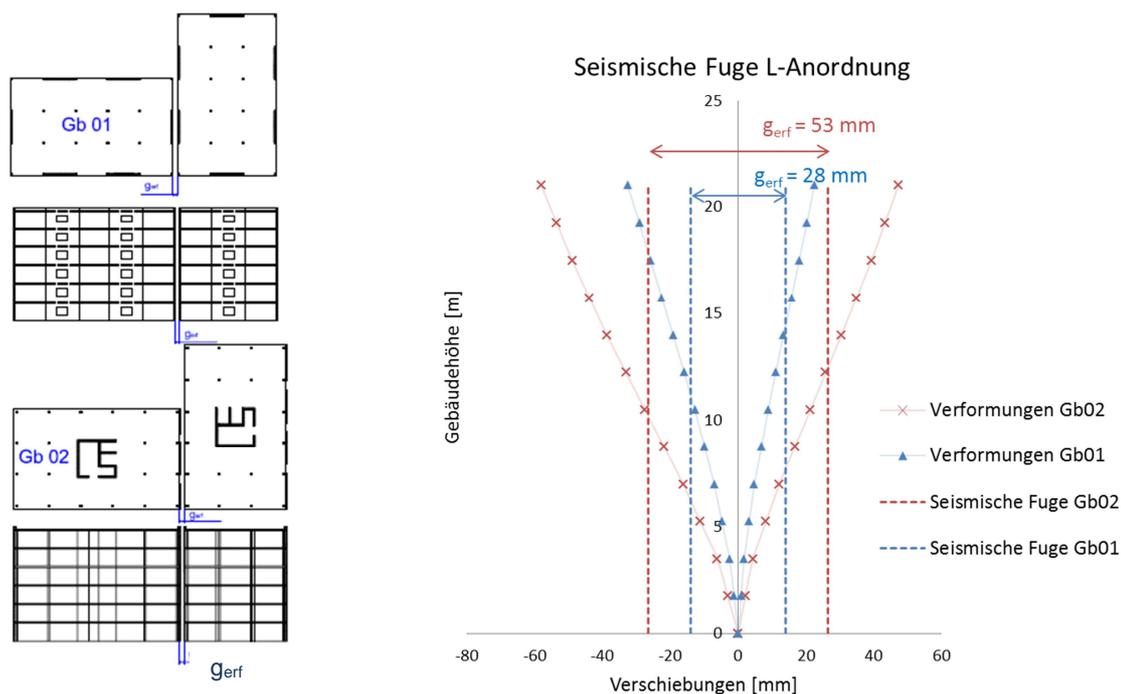


Abbildung 50: Seismische Fuge für benachbarte Gebäude mit L-Anordnung Gebäudemodell 01 und Gebäudemodell 02

11.3 Benachbarte Gebäude mit unterschiedlichen Aussteifungssystemen

Bei der Berechnung der seismischen Fugenbreite wird bei dieser Anordnung sowohl Zustand I als auch Zustand II berücksichtigt. Des Weiteren wird angenommen, dass sich beide Gebäude auf demselben Grundstück befinden. Damit kann nach ÖNORM EN 1998-1:2010 für die Überlagerung der Verformungen die SRSS-Methode herangezogen werden. Da beide Gebäude gleich hoch sind, kann die berechnete Fugenbreite zusätzlich um 30 % reduziert werden. Für den vorliegenden Fall ergeben sich somit folgende seismische Fugenbreiten:

- Seismische Fugenbreite g_{erf} Zustand I

$$g_{erf} = 0,7 \cdot \left(\sqrt{d_{s,1}^2 + d_{s,2}^2} \right) = 0,7 \cdot \left(\sqrt{31,35^2 + 12,3^2} \right) = 24 \text{ mm} \quad (98)$$

- Seismische Fugenbreite g_{erf} Zustand II

$$g_{erf} = 0,7 \cdot \left(\sqrt{d_{s,1}^2 + d_{s,2}^2} \right) = 0,7 \cdot \left(\sqrt{47,25^2 + 22,5^2} \right) = 37 \text{ mm} \quad (99)$$

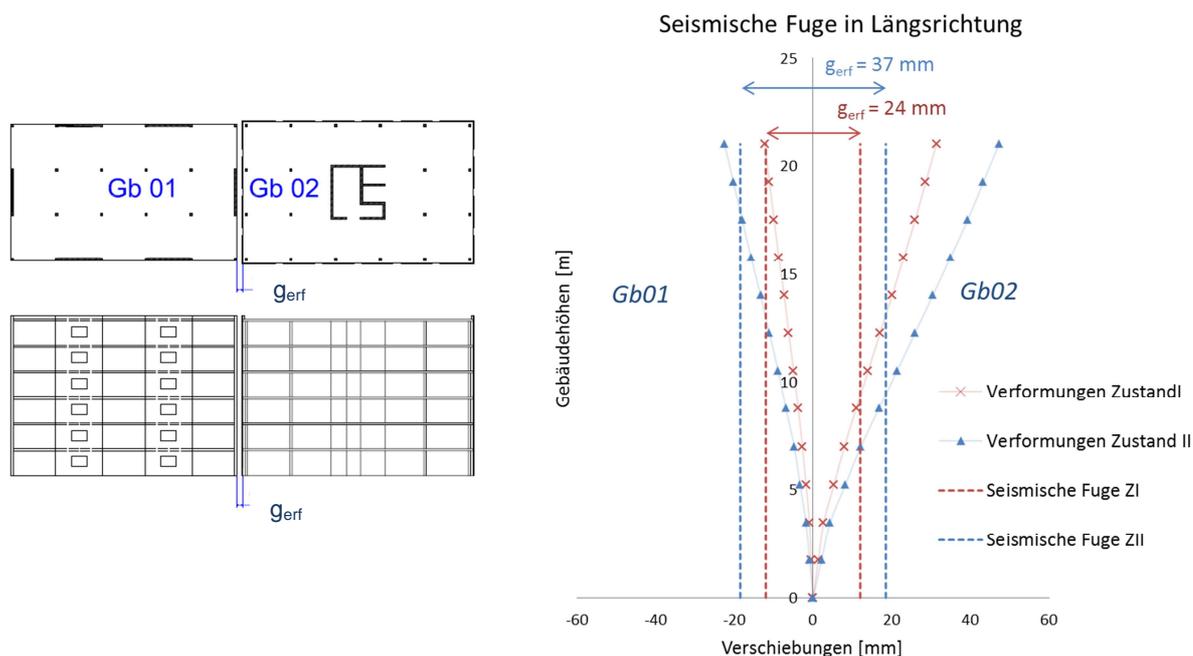


Abbildung 51: Seismische Fuge für benachbarte Gebäude mit unterschiedlichen Aussteifungssystemen für Zustand I und II

11.4 Abstand zur Eigentumsgrenze in Längsrichtung bei Gebäuden mit unterschiedlichen Aussteifungssystemen

Bei Gebäuden, die nicht auf demselben Grundstück stehen, wird in der ÖNORM EN 1998-1:2010 Abschnitt 4.4.2.7 2) a) empfohlen, anstelle der SRSS-Überlagerung die ABS-Überlagerung zu verwenden. Dabei wird die Summe der maximalen Verschiebungen gebildet und nicht wie zuvor die Quadratsummenwurzel. Im vorliegenden Fall ergeben sich für zwei benachbarte Gebäude mit unterschiedlichen Aussteifungssystemen folgende Fugenbreiten:

