



# Erdbebensicheres Bauen mit Leichtbeton

Nachweisverfahren  
nach DIN EN 1998-1



Bundesverband  
Leichtbeton e.V.

## **Impressum**

Herausgeber:  
Bundesverband Leichtbeton e.V.  
Sandkauler Weg 1  
56564 Neuwied

Erdbebensicheres Bauen  
mit Leichtbeton –  
Nachweisverfahren  
nach DIN EN 1998-1

Inhalt:  
Dr.-Ing. Christoph Gellert  
Prof. Dr.-Ing. Christoph Butenweg  
Berechnungsbeispiele:  
Dipl.-Ing. Sebastian Kemper  
Dipl.-Ing. Claudia Wuttke  
SDA-engineering GmbH,  
52134 Herzogenrath

Auflage 2018

© und Gesamtproduktion:  
Verlag Bau+Technik GmbH  
Steinhof 39  
40699 Erkrath  
[www.verlagbt.de](http://www.verlagbt.de)

Titelbild: fotolia/chombosan

# Vorwort

Erdbeben sind in der Bundesrepublik Deutschland eine sehr seltene Naturkatastrophe, da sich Deutschland mitten auf der Eurasischen Platte befindet und somit weit entfernt von den kritischen Plattengrenzen. Dennoch bebt auch hierzulande in einigen Regionen immer mal wieder der Boden, wenn auch in der Regel kaum merklich. Daher müssen in diesen Regionen mögliche Erdbeben bei der Auslegung baulicher Anlagen berücksichtigt werden.

Seit 2005/2006 ist die DIN 4149:2005-04 in den Bundesländern als Technische Baubestimmung eingeführt. Im Zuge der Erarbeitung der Eurocodes liegen seit Dezember 2010 der „Eurocode 8“ (DIN EN 1998-1) und seit Januar 2011 der zugehörige nationale Anhang DIN EN 1998-1/NA beim DIN vor, auf welche diese Broschüre abstellt.

Die Broschüre soll Planern und Anwendern als Entwurfs- und Bemessungshilfe bei der Realisierung von Bauwerken aus Leichtbeton-Mauerwerk dienen. Es werden Entwurfsgrundsätze, theoretische Grundlagen und Hintergründe sowie die Nachweisführung vorgestellt und mit Zahlenbeispielen anschaulich ergänzt.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass der Erdbebenachweis von üblichen Wohnbauten in der Regel mit der gesamten Produktpalette des Leichtbeton-Mauerwerks möglich ist.

Bundesverband Leichtbeton e.V.

Dr. Thomas Kranzler

Technischer Geschäftsführer

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>Grundlagen des erdbebensicheren Bauens (mit Leichtbeton)</b>	<b>5</b>
2.1	Erdbebengerechter Entwurf	5
2.1.1	Grundrissgestaltung	5
2.1.2	Aufrissgestaltung	6
2.2	Konstruktive Ausbildung	7
2.2.1	Ausbildung von Fugen	7
2.2.2	Ausbildung Wandanschluss an Decken	8
<b>3</b>	<b>Erdbebennachweis nach DIN EN 1998-1/NA</b>	<b>9</b>
3.1	Anwendungsbereich und Zielsetzung der DIN EN 1998-1	9
3.2	Grundlagen für den Erdbebennachweis von Mauerwerk	9
3.3	Erdbebeneinwirkung	9
3.4	Erdbebennachweise	10
3.4.1	Nachweis durch Einhaltung konstruktiver Regeln	11
3.4.2	Rechnerischer Sicherheitsnachweis	12
3.5	Tragwerksberechnung	13
3.5.1	Modellbildung	13
3.5.2	Berechnungsverfahren	14
3.5.3	Berücksichtigung von Torsionseinwirkungen	15
3.5.4	Kombination der Beanspruchungsgrößen	16
<b>4</b>	<b>Praxisbeispiele</b>	<b>16</b>
4.1	Beispiel 1: Reihenhauses – Nachweis durch Einhaltung konstruktiver Regeln	16
4.2	Beispiel 2: Mehrfamilienhaus – Rechnerischer Nachweis	20
4.2.1	Grundlagen des Standsicherheitsnachweises	21
4.2.2	Materialkennwerte	21
4.2.3	Tragwerksmodell	22
4.2.4	Nachweis nach DIN EN 1996-1-1	27
<b>5</b>	<b>Softwareanwendung für den Erdbebennachweis</b>	<b>31</b>
<b>6</b>	<b>Schlusswort</b>	<b>32</b>
<b>7</b>	<b>Literatur</b>	<b>33</b>

# 1 Einleitung

Die Eurocode Normen beinhalten europaweit vereinheitlichte Entwurfsverfahren und Bemessungsregeln, die durch nationale Anwendungsdokumente an die landesspezifischen Anforderungen angepasst werden können. Für die Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben steht die im Dezember 2010 erschienene DIN EN 1998-1 „Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkung und Regeln für Hochbauten“ zur Verfügung. Zusammen mit dem im Januar 2011 erschienenen nationalen Anwendungsdokument DIN EN 1998-1/NA „Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbau“, wer-

den die Dokumente mit bauaufsichtlicher Einführung die DIN 4149:2005 ersetzen.

Im Folgenden werden die Besonderheiten für eine erdbebensichere Bauweise mit Mauerwerk aus Leichtbetonsteinen sowie die theoretischen Grundlagen der DIN EN 1998-1 und dem zugehörigen Nationalen Anhang in Bezug auf die Erdbebenauslegung von Mauerwerksbauten aus Leichtbetonsteinen vorgestellt und deren Anwendung anhand von Praxisbeispielen demonstriert. Es wird dabei auf eine Kennzeichnung, welche Regelungen auf dem Eurocode oder dem Nationalen Anhang basieren, verzichtet und stets die Formulierung DIN EN 1998-1 verwendet.

## 2 Grundlagen des erdbebensicheren Bauens (mit Leichtbeton)

### 2.1 Erdbebengerechter Entwurf

Die Einhaltung von Entwurfsgrundsätzen ist besonders bei der Planungsphase von Mauerwerksbauten in Erdbebenregionen von Bedeutung, um mögliche Schadensfälle zu vermeiden. Die Beachtung dieser Grundsätze ist besonders wichtig, da ein nicht erdbebengerechter Entwurf zu einem späteren Zeitpunkt nur mit hohem Mehraufwand kompensiert werden kann. Es sollte daher möglichst frühzeitig eine enge Abstimmung zwischen Architekten und Ingenieuren stattfinden.

#### 2.1.1 Grundrissgestaltung

Um ungünstige Torsionswirkungen möglichst gering zu halten, ist ein wesentlicher Grundsatz für die Gestaltung des Grundrisses die möglichst symmetrische Anordnung von Schubwänden. Hierdurch liegen der Schubmittelpunkt und der Massenmittelpunkt nahe beieinander. Zudem sollten in jeder Richtung mindestens zwei längere Wände mit ausreichendem Querabstand vorgesehen werden, um die Erdbebeneinwirkungen sicher in den Baugrund abtragen zu können. Dadurch ist auch eine ausreichende Torsionssteifigkeit gegeben.

Für horizontallastabtragende Wandscheiben aus Mauerwerk hängt die Schubtragfähigkeit in einem wesentlichen Maß von den vertikalen Auflasten ab. So nimmt die Schubtragfähigkeit von Mauerwerk in der Regel zu, je größer die Vertikalspannungen im Mauerwerk sind. Grundrisse mit Mischsystemen aus tragenden Mauerwerkswandscheiben und Stützen wirken sich daher ungünstig aus. Die Stützen weisen in Kombination

mit den Decken bzw. Balken im Vergleich zu den Mauerwerkswänden nur sehr geringe Horizontalsteifigkeiten auf, nehmen jedoch in vertikaler Richtung einen wesentlichen Teil der Lasten auf.

Ähnlich ungünstig für das Verhältnis zwischen Horizontal- und Vertikallasten einer Wandscheibe sind neben der Wandscheibe angeordnete Öffnungsbereiche (Bild 2.1) oder kurze vertikal lastabtragende Wände im Bereich von schubbeanspruchten Wänden (Bild 2.2).

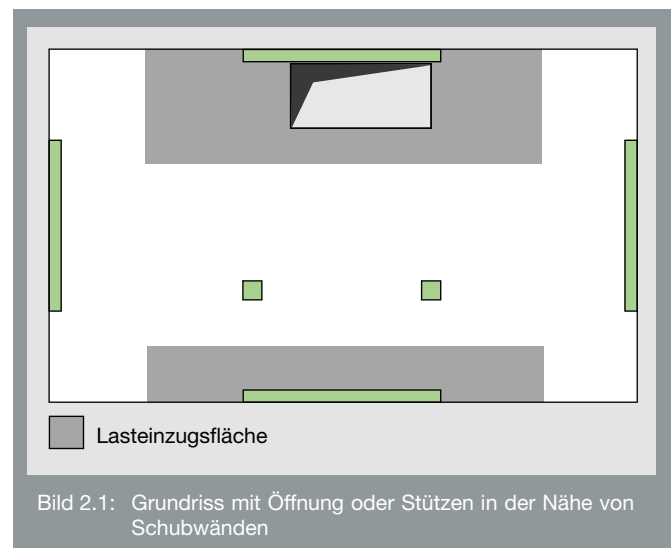
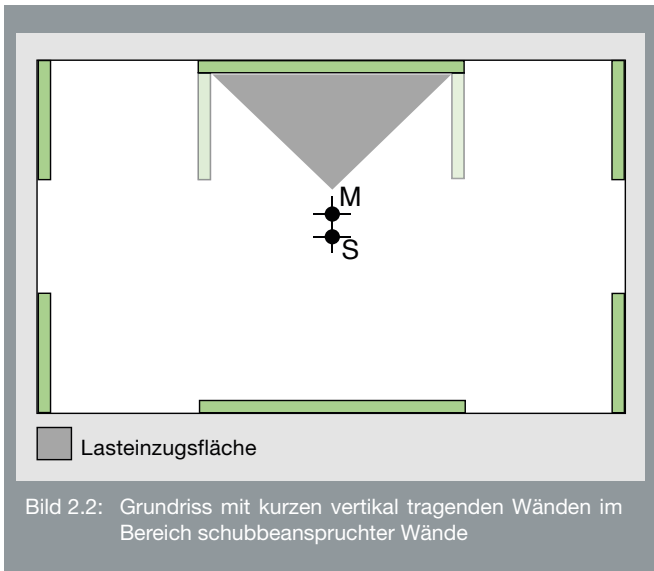


Bild 2.1: Grundriss mit Öffnung oder Stützen in der Nähe von Schubwänden



Im Fall von Bauwerken mit stark aufgelösten Grundrissen ist häufig die Aufteilung des Bauteils in dynamisch unabhängige Bereiche mit kompakten Grundrissen durch entsprechende Anordnung von Fugen hilfreich. Näheres hierzu in dem Abschnitt 2.2.1 „Ausbildung von Fugen“.

### 2.1.2 Aufrissgestaltung

Um einen möglichst guten Lastabtrag der Horizontaleinwirkungen in die Fundamentebene zu gewährleisten, ist es für die Aufrissgestaltung von Mauerwerksbauwerken besonders entscheidend, dass die Schubwände durchgehend über die Gebäudehöhe ausgebildet werden (Bild 2.4).

Bei über die Geschosshöhe verspringenden Wandscheiben (Bild 2.3) ergeben sich ungünstig hohe Beanspruchungen in den Decken. Zudem führen die vergleichsweise großen Öffnungen im untersten Stockwerk zu einem Steifigkeitsabfall („weiches Geschoss“). Damit liegt in dem Geschoss mit den größten Horizontaleinwirkungen die geringste Tragfähigkeit vor und ein Versagen tritt hier als erstes ein.

Im Falle von über die Gebäudehöhe durchlaufenden Mauerwerkswandscheiben sind die resultierenden Vertikallasten in den Wandscheiben insbesondere in den hoch schubbeanspruchten unteren Geschossen größer, was sich günstig auf die Schubtragfähigkeit auswirkt.

Weiche (Erd- und auch Ober-) Geschosse sind zu vermeiden, um ein Totalversagen des Aussteifungssystems in diesen Geschossen auszuschließen. Dies kann bspw. der Fall sein, wenn durch eine abweichende offene Bauweise im Erdgeschoss eine Aussteifung durch Rahmensysteme anstatt einer in den darüber liegenden Geschossen vorhandenen Wandaussteifung realisiert werden soll.

Kritisch für den Horizontallastabtrag sind Gebäude mit Versprüngen in den Deckenebenen oder auch unterschiedlichen Geschosshöhen über den Grundriss, da hier lokal sehr große Zusatzbeanspruchungen in den Aussteifungselementen auftreten können (siehe Bild 2.5). Auch hier empfiehlt sich eine planmäßige Trennung der Gebäudeteile durch Bewegungsfugen. Näheres hierzu in dem Abschnitt 2.2.1 „Ausbildung von Fugen“.