- Seismische Fugenbreite g_{erf} Zustand I:

$$g_{erf} = d_{s,1} + d_{s,2} = 31,35 + 12,3 = 44 \text{ mm} \quad (100)$$

- Seismische Fugenbreite g_{erf} Zustand II:

$$g_{erf} = d_{s,1} + d_{s,2} = 47,25 + 22,5 = 70 \text{ mm} \quad (101)$$

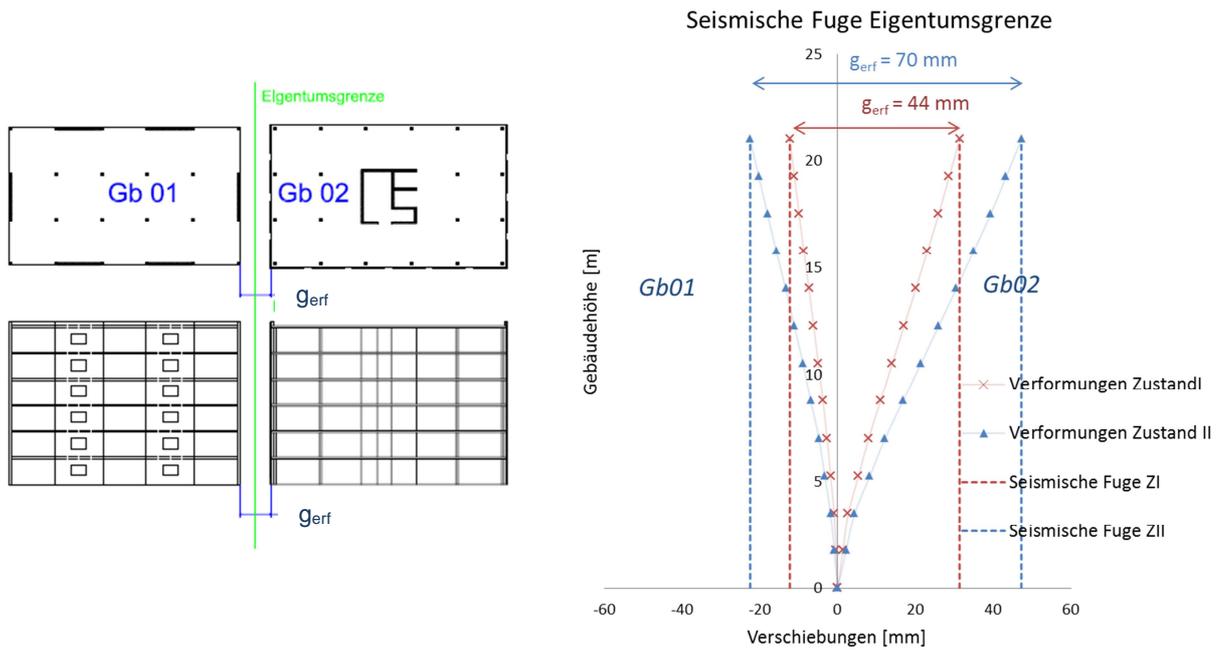


Abbildung 52: Abstand zur Eigentumsgrenze in Längsrichtung bei Gebäuden mit unterschiedlichen Aussteifungssystemen

12 Parameterstudie

In den vorangegangenen Kapiteln 8 bis 11 wurde bereits untersucht, wie sich unterschiedliche Berechnungsverfahren und Aussteifungssysteme auf die seismische Fugenbreite auswirken. Dabei wurde sowohl Zustand I als auch Zustand II berücksichtigt.

Im nachfolgenden Kapitel wird noch aufgezeigt, welchen Einfluss der Verhaltensbeiwert, die Seismizität und die Überlagerungsmethode auf die Berechnung der seismischen Fugenbreite haben. Für diese Parameterstudie wird das Gebäudemodell 01 aus Kapitel 8 und 9 herangezogen. Die Berechnungen werden alle an einem räumlichen FEM-Modell durchgeführt und die Auswertung der horizontalen Verschiebungen erfolgt nur für den maßgebenden Zustand II.

12.1 Verhaltensbeiwert

Um zu sehen, welchen Einfluss der Verhaltensbeiwert q auf die Berechnung der seismischen Fugenbreite hat, wird in diesem Abschnitt die Bauwerksduktilität verändert. Bei den bisherigen Berechnungen wurde das Bauwerk immer für eine niedrige Duktilität ausgelegt und der Verhaltenswert mit $q=1,5$ angesetzt. Wird das Gebäude für eine höhere Duktilität ausgelegt, kann der Verhaltensbeiwert nach ÖNORM EN 1998-1:2010 5.2.2.2 wie folgt berechnet werden:

$$q = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (102)$$

Für ein ungekoppeltes Wandsystem und eine mittlere Duktilitätsklasse DCM erhält man nach ÖNORM EN 1998-1:2010 Tabelle 5.1 ein $q_0=3$.

Gemäß ÖNORM EN 1998-1:2010 Abschnitt 5.2.2.2(11) kann der k_w Wert nach folgender Gleichung berechnet werden:

$$k_w = \frac{1+129,8/37,8}{3} = 1,48 \rightarrow k_w = 1 \quad (103)$$

Damit erhält man einen Verhaltensbeiwert von:

$$q = q_0 k_w = 3 \cdot 1 = 3 \geq 1,5 \quad (104)$$

12.1.1 Berechnung der Verschiebungen für $q=3$

Für die Berechnung der horizontalen Verschiebungen wurde das gleiche Berechnungsmodell verwendet wie in Abschnitt 8.12, nur, dass ein Verhaltensbeiwert von $q=3$ angesetzt wurde. Für die Berechnung der Verschiebungen werden ausschließlich die horizontalen Lasten

zufolge Erdbebeneinwirkung angesetzt, eine Überlagerung mit den vertikal wirkenden ständigen und veränderlichen Lasten wird nicht berücksichtigt.

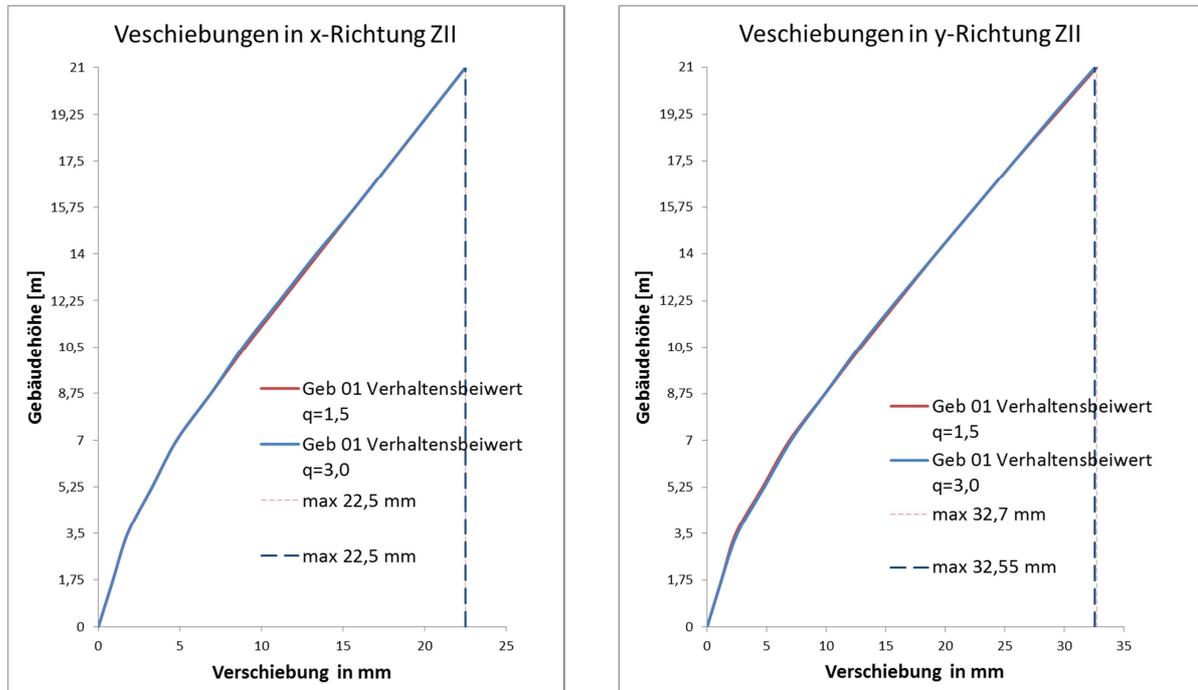


Abbildung 53: Verschiebungen in x- und y-Richtung Gebäudemodell 01 Zustand II für $q= 1,5$ und $q= 3$

Wie man in Abbildung 53 erkennen kann, hat der Verhaltensbeiwert q keinen Einfluss auf die maximalen horizontalen Verschiebungen. Die Berechnung der seismischen Fuge braucht daher nicht weiter ausgeführt werden.