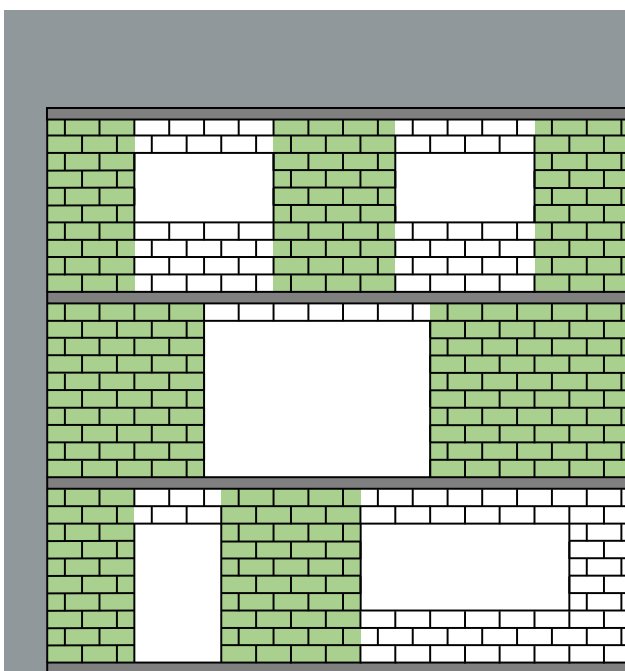


Bild 2.3: Ungünstige Anordnung von Schubwänden im Aufriss

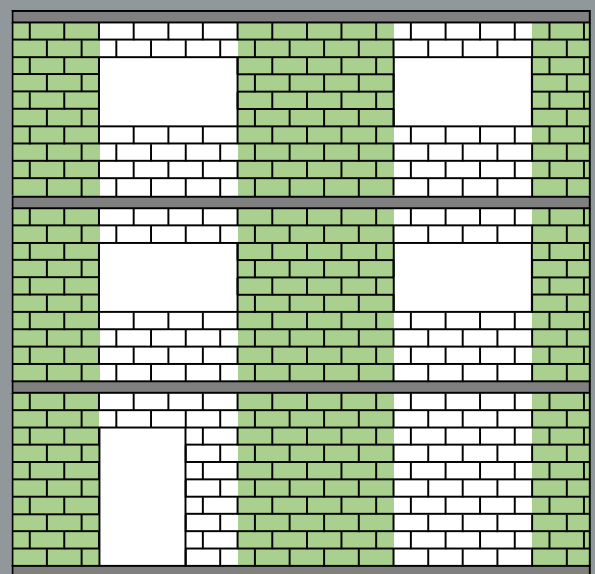


Bild 2.4: Günstige Anordnung von Schubwänden im Aufriss

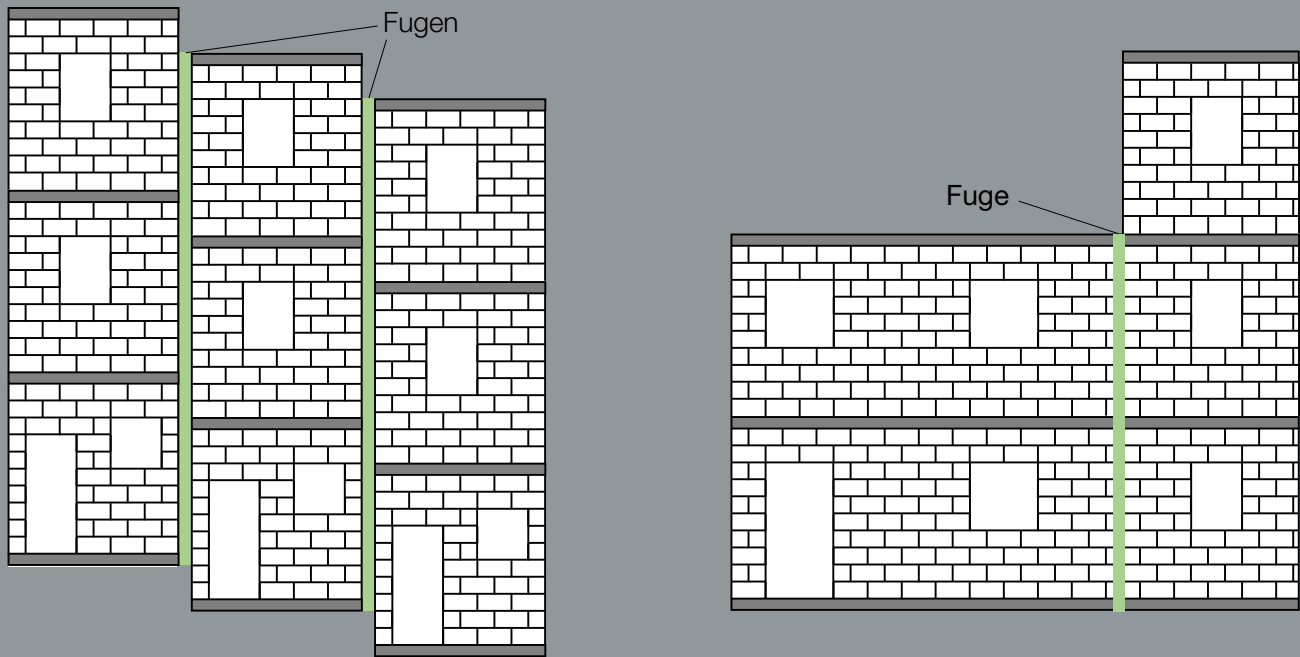


Bild 2.5: Anordnung von Fugen zwischen Gebäudeteilen mit unterschiedlichen Deckenhöhen oder Geschosshöhen

## 2.2 Konstruktive Ausbildung

Eine erdbebengerechte Ausbildung konstruktiver Detailpunkte vermeidet Schäden. Hierzu werden in diesem Abschnitt verschiedene Aspekte näher erläutert.

### 2.2.1 Ausbildung von Fugen

Im folgenden Abschnitt werden Entwurfs- und Ausführungsgrundsätze für die erdbebengerechte Ausbildung von baulichen Trennfugen erläutert.

Durch den unkontrollierten Zusammenprall von benachbarten Bauteilen aufgrund zu geringer Fugenabstände können erhebliche Schäden oder sogar Einstürze verursacht werden. Daher müssen die Fugen für eine mindestens erforderliche Breite bemessen werden und es dürfen zudem keine zu starren Fugenmaterialien oder andere kraftübertragende Bauteile in der Fuge vorhanden sein.

#### 2.2.1.1 Rechnerische Bemessung der erforderlichen Fugenbreite

Die erforderliche Fugenbreite hängt im Wesentlichen von den maximalen Verformungsgrößen des Tragwerks in horizontaler Richtung quer zur Fuge ab. Es muss ausgeschlossen werden, dass die benachbarten, voneinander dynamisch unabhängigen Baukörper infolge von Erdbebeneinwirkungen gegeneinanderstoßen können („pounding“).

In DIN EN 1998/NA, Abschnitt NA.D.8 (1) d) sind die Bedingungen für die Ausbildung erdbebengerechter Fugen gere-

gelt. Demnach darf der Abstand angrenzender Bauteile an den Stellen möglicher Zusammenstöße nicht kleiner sein als die Maximalwerte der Horizontalverschiebungen. Die Maximalwerte der Horizontalverschiebungen werden nach der folgenden Gleichung ermittelt:

$$d_s = q \cdot d_e$$

- $d_s$  Verformung des angrenzenden Bauteils
- $q$  Verhaltensbeiwert
- $d_e$  die durch Berechnung ermittelte Verformung des gleichen Punktes des Tragsystems

Im Fall von mit Fugenmaterial ausgefüllten Fugen muss die begrenzte Zusammendrückbarkeit (z.B. einer Weichfasermatte) berücksichtigt werden. Wenn auf eine genaue Betrachtung verzichtet wird, sollte die planmäßige Fugengröße auf das 1,5-fache der oben genannten Summe erhöht werden. Die Bedingung kann ebenfalls als erfüllt gelten, wenn in benachbarten Gebäuden mit gleicher Geschossanzahl die Decken auf gleicher Höhe liegen oder wenn bei Gebäuden mit maximal drei Vollgeschossen der Abstand der zweischaligen Haustrennwände mindestens 40 mm beträgt.

Gemäß DIN EN 1996 ist für die rechnerische Betrachtung der Bewegungsfugen in einer Wand diese als Wandende/-anfang zu behandeln, an dem keine Momente und Querkräfte übertragen werden.

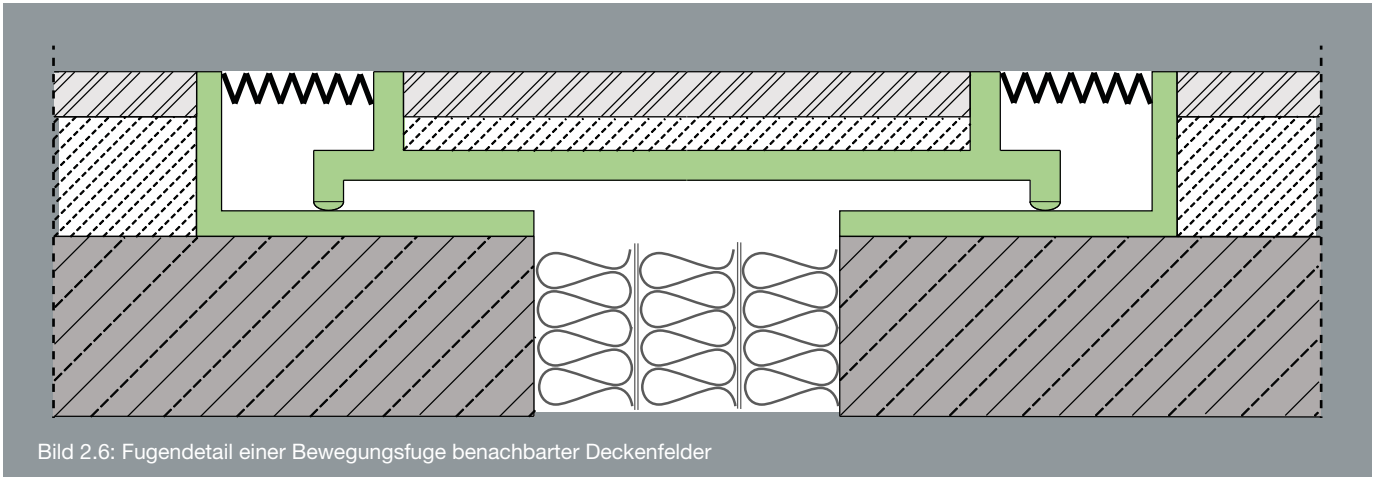


Bild 2.6: Fugendetail einer Bewegungsfuge benachbarter Deckenfelder

### 2.2.1.2 Konstruktive Ausbildung der Fugen (im Bereich von Mauerwerk)

Für die erdbebengerechte Ausbildung von Fugen benachbarter Bauteile ist die uneingeschränkte Bewegungsmöglichkeit im Bereich der erforderlichen Fugenbreite zu gewährleisten, d.h. die Fugen sollen möglichst leer sein und dürfen nicht mit kraftübertragenden Materialien verfüllt sein. Andernfalls ist die Fugenbreite entsprechend zu erhöhen (s.a. 2.2.1.1). Gegebenenfalls gesondert vorhandene Anforderungen an die Fugen (z.B. Schallschutz, Wärmeschutz, Feuchteschutz) sind entsprechend der aktuellen Richtlinien zusätzlich zu beachten.

Bei zweischaligem Mauerwerk ist darauf zu achten, dass die Fugen auch in der Außenschale durchgehend vorhanden sind. In Bereichen von benachbarten Deckenfeldern, die aufgrund der Bauwerksgeometrie durch Bewegungsfugen voneinander getrennt werden müssen, sind spezielle bewegliche Fugenkonstruktionen auch im Bereich der Bodenaufbauten einzuplanen, die die möglichen Horizontalbewegungen der Deckenebenen mitmachen können (exemplarisch im Bild 2.6 dargestellt).

### 2.2.2 Ausbildung Wandanschluss an Decken

Da nichttragende Trennwände planmäßig weder am vertikalen noch am horizontalen Lastabtrag beteiligt sein sollen, ist insbesondere in den Anschlussbereichen zu Decken sowie zu den lastabtragenden Wandscheiben auf eine entkoppelte Ausführung zu achten. Die Anschlüsse sollten in diesen Bereichen gleitend ausgeführt werden, um unplanmäßige Lasteinleitungen zu verhindern. Hier bietet sich eine Entkopplung durch Anordnung von seitlichen Stahlprofilen und einer Trennschicht am Wandkopf an (Bild 2.7).