12.2 Seismizität

Bei den bisherigen Berechnungen wurde immer davon ausgegangen, dass sich das Bauwerk in einem Gebiet mit geringer Seismizität befindet. Um eine Art obere Schranke für die seismische Fugenbreite in Österreich zu erhalten, wurde der Bürostandort in ein Gebiet mit hoher Seismizität verlegt. Für die neue Berechnung wurde das Gebiet rund um das Nassfeld im Bundesland Kärnten ausgewählt. Mit einer Referenzbodenbeschleunigung von $a_{gr}= 1,34 \text{ m/s}^2$ liegt der Wert nun deutlich über $a_{gr}= 0,54 \text{ m/s}^2$, der bisher für die Berechnungen herangezogen wurde. Obwohl sich das Bauwerk in der Erdbebenzone 4 befindet, bleibt der Bedeutungsbeiwert für das Bürogebäude nach Tabelle 4 unverändert bei $\gamma= 1$. Der Baugrund wird der Baugrundklasse D zugeordnet und da in Österreich nur das Antwortspektrum Typ 1 verwendet werden darf, ergibt sich für das vorliegende Beispiel, laut ÖNORM EN 1998-1:2010 Tabelle 3.2 ein S-Wert von $S= 1,35$ (siehe Tabelle 5).

12.2.1 Bestimmung der seismischen Einwirkung

Sind Referenzbodenbeschleunigung, Bedeutungskategorie und Baugrundklasse bekannt, kann die Bemessungsbodenbeschleunigung mit folgender Formel berechnet werden:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S = 1 \cdot 1,34 \cdot 1,35 = 1,81 \text{ m/s}^2 > 0,98 \text{ m/s}^2 \quad (105)$$

mit

γ_I Bedeutungsbeiwert

a_{gR} Referenzbodenbeschleunigung

S Bodenparameter

Wie man sehen kann, liegt der berechnete Wert deutlich über $0,98 \text{ m/s}^2$. Das bedeutet, die seismische Fuge ist für eine **mittlere bis hohe Seismizität** auszulegen.

12.2.2 Berechnung der Verschiebungen

Für die Berechnung der horizontalen Verschiebungen wurde das gleiche Berechnungsmodell verwendet wie in Abschnitt 8.12, nur, dass dem Bemessungsspektrum diesmal eine höhere Bodenbeschleunigung zugrunde gelegt wurde (siehe Abschnitt 12.2.1). Streng genommen müsste der Verhaltensbeiwert q erhöht werden, da die sich das Bauwerk nicht mehr in einem Gebiet mit geringer Seismizität befindet. In Abschnitt 12.1 wurde aber gezeigt, dass der Verhaltensbeiwert q keinen wesentlichen Einfluss auf die horizontalen Verschiebungen hat. Da im vorliegenden Fall nur die Verschiebungen von Interesse sind, wird die Berechnung, ungeachtet der Norm, mit $q=1,5$ durchgeführt.

In Tabelle 25 sind die Verschiebungen getrennt für die x- und y-Richtung und in Abhängigkeit der seismischen Einwirkung aufgelistet. Die seismische Einwirkung mit $a_{gr}=0,54 \text{ m/s}^2$ (siehe Abschnitt 8.12.6) wird in den nachfolgenden Tabellen und Abbildungen als „geringe Seismizität“ und jene mit $a_{gr}=1,34 \text{ m/s}^2$ (siehe Abschnitt 12.2.1) als „hohe Seismizität“ bezeichnet. In Abbildung 54 sind die entsprechenden Ergebnisse grafisch dargestellt.

Tabelle 25: Verschiebungen in x- und y-Richtung für das Gebäudemodell 01 in einem Gebiet mit geringer und hoher Seismizität

Gebäudehöhe [m]	Verschiebungen x-Richtung		Verschiebungen y-Richtung	
	geringe Seismizität [mm]	hohe Seismizität [mm]	geringe Seismizität [mm]	hohe Seismizität [mm]
21,00	22,5	71,85	32,55	126,75
19,25	20,25	64,58	29,10	113,63
17,50	18,00	57,30	25,80	100,50
15,75	15,75	49,95	22,50	87,53
14,00	13,35	42,60	19,20	74,55
12,25	11,10	35,48	15,90	62,03
10,50	8,85	28,35	12,75	49,50
8,75	6,90	21,90	9,90	38,25
7,00	4,80	15,45	7,05	27,00
5,25	3,30	10,50	4,80	18,38
3,50	1,80	5,55	2,55	9,75
1,75	0,90	2,78	1,20	4,88
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

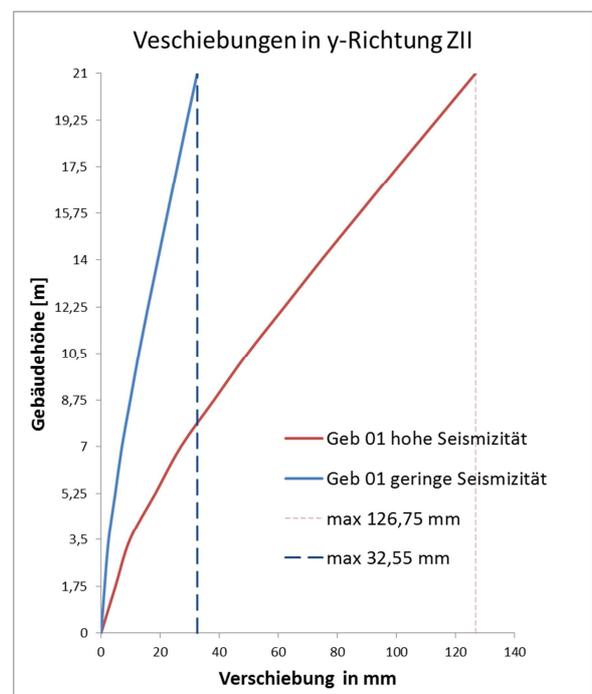
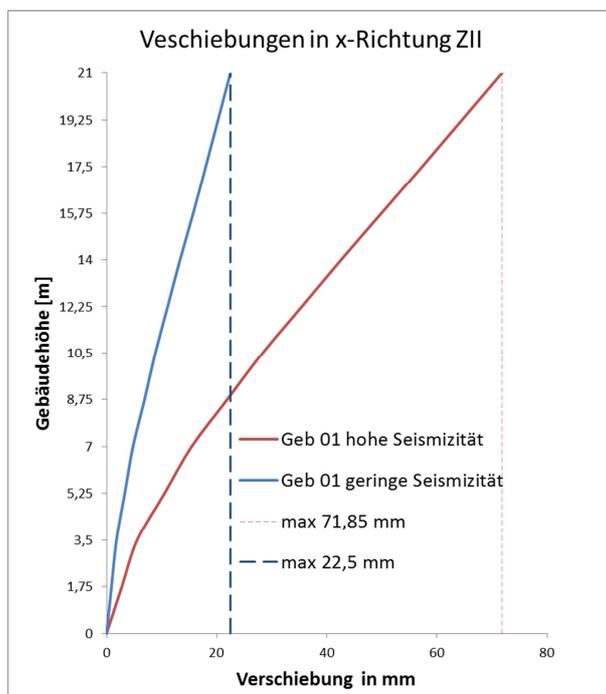


Abbildung 54: Verschiebungen für Gebäudemodell 01 in x- und y-Richtung Zustand II für eine hohe und geringe Seismizität

12.2.3 Berechnung der seismischen Fugenbreite in Abhängigkeit der Seismizität

Auf Grundlage der zuvor berechneten Verschiebungen werden in diesem Abschnitt die erforderlichen seismischen Fugenbreiten berechnet. Da angenommen wird, dass beide Gebäude auf demselben Grundstück stehen, wird zur Berechnung der erforderlichen Fugenbreite die in der ÖNORM EN 1998-1:2010 empfohlene SRSS-Methode herangezogen. Bei benachbarten Gebäuden, die die gleiche Höhenlage aufweisen, darf zusätzlich die erforderliche Fugenbreite um 30 % reduziert werden. Im vorliegenden Fall ergeben sich daher folgende seismische Fugenbreiten:

- **Benachbarte Gebäude in Längsrichtung**

- Seismische Fugenbreite g_{eff} geringe Seismizität

$$g_{\text{eff}} = 0,7 \cdot \left(\sqrt{d_{s,1}^2 + d_{s,2}^2} \right) = 0,7 \cdot \left(\sqrt{22,5^2 + 22,5^2} \right) = 23 \text{ mm} \quad (106)$$

- Seismische Fugenbreite g_{eff} hohe Seismizität

$$g_{\text{eff}} = 0,7 \cdot \left(\sqrt{d_{s,1}^2 + d_{s,2}^2} \right) = 0,7 \cdot \left(\sqrt{71,85^2 + 71,85^2} \right) = 72 \text{ mm} \quad (107)$$

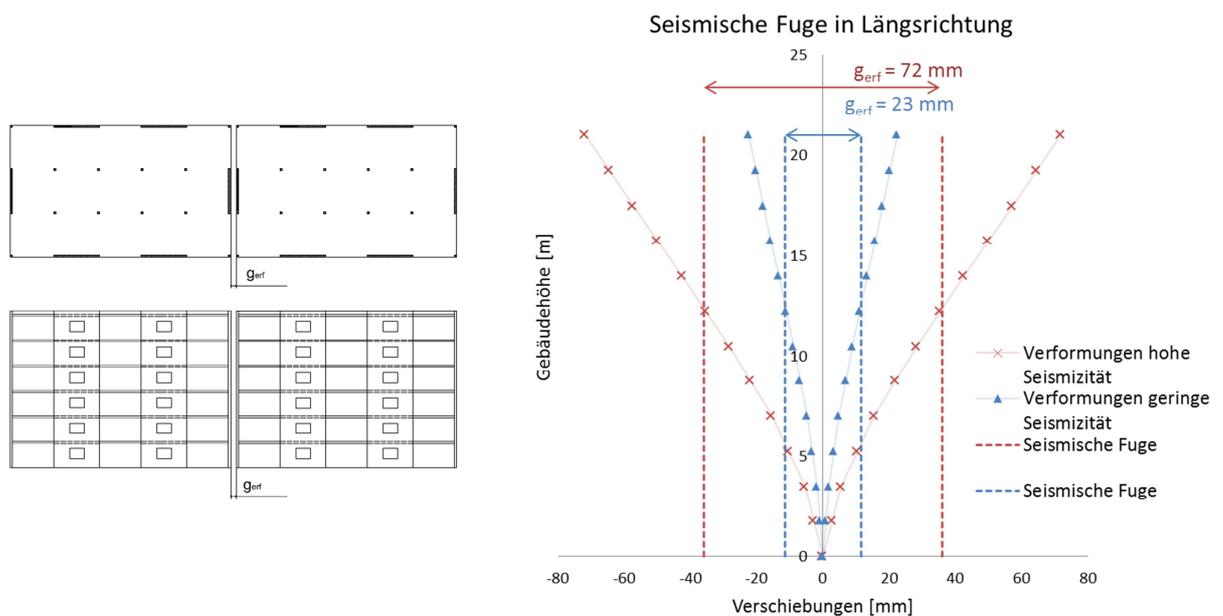


Abbildung 55: Seismische Fuge für benachbarte Gebäude in Längsrichtung für hohe und geringe Seismizität

- **Benachbarte Gebäude L-Anordnung**

- Seismische Fugenbreite g_{erf} geringe Seismizität

$$g_{\text{erf}} = 0,7 \cdot \left(\sqrt{d_{s,1}^2 + d_{s,2}^2} \right) = 0,7 \cdot \left(\sqrt{22,5^2 + 32,55^2} \right) = 28 \text{ mm} \quad (108)$$

- Seismische Fugenbreite g_{erf} hohe Seismizität

$$g_{\text{erf}} = 0,7 \cdot \left(\sqrt{d_{s,1}^2 + d_{s,2}^2} \right) = 0,7 \cdot \left(\sqrt{71,85^2 + 126,75^2} \right) = 102 \text{ mm} \quad (109)$$

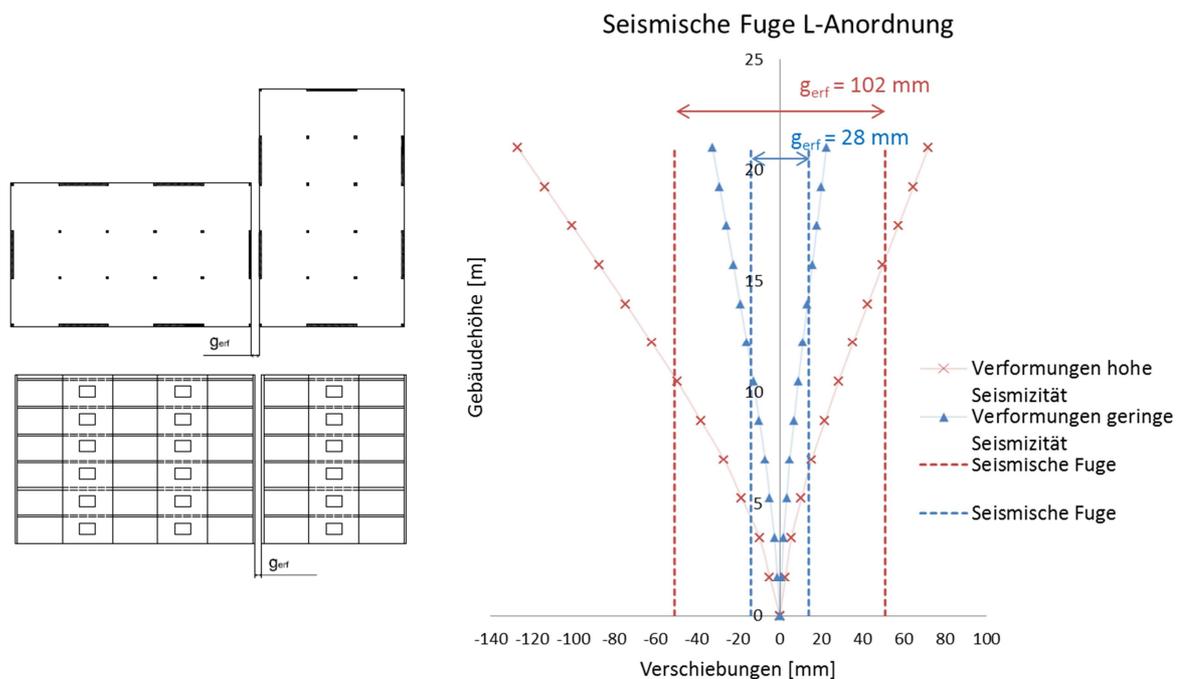


Abbildung 56: Seismische Fuge für benachbarte Gebäude mit L-Anordnung für hohe und geringe Seismizität

12.3 Vergleich der Berechnungsmethoden für die Ermittlung der seismischen Fugenbreite

Sind die horizontalen Verschiebungen beider Gebäude bekannt, kann mit Hilfe einer geeigneten Berechnungsmethode die erforderliche seismische Fugenbreite ermittelt werden. Wie in Abschnitt 5 bereits ausführlich erläutert wurde, gibt es verschiedene Möglichkeiten, die Fugenbreite zu berechnen. In der ÖNORM EN 1998-1:2010 Kapitel 4.4.2.7 werden je nach Anwendungsfall die ABS- oder die SRSS-Methode empfohlen. Beide Methoden wurden bereits in den vorangegangenen Beispielen verwendet (siehe Abschnitt 9.3 und 9.2).