Weiterhin ist es wichtig, dass durch die Einleitung von Deckenlasten in die tragenden Wände keine großen Exzentrizitäten entstehen. Deshalb ist insbesondere bei Anordnung eines Deckenrandelements die Rotationsfähigkeit der Decke durch Einlegen von Bitumentrennschichten sicherzustellen, siehe Bild 2.8.

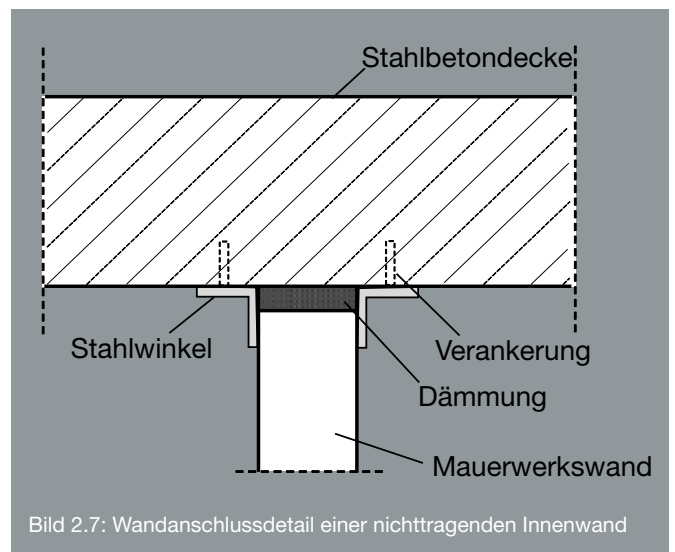


Bild 2.7: Wandanschlussdetail einer nichttragenden Innenwand

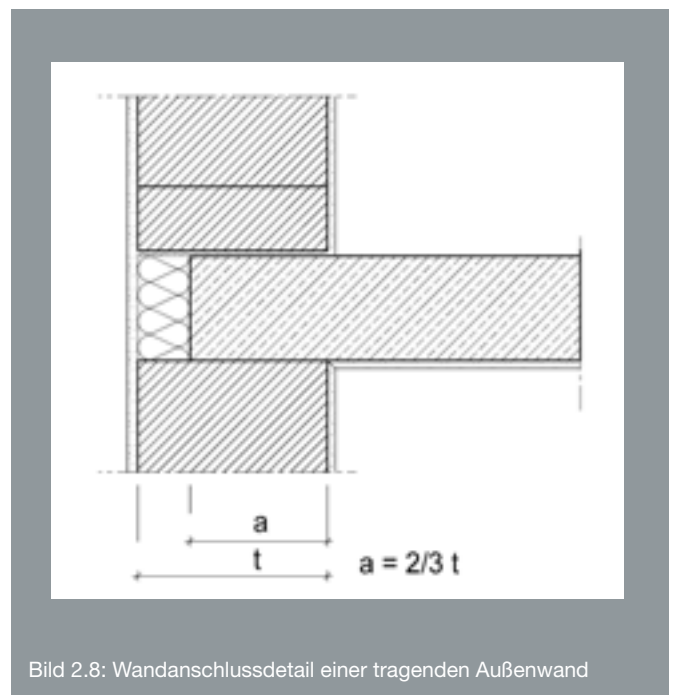


Bild 2.8: Wandanschlussdetail einer tragenden Außenwand

# 3 Erdbebennachweis nach DIN EN 1998-1/NA

## 3.1 Anwendungsbereich und Zielsetzung der DIN EN 1998-1

Die DIN EN 1998-1 gilt für die Auslegung von Bauwerken des Hoch- und Ingenieurbaus in Erdbebengebieten. Sie enthält allgemeine Auslegungsregeln und besondere Vorschriften für verschiedene Baustoffe und Bauteile, insbesondere für Bauten aus Stahlbeton oder Stahl, Verbundbauwerke aus Stahl und Beton, Holzbauten und Mauerwerksbauten.

Ziel der Norm ist es sicherzustellen, dass im Falle eines Erdbebens menschliches Leben geschützt wird, Schäden begrenzt sind und die Funktionstüchtigkeit wichtiger Gebäude zum Schutz und zur Versorgung der Bevölkerung erhalten bleibt. Übertragen auf Mauerwerksbauten bedeutet dies, dass es bei dem Bemessungserdbeben durchaus zu Rissen kommen darf, diese Risse jedoch nicht die Standsicherheit des Gebäudes beeinträchtigen dürfen. Bei erhöhten Anforderungen an die Sicherheit, an die Funktion und an Schadensfreiheit nach einem Erdbeben sind über die Norm hinausgehende Untersuchungen notwendig, um geeignete konstruktive Maßnahmen zu treffen.

## 3.2 Grundlagen für den Erdbebennachweis von Mauerwerk

Grundlage für den Nachweis von Mauerwerksbauten ist der Abschnitt 9 der DIN EN 1998-1. Dieser regelt die Baustoffe und Ausführung, die Tragwerksberechnung, die Auslegungskriterien und Konstruktionsregeln sowie die Sicherheitsnachweise. Über diesen Abschnitt der Norm hinaus sind Kenntnisse des normativen Gesamtkonzeptes, das in den Abschnitten 2 bis 4 der DIN EN 1998-1 behandelt wird, erforderlich.

## 3.3 Erdbebeneinwirkung

Die seismische Einwirkung wird durch ein Bemessungsspektrum nach DIN EN 1998-1/NA Abschnitt NDP zu 3.2.2.5(4)P (NA.4.3) beschrieben, das auf Grundlage einer Erdbebenzonierung (Zonen 0 bis 3), der am Standort vorliegenden geologischen Untergrundklasse (Klassen R, S, T) und der Baugrundklasse (A, B, C) aufgestellt wird.

Der Verlauf des Bemessungsspektrums ist durch vier Bereiche gegeben:

Bereich I:  
 $T_A \leq T \leq T_B$       $S_d(T) = a_{gR} \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \left( 1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - 1 \right) \right)$

Bereich II:  
 $T_B \leq T \leq T_C$       $S_d(T) = a_{gR} \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$

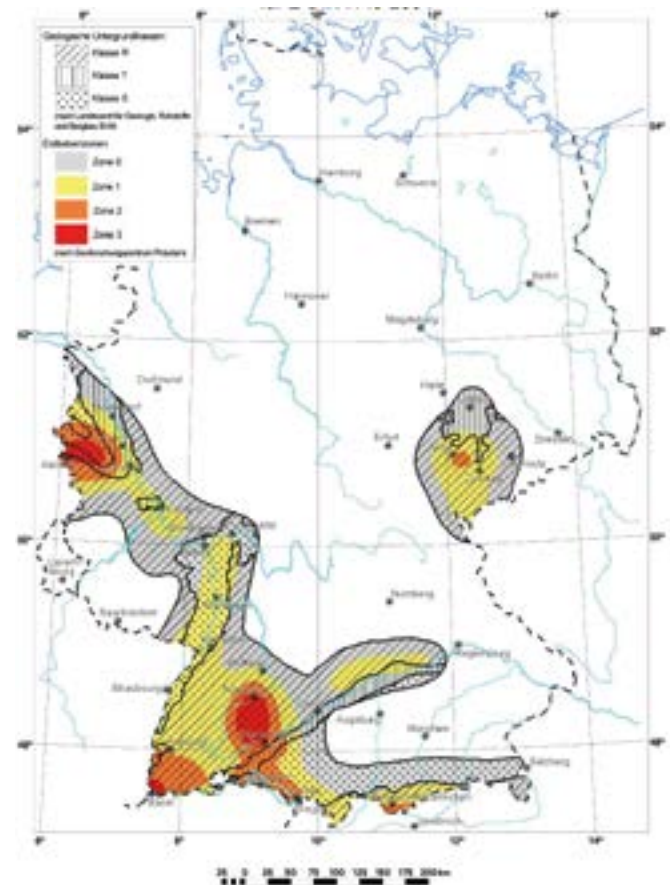


Bild 3.1: Erdbebenzonen und geologische Untergrundklassen [8]

Bereich III:

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) = a_{gR} \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C}{T}$$

Bereich IV:

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_{gR} \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}$$

$S_d(T)$  Ordinate des Bemessungsspektrums in Abhängigkeit der Periode T

$a_{gR}$  der Referenz-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung nach DIN EN 1998-1/NA Tabelle NA.3

$\gamma_1$  Bedeutungsbeiwert nach DIN EN 1998-1/NA Tabelle NA.6

$T_i$  Kontrollperioden des Spektrums nach DIN EN 1998-1/NA Tabelle NA.4 (i = A, B, C, D) mit  $T_A = 0$

S Untergrundparameter

q Verhaltensbeiwert

Die Werte für den Referenz-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung  $a_{gR}$  und den Untergrundparameter S können Bild 3.3 entnommen werden.

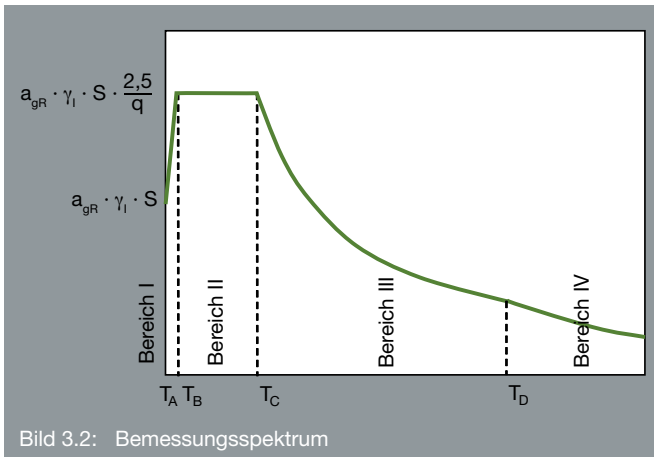


Bild 3.2: Bemessungsspektrum

Tafel 3.1: Verhaltensbeiwert  $q$  nach DIN EN 1998-1/NA Tabelle NA.9 für unbewehrtes Mauerwerk

Wandgeometrie	
$h / l \leq 1$	$h / l \geq 1,6$
1,5	2,0

$h/l$  bezeichnet das Verhältnis der lichten Geschosshöhe zur Länge der längsten Wand in der betrachteten Gebäuderichtung.

Die Verwendung von Verhaltensbeiwerten  $q > 1,5$  ist nur zulässig, wenn bei der Bemessungssituation infolge Erdbeben die mittlere Normalspannung in den entsprechenden Wänden 15 % der charakteristischen Mauerwerksdruckfestigkeit  $f_k$  nach DIN EN 1996-1-1 nicht überschreitet.

Die Tragwerksmodellierung darf nach DIN EN 1996-1-1 erfolgen. Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

Die Bedeutung eines Bauwerks wird durch die Zuordnung zu einer der Bedeutungskategorien I bis IV berücksichtigt. Jeder Kategorie ist ein Bedeutungsbeiwert zugeordnet, mit dem das Spektrum linear skaliert wird. Damit erfolgt die seismische Bemessung für Bauwerke höherer Bedeutung mit erhöhten Erdbebenlasten. Für Einfamilienhäuser und kleinere Wohn- und Bürogebäude ist der Bedeutungsbeiwert  $\gamma_I$  entsprechend DIN EN 1998-1/NA Tabelle NA.6 mit  $\gamma_I = 1,0$  anzusetzen. Für große Wohnanlagen, Schulen, Versammlungsgebäude, Krankenhäuser etc. beträgt der Bedeutungsbeiwert  $\gamma_I = 1,2$  oder  $\gamma_I = 1,4$ .

Nichtlineare Tragwerksreserven werden durch den Verhaltensbeiwert  $q$  berücksichtigt, mit dem das elastische Antwortspektrum ( $q = 1$ ) in ein inelastisches Bemessungsspektrum überführt wird. Dieser Verhaltensbeiwert berücksichtigt die Überfestigkeit, die Duktilität sowie das Dissipationsvermögen und erfasst damit auch den Einfluss der hysteretischen Dämpfung. Somit werden lokale Reserven zu einem globalen Verhalten des Bauwerks zusammengefasst.

Die Verhaltensbeiwerte für Mauerwerk nach DIN EN 1998-1 werden in Abhängigkeit von der Mauerwerksart und der Wandgeometrie erfasst und sind in Tafel 3.1 gegeben. Maßgebend ist in jeder Richtung die längste Wand in der betrachteten Gebäuderichtung. Der Verhaltensbeiwert von Bauwerken, die im Aufriss nicht regelmäßig sind, sollte um 20 % abgemindert

werden, wobei keine Abminderung auf Werte kleiner als 1,5 nötig ist.