In diesem Abschnitt werden zum Vergleich drei weitere Berechnungsmethoden untersucht und mit der SRSS-Methode verglichen:

- Bachmann empfiehlt in seinem Buch *“Erdbebensicherung von Bauwerken“* [24] drei Möglichkeiten die kritische Fugenbreite zu berechnen. Der größte der folgenden Werte ist dabei maßgebend [24]. Die horizontalen Verschiebungen der Gebäude wurden aus Abschnitt 12.2.2 entnommen.

$$g_{erf} \geq 1,2 \cdot (u_1 + u_2) = 1,2 \cdot (71,85 + 71,85) = 172 \text{ mm} \quad (110)$$

$$g_{erf} \geq 0,004 \cdot H = 0,004 \cdot 21,625 = 86,5 \text{ mm} \quad (111)$$

$$g_{erf} \geq 25 \text{ mm} \quad (112)$$

- In der SIA 160 werden ebenfalls drei Berechnungsmethoden angegeben. Der größte der nachfolgenden drei Werte ist dabei maßgebend:

$$g_{erf} \geq u_1 + u_2 = 71,85 + 71,85 = 144 \text{ mm} \quad (113)$$

$$g_{erf} \geq 15 \text{ mm pro Stockwerk} = 15 \cdot 5 = 75 \text{ mm} \quad (114)$$

$$g_{erf} \geq 40 \text{ mm} \quad (115)$$

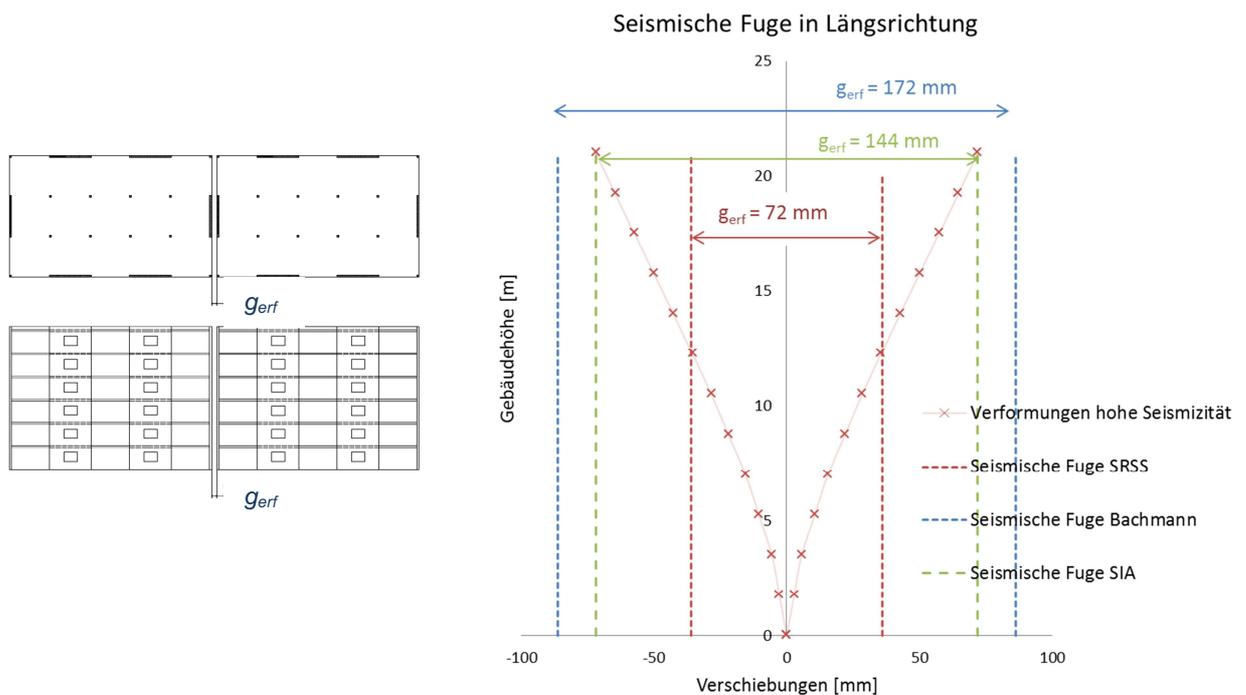


Abbildung 57: Vergleich der Berechnungsmethoden für die Ermittlung der seismischen Fugenbreite SRSS, Bachmann und SIA

- Ein neuer Ansatz, die seismische Fugenbreite zu bestimmen, ist die Regel der „*Double Difference Combination*“ (DDC), entwickelt von Jeng, Kasai und Maison [29]. Laut Garcia Lopez [25] ist, bei der Anwendung der DDC-Berechnung nur die Methode von Filiatrault [27] eine mögliche Alternative für die SRSS-Methode.

Dabei wird angenommen, dass für die Berechnung von nichtlinearen Systemen die gleichen Formeln wie für lineare Systeme verwendet werden können (siehe Abschnitt 5.2). Die horizontalen Verschiebungen der Gebäude wurden aus Abbildung 48 und Abbildung 31 entnommen.

$$\rho = \frac{8 \sqrt{\xi_A \xi_B} (\xi_A + \xi_B T_A/T_B)(T_A/T_B)^{1.5}}{(1-(T_A/T_B)^2)^2 + 4 \xi_A \xi_B (1+(T_A/T_B)^2)(T_A/T_B)^2 + 4 (\xi_A^2 + \xi_B^2)(T_A/T_B)^2} \quad (116)$$

$$\rho = \frac{8 \sqrt{0,05 \cdot 0,05} (0,05 + 0,05 \cdot 0,66/0,81) \cdot (0,66/0,81)^{1.5}}{(1-(0,66/0,81)^2)^2 + 4 \cdot 0,05 \cdot 0,05 (1+(0,66/0,81)^2) \cdot (0,66/0,81)^2 + 4 (0,05^2 + 0,05^2) (0,66/0,81)^2} = 0,19 \quad (117)$$

$$g_{erf} = \sqrt{d_{s1}^2 + d_{s2}^2 - 2 \cdot \rho \cdot d_{s1} \cdot d_{s2}} = \sqrt{47,25^2 + 22,5^2 - 2 \cdot 0,19 \cdot 47,25 \cdot 22,5} = 49 \text{ mm} \quad (118)$$

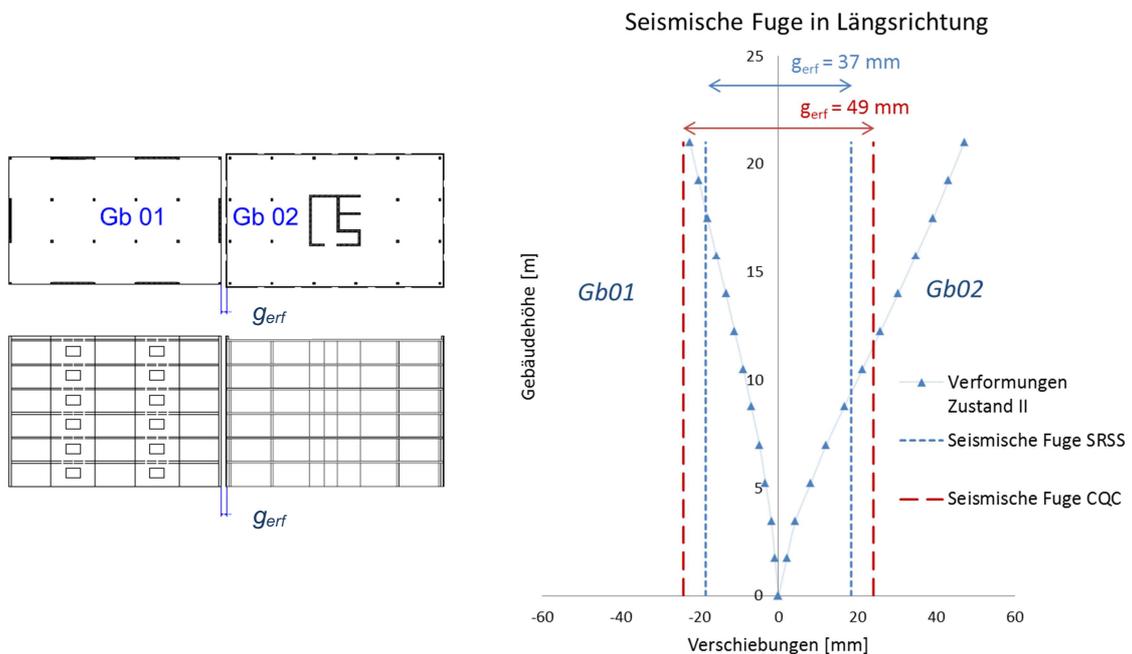


Abbildung 58: Vergleich der Berechnungsmethoden für die Ermittlung der seismischen Fugenbreite SRSS und CQC

13 Zusammenfassung

In der vorliegenden Diplomarbeit wurde das Verhalten benachbarter Gebäude unter Erdbebeneinwirkung untersucht. Wenn diese durch eine zu schmale Fuge voneinander getrennt sind, kann es bei starken Erdbeben zum Zusammenstoß kommen. Dieser Effekt wird als „Pounding“-Effekt bezeichnet (siehe Kapitel 4). Besonders gefährdet sind dabei benachbarte Gebäude mit unterschiedlichen dynamischen Eigenschaften, da bei diesen die Wahrscheinlichkeit einer gegenphasigen Gebäudeschwingung um einiges höher ist. Über „Pounding“-Vorgänge wurden bereits zahlreiche Studien veröffentlicht, aber wegen der Komplexität dieser Problemstellung gibt es bis dato noch keine geeignete Berechnungsmethode. Eine alternative Herangehensweise besteht darin, einen Zusammenstoß benachbarter Gebäude zu verhindern bzw. soweit abzuschwächen, dass es zu keinen größeren Schäden an der Tragstruktur kommt. Dafür gibt es mehrere Möglichkeiten. Eine davon und Hauptaugenmerk dieser Diplomarbeit ist die seismische Fuge (siehe Kapitel 5). Im Rahmen dieser Diplomarbeit wurde für ein fünfstöckiges Bürogebäude aus Stahlbeton die seismische Fugenbreite nach ÖNORM EN 1998-1:2010 dimensioniert.

Für die Ermittlung der horizontalen Verschiebungen wurden das vereinfachte Antwortspektrenverfahren und eine räumliche Finite-Elemente-Berechnung herangezogen. Dabei wurde sowohl der ungerissene Zustand I untersucht als auch der gerissene Zustand II. In Abbildung 26 und Abbildung 31 werden die Gebäudeverschiebungen von Zustand I und II gegenübergestellt. Wie man sehen kann, fallen die Verschiebungen für den gerissenen Zustand deutlich größer aus. Das verdeutlicht, dass durch die Rissbildung im Beton das Tragsystem weicher wird und daher für die Berechnung der seismischen Fuge nur der maßgebende Zustand II zu berücksichtigen ist.

Um zu sehen, welche Auswirkungen das Berechnungsverfahren auf die seismische Fugenbreite hat, wurden die Ergebnisse der vereinfachten Antwortspektrenmethode und der Finiten-Elemente-Berechnung verglichen. Wie Abbildung 32 veranschaulicht, erhält man mit der vereinfachten Antwortspektrenmethode eine etwa doppelt so große Fugenbreite als mit der Finiten-Elemente-Berechnung. Demzufolge liefert das vereinfachte Antwortspektrenverfahren unwirtschaftliche Ergebnisse und ist daher für die Ermittlung der seismischen Fugenbreite ungeeignet.

Bei der Untersuchung der unterschiedlichen Aussteifungssysteme stellte sich heraus, dass das Gebäudemodell mit Kernaussteifung eine wesentlich geringere Gebäudesteifigkeit aufweist, als jenes mit außenliegender Aussteifung. Das zeigte sich sowohl bei der Berechnung der horizontalen Verschiebungen (siehe Abbildung 48), als auch bei der Berechnung der erforderlichen Fugenbreiten. Bei zwei in Längsrichtung benachbarten

Gebäuden mit Kernaussteifung ist demnach eine ca. doppelt so große Fugenbreite erforderlich als bei einer Aussteifung mit außenliegenden Tragwänden (siehe Abbildung 49). Bei der nachfolgenden Parameterstudie wurde noch untersucht, wie sich Verhaltensbeiwert, Seismizität und Überlagerungsmethode auf die Berechnung der Fugenbreite auswirken. Dabei wurde festgestellt, dass der Verhaltensbeiwert keinen nennenswerten Einfluss auf die Berechnung der Fugenbreite hat. Die Erhöhung der seismischen Einwirkung wirkt sich hingegen sehr wohl auf die Fugenbreite aus. In einem Gebiet mit einer hohen Seismizität, wie das Nassfeld, errechnet sich bei einer L-förmigen Gebäudeanordnung und außenseitiger Gebäudeaussteifung eine Fugenbreite von 10 cm. Demgegenüber benötigt das gleiche Gebäude in einem Gebiet mit geringer Seismizität nur 3 cm (siehe Abbildung 56).

Für die Überlagerung der Verschiebungen werden in der ÖNORM EN 1998-1:2010, je nach Gebäudeanordnung, die ABS- (Absolute Sum) oder SRSS- (Square-Root-of-Sum-of-Squares) Methode empfohlen. Im Buch von Bachmann [24] und in der SIA werden noch drei weitere Richtwerte für die erforderliche Fugenbreite angegeben. Wie ein Vergleich in Abbildung 57 zeigt, ist die SRSS-Methode jedoch nach wie vor die wirtschaftlichste der vorgezeigten Methoden.

Ein neuer Ansatz, die Fugenbreite zu berechnen, ist, die „*Double Difference Combination*“ nach der Methode von Filiatrault. In der Regel sollte man mit dieser Methode eine sehr schmale Fugenbreite erhalten, da eine gleichzeitige Gebäudeschwingung über den Korrelationskoeffizient berücksichtigt wird. Für den vorliegenden Fall wurde jedoch mit der SRSS-Methode eine geringere Fugenbreite ermittelt (siehe Abbildung 58). Als Grund dafür kann die zusätzliche Reduzierung der Fugenbreite um 30 % bei der SRSS-Methode angesehen werden, die bei gleich hohen Gebäuden zur Anwendung kommt.

Aufgrund dieser Ergebnisse und der vorangegangenen Studien scheint es am sinnvollsten weiterhin die SRSS-Methode für die Ermittlung der seismischen Fugenbreite heranzuziehen. Eine wirtschaftlichere Methode für die Berechnung der seismischen Fugenbreite, die ausreichend genaue Ergebnisse liefert, gibt es bis dato nicht. Dazu bedarf es weiterer wissenschaftlicher Untersuchungen in diesem Bereich.

14 Anhang

14.1 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Mögliche Einteilung der Fugen im Hochbau nach [2].....	2
Abbildung 2: Mögliche Anordnungen für eine horizontale Bewegungsfuge aus [5].....	4
Abbildung 3: Aufteilung der Tragwerke in einzelne schlanke Abschnitte für ein verbessertes Schwingungsverhalten unter Erdbeben nach [6].....	5
Abbildung 4: Tragwerkstabilisierung: a) Rahmenstabilisierung und b) Scheibenstabilisierung aus [7].....	7
Abbildung 5: Ableitung von horizontalen Einwirkungen über die Geschosdecke und den vertikalen Wandscheiben aus [7]	10
Abbildung 6: Anordnung der Tragwände im Grundriss aus [7]	11
Abbildung 7: a) Steifigkeitsverteilung von Skelettbauten im Aufriss und b) Foundation der Tragwände [6].....	12
Abbildung 8: Zusammenstoß zweier Wohnhäuser während dem Izmit Erdbeben (Türkei 1999) [10]	13
Abbildung 9: Einteilung von „Pounding“- Fällen aus [11]	14
Abbildung 10: Kraft- Verschiebungsdiagramm bei Kontaktelemente [11]	15
Abbildung 11: Maximaler pseudo Energieradius dargestellt im ebenen Raum [20]	19
Abbildung 12: Definition der Verschiebungen u_1 und u_2 nach [20].....	22
Abbildung 13: Strategien der seismischen Ertüchtigung nach [32].....	31
Abbildung 14: Ausbreitung von Raumwellen und Oberflächenwellen aus [34]	36
Abbildung 15: Wichtige Begriffe in Zusammenhang mit Erdbeben nach [24]	38
Abbildung 16: Grundriss Gebäudemodell 01.....	41
Abbildung 17: Vorderansicht Gebäudemodell 01	41
Abbildung 18: Seitenansicht Gebäudemodell 01	42
Abbildung 19: Kriterien für die Regelmäßigkeit von Gebäuden mit Rücksprüngen [36].....	50
Abbildung 20: Bemessungsspektrum mit $q= 1,5$ und Elastisches Antwortspektrum	54
Abbildung 21: Ermittlung der Schubverformungen für eine gelochte Wandscheibe [39].....	57
Abbildung 22: Wandgruppen und Koordinatensystem für Gebäudemodell 01.....	59
Abbildung 23: Fiktive horizontale Verschiebungen unter den in horizontaler Richtung angesetzten ständigen und quasiständigen Lasten in x- und y-Richtung (Ruck Zuck 6.0).....	62
Abbildung 24: Erste drei Eigenformen in y-Richtung für Gebäudemodell 01 (Ruck Zuck 6.0)	63
Abbildung 25: Aufteilung der Gesamterdbebenkraft auf die einzelnen Stockwerke aus [41].	65