### 3.4 Erdbebennachweise

Die nachfolgend aufgeführten Konstruktionsregeln beschränken sich auf unbewehrtes Mauerwerk, welches nach DIN EN 1998/NA in allen deutschen Erdbebengebieten eingesetzt werden darf.

In Bezug auf Leichtbeton sind in Deutschland für die Verwendung in den Erdbebenzonen 1 bis 3 alle Mauersteine erlaubt, die

- DIN EN 771-3 in Verbindung mit DIN V 20000-403 entsprechen,
- in DIN V 18151-100, DIN V 18152-100 oder DIN V 18153-100 geregelt sind oder
- für die ein bauaufsichtlicher Verwendbarkeitsnachweis (allgemeine bauaufsichtlich Zulassung, Bauartgenehmigung...) vorliegt.

Der Nachweis der Tragfähigkeit nach DIN EN 1998-1 kann für Hochbauten der Bedeutungskategorie I bis III (DIN EN 1998-1 4.4.1(2)) grundsätzlich als erfüllt angesehen werden, wenn bezüglich der Tragfähigkeit, der Duktilität, des Gleichgewichtes, der Gründung, der seismischen Fugen und allen horizontalen Scheiben folgende Bedingungen eingehalten werden:

- Die Gesamterdbebenkraft in der Erdbebenbemessungssituation ist unter Verwendung eines Verhaltensbeiwertes für niedrig dissipativen Tragsystems kleiner als die horizontalen Bemessungslasten der einschlägigen Einwirkungskombinationen, für welche das Bauwerk mittels einer linear-elastischen Berechnung bemessen wurde. Diese Bedingung bezieht sich auf die Schubkraft des Gesamtbauwerkes auf Höhe seiner Basis (Gründung oder Oberkante eines starren Kellergeschosses).
- Besondere Maßnahmen nach DIN EN 1998-1 2.2.4 hinsichtlich Entwurf und Bemessung, Gründung sowie Qualitätssicherungssysteme wurden berücksichtigt.

Darüber hinaus kann nach DIN EN 1998-1/NA NCI NA.D.8(2) auf einen Nachweis der Standsicherheit im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei Wohn- und ähnlichen Gebäuden (z. B. Bürogebäude) sowie einfachen gewerblichen Gebäuden und Hallen verzichtet werden, wenn eine der folgenden Bedingungen eingehalten ist:

- die Gesamterdbebenkraft ist bei der Verwendung von zwei ebenen Modellen in jeder Richtung kleiner als die 1,5-fache charakteristische resultierende Windkraft in der entsprechenden Richtung und die maximale Anzahl an Vollgeschossen nach Tafel 3.2 ist eingehalten.

- das Gebäude kann als „einfacher Mauerwerksbau“ eingestuft werden, d. h. die Anforderungen nach DIN EN 1998-1 9.2, 9.5 und 9.7.2 sind eingehalten und das Gebäude ist der Bedeutungskategorie I oder II zugeordnet

Tafel 3.2: Bedeutungskategorie und zulässige Anzahl der Vollgeschosse für Hochbauten mit Standsicherheitsnachweis durch Vergleich mit Wind nach DIN EN 1998/NA Tabelle NA.D.2

Erdbebenzone	Bedeutungskategorie	Maximale Anzahl von Vollgeschossen
1	I bis III	4
2	I und II	3
3	I und II	2

Bei der Ermittlung der Geschossanzahl ist das Keller- bzw. Dachgeschoss gesondert zu berücksichtigen. Wenn das Kellergeschoss bzw. das Geschoss über der Gründungsebene als steifer Kasten ausgebildet und auf einheitlichem Niveau gegründet ist, muss es bei der Ermittlung der Geschossanzahl nicht berücksichtigt werden. Dies gilt als erfüllt, wenn die Gesamtsteifigkeit (Biege- und Schubsteifigkeit) des Geschosses 5-mal größer ist als die des darüberliegenden Geschosses. Für das Dachgeschoss gilt, dass es nur dann als Vollgeschoss betrachtet wird, wenn die Masse mehr als 50 % des darunterliegenden Vollgeschosses beträgt.

### 3.4.1 Nachweis durch Einhaltung konstruktiver Regeln

Mauerwerksgebäude, die den Anforderungen an die Baustoffe und die Ausführung nach DIN EN 1998-1 Abschnitt

9.2, den Auslegungskriterien und Konstruktionsregeln nach DIN EN 1998-1 Abschnitt 9.5 und weiteren Regeln nach DIN EN 1998-1 Abschnitt 9.7.2 genügen, können als einfache Mauerwerksbauten eingestuft werden. Eine explizite Erdbebenberechnung ist dann nicht erforderlich. Die Anforderungen an die Konstruktion beziehen sich dabei auf die Schubwandquerschnittsfläche, die Mindestlänge der Wände in Abhängigkeit der Geschosshöhe und des Grundrisses sowie die Symmetrie und die Kompaktheit des Grundrisses.

Die erforderliche Schubwandquerschnittsfläche wird nach Tafel 3.3 bestimmt. Sie wird dabei wesentlich durch die Erdbebenzone mit dem Referenz-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung  $a_{gR}$  (Zone 1: 0,4 m/s<sup>2</sup>; Zone 2: 0,6 m/s<sup>2</sup>; Zone 3: 0,8 m/s<sup>2</sup> nach Bild 3.1), dem Bedeutungsbeiwert  $\gamma_I$  (z.B. 1,0 für Einfamilienhäuser und kleinere Wohn- und Bürogebäude), dem Untergrundparameter S (Bild 3.3), der Anzahl der Vollgeschosse und der Steindruckfestigkeitsklasse vorgegeben.

Sollen die Außenwände mit Mauerwerk der Steifigkeitsklasse 2 ausgeführt werden, so müssen in jeder Richtung mindestens 50 % der erforderlichen Wandquerschnittsfläche der Schubwände aus Mauerwerk mit einer Steifigkeitsklasse von mindestens 4 ausgeführt werden (siehe auch Fußnote d in Tafel 3.3)!

Bild 3.3 veranschaulicht, in welchen Regionen welche Anforderungen an die erforderlichen Schubwandflächen gemäß Tafel 3.3 gestellt werden. Für eine genaue Zuordnung des je-

Tafel 3.3: Mindestanforderungen an die auf die Geschossgrundrissfläche bezogene Querschnittsfläche von Schubwänden<sup>c), d)</sup> nach DIN EN 1998-1/NA Tabelle NA.12

Anzahl der Vollgeschosse	$a_{gR} \cdot S \cdot \gamma_I \leq 0,6 \cdot k^a \cdot k_f^e$			$a_{gR} \cdot S \cdot \gamma_I \leq 0,9 \cdot k^a \cdot k_f^e$			$a_{gR} \cdot S \cdot \gamma_I \leq 1,2 \cdot k^a \cdot k_f^e$		
	Steindruckfestigkeitsklasse nach DIN EN 1996/NA								
	4	6	≥ 12	4	6	≥ 12	4	6	≥ 12
1	0,02	0,02	0,02	0,03	0,025	0,02	0,04	0,03	0,02
2	0,035	0,03	0,02	0,055	0,045	0,03	0,08	0,05	0,04
3	0,065	0,04	0,03	0,08	0,065	0,05	Kein vereinfachter Nachweis zulässig (KvNz)		
4	KvNz	0,05	0,04	KvNz					

<sup>a</sup> Für Gebäude, bei denen mindestens 70 % der betrachteten Schubwände in einer Richtung länger als 2 m sind, beträgt der Beiwert  $k = 1 + (l_a - 2) / 4 \leq 2$ . Dabei ist  $l_a$  die mittlere Wandlänge der betrachteten Schubwände in m. In allen anderen Fällen beträgt  $k = 1$ . Der Wert  $\gamma_I$  wird nach Tabelle NA.6 der DIN EN 1998-1/NA bestimmt.

<sup>b</sup> Bei Verwendung unterschiedlicher Steifigkeitsklassen, z. B. für Innen- und Außenwände, sind die Anforderungswerte im Verhältnis der Steifigkeitsanteile der jeweiligen Steifigkeitsklasse zu wichten.

<sup>c</sup> Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

<sup>d</sup> Die Verwendung der **Steifigkeitsklasse 2** für Außenwände ist zulässig, wenn in jeder Richtung wenigstens 50 % der erforderlichen Wandquerschnittsfläche der Schubwände aus Mauerwerk der Steifigkeitsklasse 4 oder höher bestehen. Die Gesamtquerschnittsfläche der Schubwände muss dann die in Tabelle NA.12 der DIN EN 1998-1/NA für die Steifigkeitsklasse 4 geltenden Werte einhalten.

<sup>e</sup> Für Reihenhäuser mit Abmessungen von  $B \leq 7$  m und  $L \leq 12$  m mit mindestens zwei parallelen Wänden in zwei orthogonalen Richtungen, wobei die Länge jeder dieser Wände mindestens 40 % der Bauwerkslänge in der betrachteten Richtung sein muss, kann  $k_f$  mit 1,25 angesetzt werden. In allen anderen Fällen beträgt  $k_f = 1,0$ .

Zone	$a_{gR}$	Baugr.	Untergr.	S	$a_{gR} \cdot S$
1	0,40	A	R	1,00	0,40
1	0,40	B	R	1,25	0,50
1	0,40	C	R	1,50	0,60
1	0,40	B	T	1,00	0,40
1	0,40	C	T	1,25	0,50
1	0,40	C	S	0,75	0,30
2	0,60	A	R	1,00	0,60
2	0,60	B	R	1,25	0,75
2	0,60	C	R	1,50	0,90
2	0,60	B	T	1,00	0,60
2	0,60	C	T	1,25	0,75
2	0,60	C	S	0,75	0,45
3	0,80	A	R	1,00	0,80
3	0,80	B	R	1,25	1,00
3	0,80	C	R	1,50	1,20
3	0,80	B	T	1,00	0,80
3	0,80	C	T	1,25	1,00
3	0,80	C	S	0,75	0,60

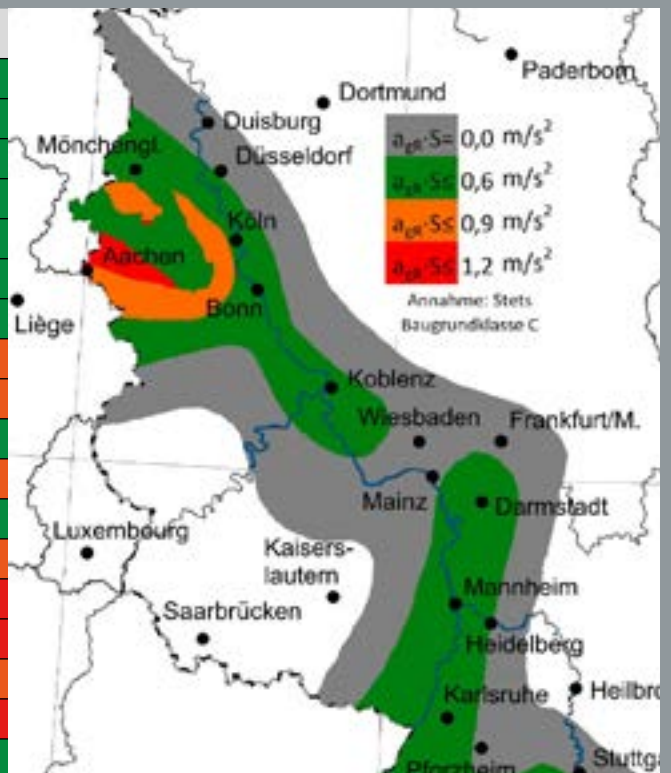


Bild 3.3: Kombinationen von Erdbebenzonen und Untergrundklassen

weiligen Standortes bezüglich der Erdbebenzone und der Untergrundklasse sind die Karten in der DIN EN 1998/NA bzw. die Karten der Landesämter maßgeblich.

Mindestanforderungen an aussteifende Wände gemäß Abschnitt 9.5.1(5) aus DIN EN 1998/NA sind in Tafel 3.4 zusammengefasst. Diese beziehen sich vor allem auf die Schlankheit, die Wanddicke und das Verhältnis der Wandlänge zur Wandhöhe. Durch Einhalten der Anforderungen soll vor allem ein Versagen der aussteifenden Wände senkrecht zu ihrer Ebene infolge Querbeschleunigung verhindert werden.

Anhand eines Beispiels werden in Kapitel 4.1 die einzelnen Punkte analysiert und bewertet.

Es ist zu ergänzen, dass dieser vereinfachte Nachweis auf Erfahrungswerten basiert und deshalb in vielen Fällen erbracht werden kann, in denen ein linearer rechnerischer Nachweis

aufgrund der konservativen Annahmen u. a. für den Verhaltsbeiwert  $q$  nicht mehr gelingt.

### 3.4.2 Rechnerischer Sicherheitsnachweis

Die Beanspruchung infolge Erdbeben ergibt sich nach DIN EN 1990 zu:

$$E_{dAE} = \sum G_{k,j} \oplus P_k \oplus \gamma_1 \cdot A_{Ed} \oplus \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- $G_{k,j}$  charakteristischer Wert der ständigen Einwirkung  $j$
- $P_k$  charakteristischer Wert der Vorspannung
- $A_{Ed}$  Bemessungswert der Einwirkung infolge Erdbeben
- $\gamma_1$  Wichtungsfaktor für Erdbeben ( $\gamma_1 = 1,0$  nach DIN EN 1998-1/NA NCI NA.D.8(1)a)
- $\psi_{2,i}$  Kombinationsbeiwert für die veränderliche Einwirkung  $i$  nach DIN EN 1990/NA
- $Q_{k,i}$  charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkung  $i$

Tafel 3.4: Mindestanforderungen an aussteifende Wände (Schubwände) nach DIN EN 1998/NA Tabelle NA.10

Erdbebenzone	$h_{ef} / t_{ef}$	$t_{ef}$ [mm]	$l / h$
1	nach DIN EN 1996/NA		$\geq 0,27$
2	$\leq 18$	$\geq 150^a$	$\geq 0,27$
3	$\leq 15$	$\geq 175$	$\geq 0,27$

$h_{ef}$  Knicklänge nach DIN EN 1996-1-1  
 $t_{ef}$  Wanddicke  
 $l$  Wandlänge

<sup>a</sup> Wände der Wanddicke  $\geq 115$  mm dürfen zusätzlich berücksichtigt werden, wenn  $h_{ef} / t_{ef} \leq 15$  ist.

Die Ermittlung der Erdbebeneinwirkung erfolgt unter Berücksichtigung der Massen entsprechend:

$$\sum G_{k,j} \oplus \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} = \sum G_{k,j} \oplus \sum \varphi \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

- $G_{k,j}$  charakteristischer Wert der ständigen Einwirkung j
- $Q_{k,i}$  charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkung i
- $\varphi$  Beiwert nach Din EN 1998-1/NA Tabelle NA.5
- $\psi_{2,i}$  Kombinationsbeiwert für die veränderliche Einwirkung i nach DIN EN 1990/NA

Der Kombinationswert  $\psi_{2,i}$  für Schneelasten ist sowohl bei der Ermittlung der Einwirkung als auch der zugrundeliegenden Massen nach DIN EN 1998-1/NA Abschnitt 4.2.4(2)P abweichend von DIN EN 1990/NA zu 0,5 zu setzen.

Wenn die Nachweise nicht für alle Wände erbracht werden können, kann nach DIN EN 1998-1 9.4(6) eine Umverteilung der durch die lineare Berechnung ermittelten Gesamterdbebenlast auf einzelne Wände vorgenommen werden. Dabei muss das globale Gleichgewicht eingehalten werden, d.h., die resultierende Kraft muss die gleiche Größe und Position der Gesamterdbebenkraft haben. Die Umlagerung führt je Wand zu einer maximalen Reduktion der Querkraft um 25% und maximalen Erhöhung um 33 % und die Decken müssen die Effekte aus Lastumlagerung aufnehmen können.

Die Nachweise der Mauerwerksbauteile sind mit den nach DIN EN 1996-1-1/NA zu ermittelnden Bemessungswerten der Beanspruchbarkeit zu erbringen.

Die Bemessungswerte sind dazu mit einem Teilsicherheitsbeiwert für Mauerwerk von  $\gamma_M = 1,2$  zu berechnen.

### 3.5 Tragwerksberechnung

Das Tragwerksmodell sowie das Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Erdbebenbeanspruchung hängen von den Tragwerkeigenschaften, der Komplexität des Gebäudes und der Ausnutzung nichtlinearer Reserven ab.

#### 3.5.1 Modellbildung

Als Berechnungsmodelle können ebene oder räumliche Modelle verwendet werden. Ebene Modelle bieten den Vorteil der einfachen Modellierung und Interpretation der Ergebnisse. Räumliche Modelle ermöglichen es hingegen, komplexes Verhalten zu erfassen und das Schwingungsverhalten realitätsnah abzubilden. Nachteilig sind jedoch die aufwändige Modellierung und die zum Teil schwer kontrollierbaren Ergebnisse.

Maßgebend für die Wahl des Berechnungsmodells ist die Regelmäßigkeit im Grundriss. Erfüllt das Gebäude die Regelmäßigkeitskriterien im Grundriss nach DIN EN 1998-1 Abschnitt 4.2.3.2, kann das Gebäude mit zwei ebenen Modellen berechnet werden. Erfüllt das Gebäude nicht alle Kriterien, aber die besonderen Regelmäßigkeitsbedingungen nach DIN EN 1998-1 Abschnitt 4.3.3.1(8), können ebenfalls zwei ebene Modelle verwendet werden. Gegebenenfalls sind die ermittelten Einwirkungen um 25 % zu erhöhen. In allen anderen Fällen ist ein räumliches Modell zu verwenden.

Die Einhaltung der Regelmäßigkeitskriterien reduziert den Aufwand für den Berechnungsingenieur aufgrund des einfachen dynamischen Verhaltens. Deshalb sollten nach Möglichkeit schon in der Planungsphase durch den Architekten die Kriterien eines erdbebengerechten Entwurfs Berücksichtigung finden.

Zur Berechnung von Mauerwerksbauten mit ebenen Modellen können die horizontal lastabtragenden Schubwände auf einen Ersatzstab zurückgeführt werden. Dabei lassen sich Schubwände mit Fenster- und Türöffnungen als Rahmentragwerke mit Stiel- und Riegelbereich abbilden.

Die Rahmentragwirkung wird entscheidend durch die Riegelsteifigkeit beeinflusst. Folgende Grenzfälle können dabei auftreten: Biegeweiche Riegel, sodass die durchgehenden Schubwände als Kragarme mit gelenkiger Koppelung durch die starre Deckenscheibe wirken. Und unendlich steife Riegel, die eine starre Einspannung der Wände in die Geschossdecken bewirken. Im zweiten Fall liegt der Momentennullpunkt

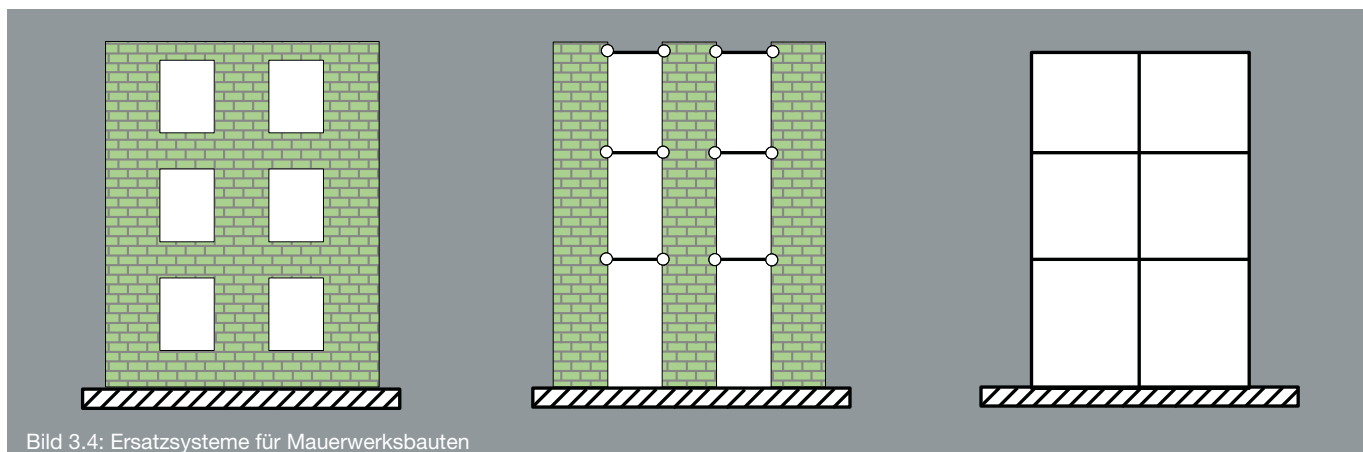


Bild 3.4: Ersatzsysteme für Mauerwerksbauten

jeweils in Wandhöhenmitte. In der Realität wird sich eine Momentenverteilung zwischen diesen Grenzfällen einstellen.

Auf der sicheren Seite liegend wird in der Praxis häufig die Einspannwirkung der Decke vernachlässigt. Somit ergibt sich die Steifigkeit des Ersatzstabes als Summe der Steifigkeiten der einzelnen Kragarme. Bei der Bestimmung der Ersatzsteifigkeiten der Wände sind insbesondere bei längeren Wänden die Schubverformungen zu berücksichtigen. Dies kann nach Müller und Keintzel [8] für dreiecksförmige Belastungen vereinfachend über die Reduzierung der Wandträgheitsmomente  $I_E$  erfolgen:

$$I_E = \frac{I}{1 + \frac{3,64 \cdot E \cdot I}{h^2 \cdot G \cdot A}}$$

I	Wandträgheitsmoment
h	Wandhöhe
E	Elastizitätsmodul
G	Schubmodul, nach DIN EN 1996-1-1 Abschnitt 3.7.3(1) 40 % des Elastizitätsmoduls
A	Wandfläche

Die Ersatzsteifigkeiten des Rahmensystems ergeben sich unter Berücksichtigung der Riegelsteifigkeiten. Berechnungsansätze werden hierfür von Müller und Keintzel [8] gegeben. Die Abschätzung der Riegelsteifigkeit ist jedoch nicht trivial, da diese im Wesentlichen von der Biegesteifigkeit der Decken, aber auch von der Ausbildung der Sturzbereiche, dem Auflastniveau, der Länge der Schubwände und deren Verteilung im Grundriss abhängig ist.

Insgesamt kann festgehalten werden, dass das in der Praxis gängige Tragsystem aus gekoppelten Kragarmen eine sehr konservative Lösung darstellt. Ein realistischer Ansatz der Riegelsteifigkeit ist erstrebenswert, jedoch ist dieser nur mit einem erhöhten rechnerischen Aufwand für jedes Einzelbauwerk möglich.

### 3.5.2 Berechnungsverfahren

Zur Ermittlung der Erdbebenbeanspruchung stehen in der DIN EN 1998-1 vier unterschiedliche Verfahren zur Verfügung:

- Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren
- Multimodales Antwortspektrumverfahren
- Nichtlineare statische (pushover) Berechnung
- Nichtlineare Zeitverlaufsrechnung

Wird das Schwingverhalten maßgeblich durch die erste Eigenform bestimmt, reicht eine Berücksichtigung dieser aus und die Beanspruchung kann mit dem vereinfachten Antwortspektrumverfahren bestimmt werden. Dies trifft allgemein auf Gebäude zu, die die Regelmäßigkeit im Aufriss erfüllen und die Anforderungen an die Eigenschwingungsdauer  $T_1$  ( $T_1 \leq \min(4 \cdot T_C; 2,0 \text{ s})$ ) einhalten. Wird das Schwingverhalten

durch höhere Eigenformen bestimmt, muss das multimodale Antwortspektrumverfahren angewendet werden.

Während die beiden erstgenannten Verfahren lineare Berechnungsmethoden darstellen, ermöglichen die letzten beiden Methoden aufgrund der direkten Berücksichtigung der Nichtlinearitäten eine realistischere, aber auch deutlich aufwändigere Ermittlung der Erdbebenbeanspruchung und erfordern dabei eine ausreichende Erfahrung. In der vorliegenden Broschüre wird auf die Standardverfahren, das vereinfachte und das multimodale Antwortspektrumverfahren, näher eingegangen.

#### 3.5.2.1 Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren

Das vereinfachte Antwortspektrumverfahren berücksichtigt jeweils nur eine Schwingungsdauer in beiden Hauptrichtungen. Bei der Verwendung von zwei ebenen Modellen in jeder horizontalen Richtung ergibt sich die Gesamterdbebenkraft  $F_b$  zu:

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

$S_d(T_1)$	Ordinate des Bemessungsspektrums
$T_1$	Eigenschwingungsdauer
m	Gesamtmasse des Bauwerks
$\lambda$	Korrekturbeiwert; $\lambda = 0,85$ wenn $T_1 \leq 2 \cdot T_C$ und das Bauwerk mehr als zwei Stockwerke hat, sonst $\lambda = 1,0$

Der Gesamtfundamentalschub wird massen- und modalformproportional auf die einzelnen Geschosse verteilt:

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}$$

$F_i$	am Stockwerk i angreifende Horizontalkraft
$s_i, s_j$	Verschiebung der Masse $m_i, m_j$ in der Grundeigenform
$m_i, m_j$	Stockwerksmassen

Vereinfachend kann der Gesamtfundamentalschub auch massen- und höhenproportional verteilt werden. In diesem Fall entspricht s der Höhe der jeweiligen Masse.