Abbildung 26: Verschiebung für Gebäudemodell 01 in x- und y-Richtung Zustand I und II VASV	68
Abbildung 27: Erste und zweite Eigenform für Gebäudemodell 01 in x-Richtung Zustand I $T_{1x}= 0,465$ s und $T_{2x}=0,19$ s	70
Abbildung 28: Dritte Eigenform für Gebäudemodell 01 in x-Richtung Zustand I $T_{3x}= 0,108$ s	70
Abbildung 29: Zustand I: Maximale Verformungen für Gebäudemodell 01 in y-Richtung $d_s= 23,55$ mm und maximale Verformung in x-Richtung $d_s= 12,75$ mm (Verformungen inkl. Attika $h= 21,625$ m).....	75
Abbildung 30: Zustand II: Maximale Verformungen für Gebäudemodell 01 in y-Richtung $d_s= 33,45$ mm und maximale Verformung in x-Richtung $d_s= 23,1$ mm (Verformungen inkl. Attika $h= 21,625$ m).....	75
Abbildung 31: Verschiebungen für Gebäudemodell 01 in x- und y-Richtung Zustand I und II FEM und VASV.....	76
Abbildung 32: Seismische Fuge für benachbarte Gebäude in Längsrichtung FEM und VASV	78
Abbildung 33: Seismische Fuge für benachbarte Gebäude L-Anordnung FEM und VASV ..	79
Abbildung 34: Abstand zur Eigentumsgrnze in Längsrichtung (x-Richtung) FEM und VASV	80
Abbildung 35: Grundriss Gebäudemodell 02.....	82
Abbildung 36: Schnitt A-A Gebäudemodell 02	82
Abbildung 37: Schnitt B-B Gebäudemodell 02	83
Abbildung 38: Koordinatensystem für Gebäudemodell 02.....	84
Abbildung 39: Wandgruppen für Erdbeben in x-Richtung Gebäudemodell 02.....	85
Abbildung 40: Wandgruppen für Erdbeben in y-Richtung Gebäudemodell 02.....	85
Abbildung 41: Erste und Zweite Eigenform für Gebäudemodell 02 in x-Richtung Zustand I $T_{1x}= 0,576$ s und $T_{2x}= 0,316$ s	93
Abbildung 42: Dritte und Vierte Eigenform für Gebäudemodell 02 in x-Richtung Zustand I $T_{3x}= 0,149$ s und $T_{4x}= 0,094$ s	94
Abbildung 43: Fünfte Eigenform für Gebäudemodell 02 in x-Richtung Zustand I $T_{5x}= 0,078$ s	94
Abbildung 44: Zustand I: Maximale Verformung für Gebäudemodell 02 in y-Richtung $d_s= 37,35$ mm.....	98
Abbildung 45: Zustand I: Maximale Verformung für Gebäudemodell 02 in x-Richtung $d_s= 31,35$ mm.....	98

Abbildung 46: Zustand II: Maximale Verformung für Gebäudemodell 02 in y-Richtung $d_s = 58,05$ mm.....	99
Abbildung 47: Zustand II: Maximale Verformung für Gebäudemodell 02 in x-Richtung $d_s = 47,25$ mm.....	99
Abbildung 48: Verschiebungen in x- und y-Richtung für Gebäudemodell 01 (außenseitige Aussteifung) und Gebäudemodell 02 (Kernaussteifung) Zustand I und II.....	100
Abbildung 49: Seismische Fuge für benachbarte Gebäude in Längsrichtung Gebäudemodell 01 und Gebäudemodell 02.....	102
Abbildung 50: Seismische Fuge für benachbarte Gebäude mit L-Anordnung Gebäudemodell 01 und Gebäudemodell 02.....	103
Abbildung 51: Seismische Fuge für benachbarte Gebäude mit unterschiedlichen Aussteifungssystemen für Zustand I und II	104
Abbildung 52: Abstand zur Eigentumsgrenze in Längsrichtung bei Gebäuden mit unterschiedlichen Aussteifungssystemen.....	105
Abbildung 53: Verschiebungen in x- und y-Richtung Gebäudemodell 01 Zustand II für $q = 1,5$ und $q = 3$	107
Abbildung 54: Verschiebungen für Gebäudemodell 01 in x- und y-Richtung Zustand II für eine hohe und geringe Seismizität	109
Abbildung 55: Seismische Fuge für benachbarte Gebäude in Längsrichtung für hohe und geringe Seismizität.....	110
Abbildung 56: Seismische Fuge für benachbarte Gebäude mit L-Anordnung für hohe und geringe Seismizität.....	111
Abbildung 57: Vergleich der Berechnungsmethoden für die Ermittlung der seismischen Fugenbreite SRSS, Bachmann und SIA.....	112
Abbildung 58: Vergleich der Berechnungsmethoden für die Ermittlung der seismischen Fugenbreite SRSS und CQC	113

14.2 Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Kurzfassung der EMS-98 Intensitätsskala aus [35].....	39
Tabelle 2: Massenermittlung für Gebäudemodell 01	46
Tabelle 3: Auswirkungen der konstruktiven Regelmäßigkeit auf die Erdbebenberechnung und Auslegung [36].....	47
Tabelle 4: Festlegung des Bedeutungsbeiwerts γ [37]	51
Tabelle 5: Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren vom Typ 1 [36].....	53
Tabelle 6: Ermittlung der geometrischen Daten für die Erdbebenbeanspruchung.....	59
Tabelle 7: Eigenfrequenzen und Eigenperioden in x-Richtung Zustand I und Zustand II.....	63
Tabelle 8: Eigenfrequenzen und Eigenperioden in y-Richtung Zustand I und Zustand II.....	63
Tabelle 9: Vergleich der ersten Eigenperioden in x-Richtung im Zustand I für Gebäudemodell 01	64
Tabelle 10: Verschiebung für Gebäudemodell 01 in x- und y-Richtung Zustand I und II VASV	68
Tabelle 11: Berechnungsergebnisse für Gebäudemodell 01 in x-Richtung Zustand I.....	73
Tabelle 12: Berechnungsergebnisse für Gebäudemodell 01 in y-Richtung Zustand I.....	73
Tabelle 13: Berechnungsergebnisse für Gebäudemodell 01 in x-Richtung Zustand II.....	74
Tabelle 14: Berechnungsergebnisse für Gebäudemodell 01 in y-Richtung Zustand II.....	74
Tabelle 15: Verschiebung für Gebäudemodell 01 in x- und y-Richtung Zustand I und II FEM	76
Tabelle 16: Ermittlung der geometrischen Daten für die Erdbebenbeanspruchung in x-Richtung für Gebäudemodell 02	87
Tabelle 17: Ermittlung der geometrischen Daten für die Erdbebenbeanspruchung in y-Richtung für Gebäudemodell 02	88
Tabelle 18: Ermittlung von Schubflächen und Trägheitsmomente um den Massenmittelpunkt für Gebäudemodell 02	89
Tabelle 19: Werte um den Steifigkeitsmittelpunkt zur Ermittlung der Torsionsradien Gebäudemodell 02	91
Tabelle 20: Berechnungsergebnisse für Gebäudemodell 02 in x-Richtung Zustand I.....	95
Tabelle 21: Berechnungsergebnisse für Gebäudemodell 02 in y-Richtung Zustand I.....	96
Tabelle 22: Berechnungsergebnisse für Gebäudemodell 02 in x-Richtung Zustand II.....	96
Tabelle 23: Berechnungsergebnisse für Gebäudemodell 02 in y-Richtung Zustand II.....	97
Tabelle 24: Verschiebungen für Gebäudemodell 02 in x- und y-Richtung Zustand I und II FEM.....	100