#### 3.5.2.2 Multimodales Antwortspektrumverfahren

Das multimodale Antwortspektrumverfahren berücksichtigt alle Modalformen, die das Schwingverhalten maßgeblich beeinflussen. Als Richtwert gibt die Norm an, dass die Summe der effektiven modalen Massen der berücksichtigten Modalformen 90 % der Gesamtmasse betragen muss oder alle Modalbeiträge mit einer effektiven modalen Masse größer als 5 % der Gesamtmasse berücksichtigt werden müssen. Wenn keine der Bedingungen erfüllt werden kann (z.B. Bauten mit torsionalen Schwingungen), kann die Minimalanzahl der zu berücksichtigenden Modalbeiträge über die Periode und Anzahl der Geschosse abgeschätzt werden. Die seismische Beanspruchung ergibt sich als Kombination der einzelnen Modalbeiträge über „square root of the sum of the squares“ (SRSS-Regel):

$$E_E = \sqrt{\sum E_{E,i}^2}$$

Wenn die Antwort zweier Modalformen mit  $T_i$  und  $T_j$  nicht als unabhängig betrachtet werden kann ( $T_i > 0,9 \cdot T_j$ ), muss dies bei der Kombination, z.B. mit „complete quadratic combination“ (CQC-Regel), berücksichtigt werden.

### 3.5.3 Berücksichtigung von Torsionseinwirkungen

Die Erdbebenbeanspruchung, die mit dem in Abschnitt 3.5.2 vorgestellten Berechnungsverfahren ermittelt wird, ist ggf. infolge von Torsionswirkungen zu erhöhen.

Ebene Modelle können durch die vereinfachte Modellierung planmäßige und unplanmäßige Torsionswirkungen nur näherungsweise erfassen. Falls die horizontale Steifigkeit und Masse im Grundriss symmetrisch verteilt sind, können zufällige Torsionswirkungen vereinfachend durch Erhöhung der Beanspruchung um den Faktor  $\delta$  berücksichtigt werden:

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e}$$

- x Abstand des betrachteten Bauteils vom Massenmittelpunkt
- $L_e$  Abstand zwischen den beiden äußersten Bauteilen, die horizontale Lasten abtragen

Wenn die Berechnung unter Verwendung von zwei ebenen Modellen durchgeführt wird, muss der Faktor 0,6 in der o.g. Formel verdoppelt werden oder die Berechnung muss unter Berücksichtigung der doppelten zufälligen Torsionswirkungen erfolgen. Diese ergeben sich durch Verschiebung des Massenmittelpunktes um eine zufällige Ausmittigkeit  $e_{ai}$  von seiner planmäßigen Lage in beiden Richtungen.

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$$

- $L_i$  die Geschossabmessung senkrecht zur Richtung der Erdbebeneinwirkung.

Alternativ bietet der informative Anhang NA.D der DIN EN 1998-1/NA eine differenziertere und genauere Möglichkeit zur Erfassung von Torsionseinflüssen unter Berücksichtigung der tatsächlichen Exzentrizität  $e_0$ , der zufälligen Exzentrizität und

$e_1$  der zusätzlichen Exzentrizität  $e_2$ :

$$e_{min} = 0,5 \cdot e_0 - e_1$$

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

Die tatsächliche Exzentrizität ergibt sich aus dem Abstand zwischen Massenschwerpunkt und Steifigkeitsmittelpunkt.

Die zufällige Exzentrizität ermittelt sich in beiden Richtungen zu

$$e_1 = 0,05 \cdot L_i$$

Die zusätzliche Exzentrizität berücksichtigt die dynamische Wirkung von gleichzeitigen Translations- und Torsionsschwingungen:

$$e_2 = 0,1 \cdot (L + B) \cdot \sqrt{\frac{10 \cdot e_0}{L}} \leq 0,1 \cdot (L + B)$$

Weist das Gebäude eine gute Torsionsaussteifung auf, kann die zusätzliche Exzentrizität auch folgendermaßen bestimmt werden

$$e_2 = \frac{1}{2 \cdot e_0} \cdot \left( I_s^2 - e_0^2 - r^2 + \sqrt{(I_s^2 + e_0^2 - r^2)^2 + 4 \cdot e_0^2 \cdot r^2} \right)$$

- $I_s$  Trägheitsradius
- r Torsionsradius.

Das Quadrat des Trägheitsradius ergibt sich für rechteckige Grundrisse zu:

$$I_s^2 = \frac{L^2 + B^2}{12}$$

Das Quadrat des Torsionsradius ergibt sich dabei zu

$$r^2 = \frac{\sum_j I_j r_j^2 + \sum_k I_k r_k^2}{\sum_j I_j}$$

- $I_j$  Trägheitsmomente der Aussteifungselemente in der betrachteten Richtung
- $I_k$  Trägheitsmomente der Aussteifungselemente senkrecht zur betrachteten Richtung
- $r_j, r_k$  Abstände zwischen Steifigkeitsmittelpunkt und Aussteifungselementen

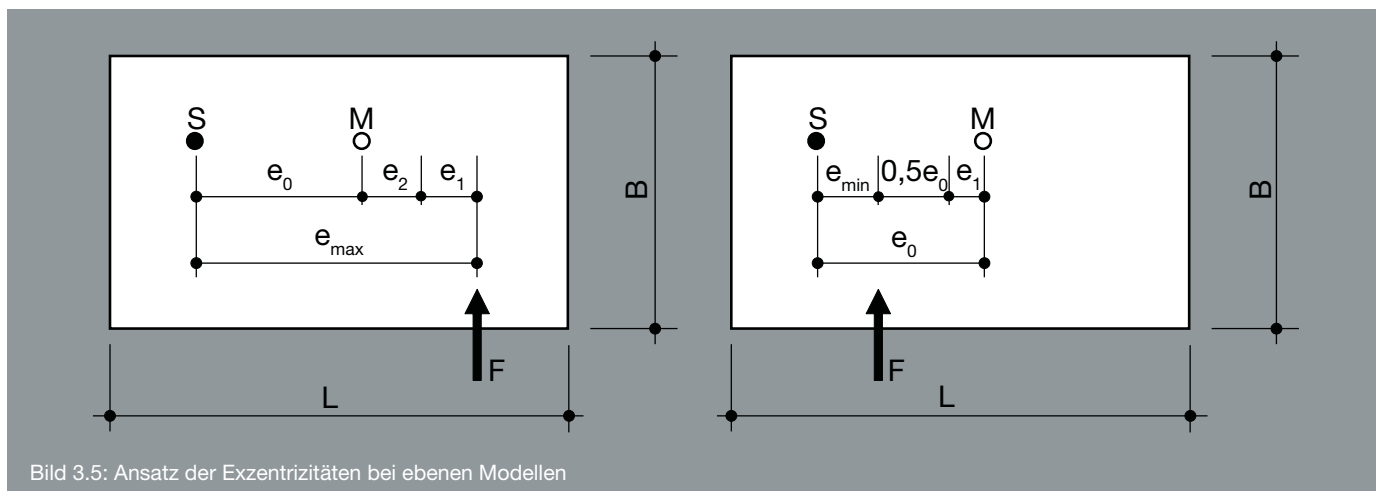


Bild 3.5: Ansatz der Exzentrizitäten bei ebenen Modellen

Damit lassen sich die Exzentrizitäten  $e_{\min}$  und  $e_{\max}$  ermitteln. Zur Bestimmung der Beanspruchung der einzelnen Schubwände werden Verteilungszahlen bestimmt, die einen prozentualen Anteil der insgesamt vom Geschoss aufzunehmenden horizontalen Erdbebenersatzlast  $F$  darstellt. Die Verteilungszahlen für die Aussteifungselemente in den Richtungen parallel (Index  $i$ ) und senkrecht (Index  $j$ ) zur Belastungsrichtung ergeben sich zu:

$$s_i = \frac{k_i}{k} \cdot \left( 1 \pm \frac{k \cdot r_i \cdot e}{k_T} \right)$$

$$s_j = \frac{k_j \cdot r_j \cdot e}{k_T}$$

$k_i, k_j$  Steifigkeiten der Aussteifungselemente parallel und senkrecht zur Erdbebenrichtung  
 $k_T$  Torsionssteifigkeit

Das Vorzeichen in dem Klammerausdruck wird positiv angesetzt, wenn Wandposition und Lastangriffspunkt auf der Seite des Steifigkeitsmittelpunktes liegen. Im anderen Fall ist das negative Vorzeichen zu wählen. Für die Variable  $e$  werden  $e_{\min}$  oder  $e_{\max}$  so eingesetzt, dass sich für jedes Aussteifungselement die maßgebenden Verteilungszahlen ergeben.

Räumliche Modelle können planmäßige Torsionswirkungen direkt erfassen. Die unplanmäßigen Torsionswirkungen infolge

veränderlicher Massenverteilung und der räumlichen Veränderlichkeit der Erdbebenbewegung dürfen als Umhüllende der Beanspruchungsgrößen durch zusätzliche statische Lastfälle erfasst werden. Diese Zusatzmomente um die vertikale Achse eines jeden Geschosses ergeben sich zu:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i = \pm 0,05 \cdot L_i \cdot F_i$$

$L_i$  Geschossabmessung in Geschoss  $i$  senkrecht zur Erbebenrichtung

$F_i$  In Geschoss  $i$  angreifende Horizontalkraft

### 3.5.4 Kombination der Beanspruchungsgrößen

Die Beanspruchung infolge beider Horizontalkomponenten wird als gleichzeitig wirkend angenommen. Die Erdbebeneinwirkungen können entweder über die SRSS-Regel oder mit der folgenden Kombination kombiniert werden:

$$E_{Edx} \oplus 0,30 \cdot E_{Edy}$$

$$0,30 \cdot E_{Edx} \oplus E_{Edy}$$

Wenn das Mauerwerksgebäude die Regelmäßigkeitskriterien im Grundriss erfüllt und Wände in beiden Hauptrichtungen als Aussteifungssystem vorhanden sind, darf nach DIN EN 1998-1 4.3.3.5.1(8) angenommen werden, dass die Erdbebeneinwirkung in den beiden Hauptrichtungen getrennt wirkt und ohne Kombination angesetzt werden kann.

## 4 Praxisbeispiele

Die zuvor beschriebenen Nachweiskonzepte des vereinfachten Nachweises über die Einhaltung konstruktiver Vorgaben und des vereinfachten Antwortspektrumverfahrens werden im Folgenden exemplarisch anhand von zwei Beispielen vorgestellt. Der vereinfachte Nachweis wird an einem einfachen Reihenhaus durchgeführt (Beispiel 1), während der rechnerische Nachweis mit dem vereinfachten Antwortspektrumverfahren an einem Mehrfamilienhaus (Beispiel 2) gezeigt wird.

### 4.1 Beispiel 1: Reihenhaus – Nachweis durch Einhaltung konstruktiver Regeln

Das untersuchte Reihenhaus ist im Bild 4.1 dargestellt. Seine Außenwände bestehen aus wärmedämmenden Leichtbetonsteinen (Wanddicke 300 mm, Steifigkeitsklasse (SFK) 2, Rohdichteklasse 0,4, Hohlblocksteine). Die Trennwand zum Nachbarhaus ist aus Schallschutzgründen aus schalldämmenden Leichtbetonsteinen (Wanddicke 175 mm, SFK 12,

Rohdichteklasse 1,8, Vollblocksteine) und die Innenwände sind aus Leichtbetonsteinen (Wanddicke 240 mm, SFK 12, Rohdichteklasse 1,8, Vollblocksteine) hergestellt. Alle drei Mauersteine werden entsprechend Ihrer bauaufsichtlichen Zulassungen mit Dünnbettmörtel ausgeführt. Die Stoßfugen bleiben unvermörtelt.

Das Gebäude ist als Wohnhaus in die Bedeutungskategorie II mit einem Bedeutungsfaktor  $\gamma_I$  von 1,0 einzuordnen. Die Untergrundkombination ist C-S und das Gebäude wird für die Erdbebenzone 3 nachgewiesen.

Ein rechnerischer Erdbebennachweis ist für einfache Mauerwerksbauten nach DIN EN 1998-1 Abschnitt 9.7.1 nicht erforderlich, wenn das Gebäude in die Bedeutungskategorie I oder II fällt, die verwendeten Baustoffe und Ausführung dem Abschnitt 9.2 entsprechen, die Auslegungskriterien und Konstruktionsregeln nach Abschnitt 9.5 und die Regeln nach Ab-

schnitt 9.7.2 eingehalten sind. Die Einhaltung der Anwendungsbedingungen bzgl. der Abschnitte 9.2 und 9.5 sowie der konstruktiven Regeln nach Abschnitt 9.7.2 unter Berücksichtigung des nationalen Anhangs ist in den nachfolgenden Tabellen Tafel 4.1, Tafel 4.2 und Tafel 4.3 zusammengestellt. Die Nummerierung in den Tafeln entspricht der Nummerierung der Absätze in der Norm.

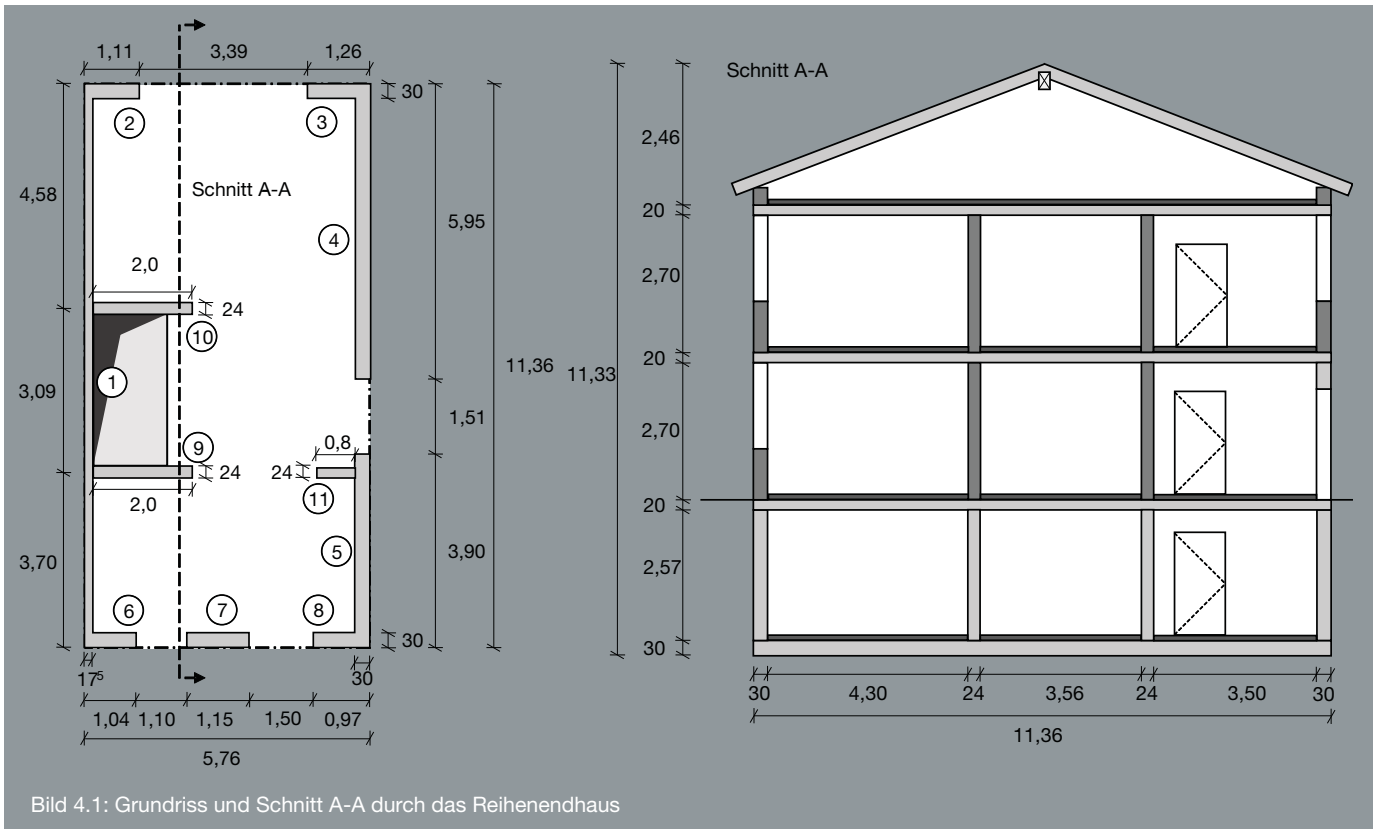


Bild 4.1: Grundriss und Schnitt A-A durch das Reihenhendhaus

Tafel 4.1: Baustoffe und Ausführung nach DIN EN 1998-1:2010-12/NA:2011-01 Abschnitt 9.2

Absatz	Konstruktionsregel	Erfüllt
1(1)	Mauersteine nach DIN EN 771-3, sofern diese der Anwendungsnorm DIN V 20000-403 entsprechen, oder Mauersteine, die einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung/Bauartgenehmigung entsprechen, oder Mauersteine, die die Anforderungen nach DIN V 18151-100, DIN V 18152-100 oder DIN V 18153-100 erfüllen.	✓
3(1)	Mauermörtel nach DIN EN 998-2 in Verbindung mit DIN V 20000-412:2004-03 oder nach DIN V 18580	✓

Tafel 4.2: Auslegungskriterien und Konstruktionsregeln nach DIN EN 1998-1:2010-12/NA:2011-01 Abschnitt 9.5

Absatz	Konstruktionsregel	Erfüllt
(1)	Hochbauten aus Mauerwerk müssen aus Decken und Wänden bestehen, die in zwei orthogonalen horizontalen und einer vertikalen Richtung miteinander verbunden sind.	✓
(2)	Die Verbindung zwischen Decken und Wänden muss durch Stahlanker oder Stahlbetonringbalken erfolgen	✓
(3)	Jeder Deckentyp darf verwendet werden, vorausgesetzt, die allgemeinen Kontinuitätsanforderungen und eine wirksame Scheibenwirkung sind sichergestellt.	✓
(4)	Schubwände müssen in mindestens zwei orthogonalen Richtungen vorgesehen sein.	✓
(5) a)	Die effektive Dicke von Schubwänden $t_{ef}$ darf nicht geringer als ein Mindestwert $t_{eff,min}$ sein: $\min t_{ef} = 175 \text{ mm} \geq t_{eff,min} = 175 \text{ mm}$ (für Erdbebenzone 3)	✓
(5) b)	Das Verhältnis der effektiven Knicklänge der Wand zu ihrer effektiven Dicke darf einen Höchstwert nicht überschreiten: $\max \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{270}{17,5} = 15,4 \leq 18$	✓
(5) c)	Das Verhältnis der Wandlänge zur größten lichten Höhe $h$ von an dieser Wand angrenzenden Öffnungen darf nicht geringer sein als ein Mindestwert: $\frac{l}{h} \leq 0,27$	✓

Tafel 4.3: Konstruktive Regeln für einfache Mauerwerksbauten in Erdbebenzone 3

Nr.	Konstruktionsregel nach DIN EN 1998-1, Absatz 9.7.2	Erfüllt				
(1)	Vorhandene Geschossanzahl von 2 Vollgeschossen kleiner als zulässige Geschossanzahl	✓				
	Mindestschubwandflächen nach Tafel 3.3	✓				
	Eingangswert: $a_g = 0,8 \text{ m/s}^2$ (DIN EN 1998-1/NA Tabelle 3, Erdbebenzone 3) $S = 0,75$ (DIN EN 1998-1/NA Tabelle 4, Untergrundkombination C-S) $\gamma_1 = 1,0$ (DIN EN 1998-1/NA Tabelle 6, Bedeutungskategorie II) $A_g = 65,43 \text{ m}^2$ (Geschossgrundfläche) $l_{ax} = 1,23 \text{ m}$ (mittlere Wandlänge in x-Richtung) $l_{ay} = 6,91 \text{ m}$ (mittlere Wandlänge in y-Richtung)					
	Erforderliche Schubwandflächen					
	<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="width:50%;">Querrichtung</th> <th style="width:50%;">Längsrichtung</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Anteil der Schubwände &gt; 2 m: 25 % &lt; 70 %  <math>k_x = 1</math>  <math>k_r = 1,0</math>  <math>a_{gR} \cdot S \cdot \gamma_1 = 0,60 \leq 0,6 \cdot k \cdot k_r = 0,6</math></td> <td>Anteil der Schubwände &gt; 2 m: 100 % &gt; 70 %  <math>k_y = 1 + (6,91-2) / 4 = 2,23 \leq 2 \rightarrow k_y = 2</math>  <math>k_r = 1,0</math>  <math>a_{gR} \cdot S \cdot \gamma_1 = 0,60 \leq 0,6 \cdot k \cdot k_r = 1,2</math></td> </tr> <tr> <td>Erforderliche Schubwandfläche <math>A_{sx}</math>:  erf. <math>A_{sx} = 0,035 \cdot 65,43 = 2,29 \text{ m}^2</math></td> <td>Erforderliche Schubwandfläche <math>A_{sy}</math>:  erf. <math>A_{sy} = 0,035 \cdot 65,43 = 2,29 \text{ m}^2</math></td> </tr> </tbody> </table>		Querrichtung	Längsrichtung	Anteil der Schubwände > 2 m: 25 % < 70 % $k_x = 1$ $k_r = 1,0$ $a_{gR} \cdot S \cdot \gamma_1 = 0,60 \leq 0,6 \cdot k \cdot k_r = 0,6$	Anteil der Schubwände > 2 m: 100 % > 70 % $k_y = 1 + (6,91-2) / 4 = 2,23 \leq 2 \rightarrow k_y = 2$ $k_r = 1,0$ $a_{gR} \cdot S \cdot \gamma_1 = 0,60 \leq 0,6 \cdot k \cdot k_r = 1,2$
Querrichtung	Längsrichtung					
Anteil der Schubwände > 2 m: 25 % < 70 % $k_x = 1$ $k_r = 1,0$ $a_{gR} \cdot S \cdot \gamma_1 = 0,60 \leq 0,6 \cdot k \cdot k_r = 0,6$	Anteil der Schubwände > 2 m: 100 % > 70 % $k_y = 1 + (6,91-2) / 4 = 2,23 \leq 2 \rightarrow k_y = 2$ $k_r = 1,0$ $a_{gR} \cdot S \cdot \gamma_1 = 0,60 \leq 0,6 \cdot k \cdot k_r = 1,2$					
Erforderliche Schubwandfläche $A_{sx}$ : erf. $A_{sx} = 0,035 \cdot 65,43 = 2,29 \text{ m}^2$	Erforderliche Schubwandfläche $A_{sy}$ : erf. $A_{sy} = 0,035 \cdot 65,43 = 2,29 \text{ m}^2$					

Tafel 4.3: Konstruktive Regeln für einfache Mauerwerksbauten in Erdbebenzone 3 (Fortsetzung)