Tabelle 25: Verschiebungen in x- und y-Richtung für das Gebäudemodell 01 in einem Gebiet mit geringer und hoher Seismizität.....	109
----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----

15 Literaturverzeichnis

- [1] ZAMG Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik. [Online] 03.11.2013.
http://www.zamg.ac.at/cms/de/geophysik/erdbeben/erdbeben-in-oesterreich/copy3_of_die-staerksten-erdbeben-in-oesterreich.
- [2] Pröbster, M. *Bauddichtstoffe*. Vieweg+Teubner Verlag |GWV Fachverlage GmbH, 2008.
- [3] Pech, A. und Kolbitsch, A. *Keller*. Springer, 2006.
- [4] Hestermann, U. und Rongen, L. *Frick/Knöll Baukonstruktionslehre 1*. Vieweg+Teubner Verlag / GWV Fachverlage GmbH, 2010.
- [5] Ruth, J. *Bewegungsfugen: Notwendiges Übel oder verzichtbar?* Bauhaus-Universität Weimar, 1998. 3. Informationstag der IKI, Bauhaus -Universität Weimar. S. 18.
- [6] Bachmann, H. *Hochbau für Ingenieure Eine Einführung*. Verlag der Fachvereine und B.G. Teubner Verlag, 1994.
- [7] Goris, A. *Stahlbetonbau Praxis nach Eurocode 2*. Beuth Verlag GmbH, 2011.
- [8] Kolbitsch, A. *Baukonstruktionen 1*. Institut für Hochbau und Technologie Zentrum für Hochbaukonstruktionen und Bauwerkserhaltung Technische Universität Wien, 2007.
- [9] Baumgart, R. *Räumliche Aussteifung im Stahlbetonbau*. 2013, Hochschule Darmstadt Massivbau, S. 19.
- [10] Jankowski, R. Non-linear FEM analysis of earthquake-induced pounding between the mainbuilding and the stairway tower of the Olive View Hospital. *Engineering Structures*. 26. April 2009, S. 1851-1864.
- [11] Warnotte, V. *Mitigation of pounding between adjacent buildings in earthquake situation*. University of Liege, 2008.
- [12] Cole, G.L, et al. *Building pounding state of the art: Identifying structures vulnerable to pounding damage*. 2010. S. 9.
- [13] Davis, R.O. *Pounding of buildings modelled by an impact oscillator*. 1992, Earthquake Engineering & Structural Dynamics Vol. 21, S. 253-274.
- [14] Anagnostopoulos, S. A. *Equivalent viscous damping for modeling inelastic impacts in earthquake pounding problems*. 2004, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, S. 897-902.
- [15] Athanassiadou, C.J., Penelis, G.G. und Kappos, A.J. *Seismic Response of Adjacent buildings with similar or different dynamic characteristics*. 1994, Earthquake Spectra, Vol. 10(2), S. 293-317.
- [16] Muthukumar, S. und Desroches, R. *Valuation of impact models for seismic pounding*. 13th World Conference on Earthquake Engineering, 2004.

-
- [17] Favvata, M.J. und Karayannis, C.G. *Non-linear static versus dynamic analyses for the interaction of structures.*: EUROODYN, 2008, 7th European Conference on Structural Dynamics, S. E218.
- [18] Karayannis, C.G. und Favvata, M.J. *Earthquake-induced interaction between adjacent reinforced concrete structures with non-equal heights.* 2005a, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, S. 34(1). 1-20.
- [19] Karayannis, C.G. und Favvata, M.J. *Inter-story pounding between multistory reinforced concrete structures.* 2005b, *Structural Engineering and Mechanics*, S. 20(5). 505-26.
- [20] Valles, R.E. und Reinhorn, A.M. *Evaluation, Prevention and mitigation of pounding effects in buildings structures.* National Center of Earthquake Engineering Research, 1996.
- [21] Anagnostopoulos, S.A., Spiliopoulos, K.V. *An investigation of earthquake induced pounding between adjacent buildings.*, 1992, *Earthquake Engineering and Structural dynamics*, Vol. 21, S. pp. 289-302.
- [22] Maison, B.F., Kasai, K. *Dynamics of pounding when two buildings collide.* 1992, *Earthquake Engineering and Structural dynamics*, Vol. 21, S. pp. 771-786.
- [23] Wang, Li Xin. *Seismic vulnerability and pounding hazard of asymmetric buildings with transfer system: Experimental and analytical modeling.* Department of Civil and Structural Engineering, The Hong Kong Polytechnic University, 2007.
- [24] Bachmann, H. *Erdbebensicherung von Bauwerken.* Birkhäuser Verlag, 2002.
- [25] Garcia-Lopez, D. *Evaluation of current criteria in predicting the separation necessary to prevent seismic pounding between nonlinear hysteretic structural systems.* 2009, *Engineering Structures*, S. 1217-1229.
- [26] Jeng, V., Kasai, K. und Maison, B.F. *A spectral difference method to estimate building separations to avoid pounding.* 1992, *Earthquake Spectra*, Vol. 8, No. 2, S. 201-223.
- [27] Filiatrault, A und Cervantes, M. Separation between buildings to avoid pounding during earthquakes. *Canadian Journal of Civil Engineering*. 1995, S. 22(1):164-179.
- [28] Filiatrault, A, et al. Pounding of buildings during earthquakes: a Canadian perspective. *Canadian Journal of Civil Engineering*. 1994, S. 21(2):251-265.
- [29] Kasai, K, Jagiasi, AR und Jeng, V. Inelastic vibration phase theory for seismic pounding mitigation. *ASCE Journal of Structural Engineering*. 1996, S. 122(10):1136-1146.
- [30] Penzien, J. Evaluation of building separation distance required to prevent pounding during strong earthquakes. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 1997, S. 26(8):849-858.

-
- [31] Lopez-Garcia, D. *Separation between adjacent nonlinear structures for prevent of seismic pounding*. 2004. 13th World Conference on Earthquake Engineering.
- [32] Wenk, T. *Seismische Ertüchtigung von Bauwerken: Fallstudie Schweiz*. 2005, Bautechnik 82, Heft 8, S. 539-543.
- [33] Pochnschi, A. und Phocas, M. C. *Kräfte in Bewegung*. B.G. Teubner, 2003.
- [34] Science Learning Hub. *Science Learning Hub*. [Online] The University of Waikato, [Zitat vom: 11.05.2014.] <http://www.sciencelearn.org.nz/Contexts/Earthquakes/Sci-Media/Images/Earth-waves>.
- [35] ÖNORM B 1998-1. *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkung und Regeln für den Hochbau Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-1 und nationale Erläuterungen*. Österreichisches Normungsinstitut, 2011.
- [36]. ÖNORM EN 1998-1. *ÖNORM EN 1998-1 Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für den Hochbau*. Österreichisches Normungsinstitut, 2010.
- [37] Vogt, M. Pierino, B. und Rudolf, L. *Betonbau Einführung in die Norm SIA 262*. Auszug der Dokumentation D 0182-Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, 2003.
- [38] Pocanschi, A. und Phocas, M. C. *Kräfte in Bewegung Die Technik des erdbebensichern Bauens*. B.G.Teubner, 2013.
- [39] Flesch, R. *Erdbebenlasten Eurocode 8- Praxisbeispiel Hochbau aus Stahlbeton* . Austrian Standards plus GmbH, 2008.
- [40] Dazio, A. und Wenk, T. Erdbebensicherung von Bauwerken I. *ETH Professur für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik*. [Online] [Zitat vom: 23.01.2014.] http://www.ibk.ethz.ch/emeritus/da/education/EB/Downloads/EBI_V06_BerechnungHochbauten_FS09_DS.pdf.
- [41] Meskouris, K., et al. *Bauwerke und Erdbeben Grundlagen – Anwendung – Beispiele*. Vieweg+Teubner Verlag, 2011.
- [42] Anton, P., Kolbitsch A. und Zach, F. *Baukonstruktionen Band 2: Tragwerke*. Wien : Springer, 2007.