Nr.	Konstruktionsregel nach DIN EN 1998-1, Absatz 9.7.2	Erfüllt	
	Vorhandene Schubwandflächen		
	Querrichtung	Längsrichtung	
(1)	$A_{S,W2} = 1,02 \cdot 0,300 = 0,31 \text{ m}^2$ $A_{S,W3} = 1,11 \cdot 0,300 = 0,33 \text{ m}^2$ $A_{S,W6} = 0,95 \cdot 0,300 = 0,29 \text{ m}^2$ $A_{S,W7} = 1,15 \cdot 0,300 = 0,35 \text{ m}^2$ $A_{S,W8} = 0,82 \cdot 0,300 = 0,25 \text{ m}^2$ $A_{S,W9} = 2,00 \cdot 0,240 = 0,48 \text{ m}^2$ $A_{S,W10} = 2,00 \cdot 0,240 = 0,48 \text{ m}^2$ $A_{S,W11} = 0,80 \cdot 0,240 = 0,19 \text{ m}^2$ vorh. $A_{Sx} = 2,68 \text{ m}^2 > \text{erf. } A_{Sx} = 2,29 \text{ m}^2$ vorh. $A_{Sx > SFK4} = 1,15 \text{ m}^2 > 2,29 \text{ m}^2 / 2 = 1,145 \text{ m}^2$	$A_{S,W1} = 11,18 \cdot 0,175 = 1,96 \text{ m}^2$ $A_{S,W4} = 5,80 \cdot 0,300 = 1,74 \text{ m}^2$ $A_{S,W5} = 3,75 \cdot 0,300 = 1,13 \text{ m}^2$  vorh. $A_{Sy} = 4,83 \text{ m}^2 > \text{erf. } A_{Sy} = 2,29 \text{ m}^2$ vorh. $A_{Sy > SFK4} = 1,96 \text{ m}^2 > 2,29 \text{ m}^2 / 2 = 1,145 \text{ m}^2$	✓
(2)	Annähernd rechteckiger Grundriss	✓	
	Verhältnis der kürzeren zur längeren Seite: $\frac{B}{L} = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,76}{11,36} = 0,51 \geq 0,25$	✓	
	Die Fläche der projizierten Abweichungen von der Rechteckform in Prozent der gesamten Gebäudegrundrissfläche oberhalb der betrachteten Ebene ist kleiner als 15 %.	✓	
(3)	Das Gebäude ist durch Schubwände ausgesteift und diese sind in zwei orthogonalen Richtungen annähernd symmetrisch angeordnet	✓	
	Zwei parallele Wände in beiden orthogonalen Richtungen, deren Wandlänge jeweils größer als 30 % der Bauwerkslänge in der betrachteten Richtung ist: $0,3 \cdot L_x = 0,3 \cdot 5,76 = 1,73 \text{ m} < L_{W9} = 2,0 \text{ m}, L_{W10} = 2,0 \text{ m}$ $0,3 \cdot L_y = 0,3 \cdot 11,36 = 3,41 \text{ m} < L_{W1} = 11,06 \text{ m}, L_{W4} = 5,80 \text{ m} \text{ und } L_{W5} = 3,75 \text{ m}$	✓	
	Der Abstand der parallelen Wände sollte in mindestens einer Richtung größer als 75 % der Gebäudelänge in der anderen Richtung sein $0,75 \cdot L_x = 0,75 \cdot 5,76 = 4,32 \text{ m} < x_{S,W4} - x_{S,W1} = 5,61 - 0,088 = 5,52 \text{ m}$ $0,75 \cdot L_y = 0,75 \cdot 11,36 = 8,52 \text{ m} < y_{S,W10} - y_{S,W9} = 6,79 - 3,55 = 3,24 \text{ m}$	✓	
	Die Schubwände in den beiden orthogonalen Richtungen tragen den überwiegenden Teil der Vertikallasten ab	✓	
	Durchgehende Schubwände über alle Geschosse	✓	
	In (3) wurde gezeigt, dass in beiden Gebäuderichtungen eine Mindestanzahl aussteifender Schubwände mit ausreichender Mindestlänge vorhanden sind. Daher kann hier auf eine Betrachtung zusammengesetzter Wandlängen zur Überprüfung der Mindestwandlängen zusätzlich zu (3) verzichtet werden.	-	
(5)	Massenunterschied zweier aufeinander folgender Geschosse < 20 % Für die beiden vorhandenen Geschosse ergibt sich durch eine Überschlagsrechnung zur Berücksichtigung der Wandeigengewichte, der Deckeneigengewichte und des Dachgewichts kein signifikanter Massenunterschied zwischen den beiden Geschossen.	✓	
	Unterschied zwischen den Querschnittsflächen der Schubwände in beiden orthogonalen Richtungen zweier aufeinander folgender Geschosse kleiner als 30 %	✓	
(6)	Verbindung von Schubwänden unbewehrter Mauerwerksbauten in einer Richtung mit Wänden in der dazu orthogonalen Richtung in einem maximalen Abstand von 7 m	✓	

Die vorhandene Schubwandfläche ist in beiden Richtungen größer als die erforderliche Schubwandfläche und die Regeln für einfache Mauerwerksbauten sind in Erdbebenzone 3 in Kombination mit der Untergrundkombination C-S erfüllt. Das

gleiche Gebäude ließe sich auch in der Erdbebenzone 1 unabhängig von der Untergrundkombination sowie in der Erdbebenzone 2 bei Untergrundkombinationen A-R, B-T und C-S (siehe Bild 3.3) vereinfacht nachweisen!

#### 4.2 Beispiel 2: Mehrfamilienhaus – Rechnerischer Nachweis

Die Standsicherheitsnachweise des Mehrfamilienhauses unter Vertikal- und Horizontallasten aus Erdbeben werden mit dem Softwarepaket MINEA schnell und effektiv durchgeführt. Die Berechnung erfolgt anhand einer Berechnung am Ersatzstab. Die Erdbebenbeanspruchungen werden mit dem vereinfachten Antwortspektrumverfahren ermittelt, da die Anforderung

von Tafel 3.3, Fußnote d) – 50 % der Wandquerschnittsfläche in SFK 4 oder höher – nicht erfüllt ist.

Das vorliegende Bauwerk wird für eine Erdbebeneinwirkung in der Erdbebenzone 1 mit dem Untergrund C-S berechnet. Das Gebäude ist als Wohnhaus in die Bedeutungskategorie II mit einem Bedeutungsfaktor  $\gamma_1$  von 1,0 einzuordnen. Für die Außenwände wird ein wärmedämmender Leichtbetonhohlblock der Steifigkeitsklasse 2 mit Rohdichteklasse 0,4

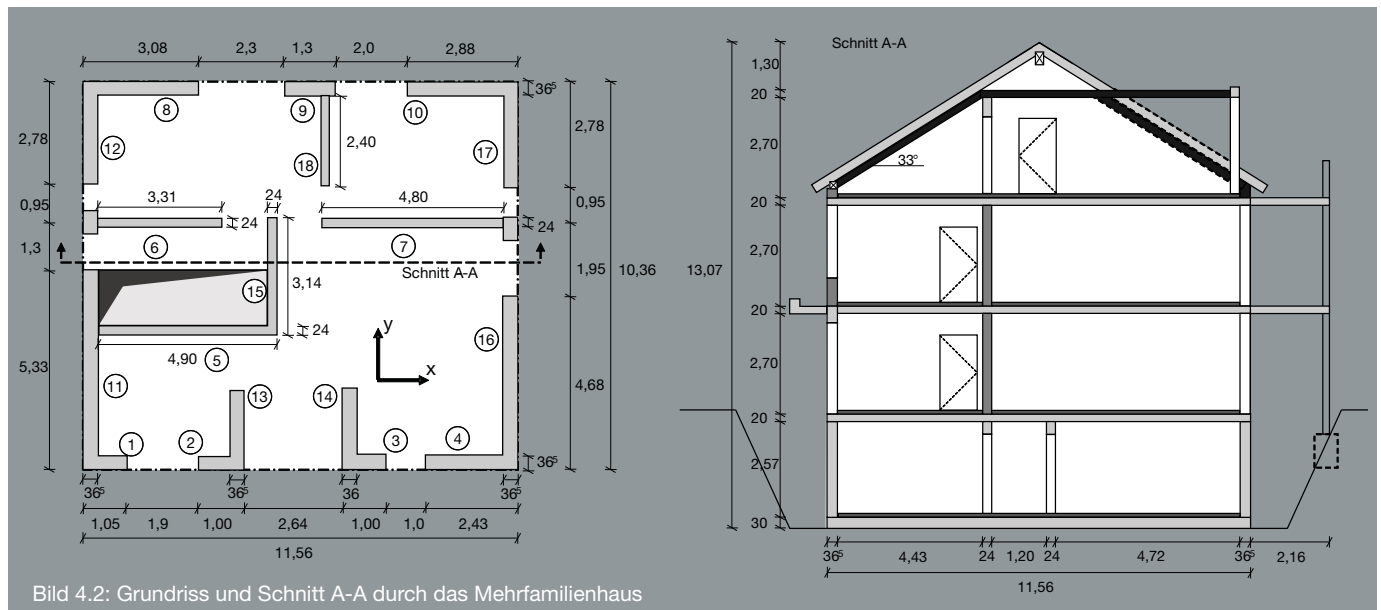


Bild 4.2: Grundriss und Schnitt A-A durch das Mehrfamilienhaus

Tafel 4.4: Stockwerkslasten

		Decke über Erdgeschoss	Decke über Obergeschoss	Dachkonstruktion
Deckenlasten	Geschossfläche	$A_{EG} = 105,63 \text{ m}^2$	$A_{OG} = 105,63 \text{ m}^2$	$A_{\text{Grundfläche}} = 105,63 \text{ m}^2$
	Ständige Lasten	Stahlbetondecke inkl. Bodenaufbau	Stahlbetondecke inkl. Bodenaufbau	Satteldachkonstruktion
		$g_k = 6,50 \text{ kN/m}^2$	$g_k = 6,50 \text{ kN/m}^2$	$g_k = 2,50 \text{ kN/m}^2$ (auf die GF bezogen)
	Veränderliche Lasten	Nutzlast inkl. Trennwandzuschlag	Nutzlast inkl. Trennwandzuschlag	Schneelast Dach
		$q_k = 2,70 \text{ kN/m}^2$	$q_k = 2,70 \text{ kN/m}^2$	$q_k = 0,45 \text{ kN/m}^2$
		$\varphi$ -Beiwert	0,7	1,0
	$\psi_2$ -Beiwert	0,3	0,3	0,5
Wandlasten	Wandfläche	$A_{\text{Außenwände}} = 11,33 \text{ m}^2$ $A_{\text{Innenwände}} = 4,47 \text{ m}^2$	$A_{\text{Außenwände}} = 11,33 \text{ m}^2$ $A_{\text{Innenwände}} = 4,47 \text{ m}^2$	-
	Wandhöhe	$h = 2,90 \text{ m}$	$h = 1,45 \text{ m}$	-
	Dichte	$\rho_{\text{Außenwände}} = 0,50 \text{ t/m}^3$ $\rho_{\text{Innenwände}} = 2,0 \text{ t/m}^3$	$\rho_{\text{Außenwände}} = 0,50 \text{ t/m}^3$ $\rho_{\text{Innenwände}} = 2,0 \text{ t/m}^3$	-
	Eigengewicht	$G_{k,W} = 42,36 \text{ t}$ $= 415,52 \text{ kN}$	$G_{k,W} = 21,18 \text{ t}$ $= 207,76 \text{ kN}$	-
Summe	$\Sigma G_{k,j}$	$105,63 \cdot 6,5 + 415,52$ $= 1102,11 \text{ kN}$	$105,63 \cdot 6,5 + 207,76$ $= 894,35 \text{ kN}$	$105,63 \cdot 2,5$ $= 264,08 \text{ kN}$
	$\Sigma \varphi \cdot \psi_2 \cdot Q_{k,i}$	$105,63 (2,7 \cdot 0,7 \cdot 0,3)$ $= 59,89 \text{ kN}$	$105,63 (2,7 \cdot 1,0 \cdot 0,3)$ $= 85,56 \text{ kN}$	$105,63 (0,45 \cdot 1,0 \cdot 0,5)$ $= 23,77 \text{ kN}$
	$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \varphi \cdot \psi_2 \cdot Q_{k,i}$	$1162,00 \text{ kN} \approx 118,45 \text{ t}$	$979,91 \text{ kN} \approx 99,89 \text{ t}$	$287,84 \text{ kN} \approx 29,34 \text{ t}$

verwendet und die Innenwände werden mit einem Leichtbetonvollblock der Steifheitsklasse 20 mit Rohdichteklasse 2,0 ausgeführt. Die Abmessungen können Bild 4.2 entnommen werden.

#### 4.2.1 Grundlagen des Standsicherheitsnachweises

Der rechnerische Nachweis wird mit den in Tafel 4.4 zusammengefassten Belastungen, die sich aus den ständigen und veränderlichen Lasten ergeben, geführt.

Die Bestimmung der Erdbebeneinwirkung erfolgt unter Berücksichtigung aller Massen aus Vertikallasten mit folgender Kombination:

$$\sum G_{k,j} \oplus \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

Die veränderlichen Einwirkungen werden dabei mit dem Kombinationsbeiwert  $\psi_E$  abgemindert, der berücksichtigt, dass die veränderlichen Lasten nicht in voller Größe während des Erdbebens vorhanden sind. Dieser setzt sich zusammen aus dem Beiwert  $\varphi$  in Abhängigkeit von der Lage im Gebäude und dem Beiwert  $\psi_2$  zur Berechnung des quasi-ständigen Wertes der veränderlichen Einwirkung. Die Nutzlasten fallen in die Kategorie A, wonach sich die in Tafel 4.4 angegebenen Werte für  $\varphi$  nach DIN EN 1998-1/NA Tabelle 5 ergeben. Der Kombinationsbeiwert  $\psi_2$  kann DIN EN 1990/NA entnommen werden. Entsprechend der DIN EN 1998-1/NA wird eine Schneelast mit einem Kombinationsbeiwert  $\psi_2 = 0,5$  angesetzt.

Die Masse der Dachkonstruktion beträgt mit 29,34 t weniger als 50 % des Obergeschosses. Somit wird das Dachge-

schoss nicht als Vollgeschoss berücksichtigt und die Masse der Dachkonstruktion bei der Masse des Obergeschosses berücksichtigt. Damit hat das Gebäude zwei Vollgeschosse mit den jeweiligen Massen  $m_1 = 118,45 \text{ t}$  und  $m_2 = 99,89 + 29,34 = 129,23 \text{ t}$ .

#### 4.2.2 Materialkennwerte

Zur Ausführung soll Mauerwerk aus Leichtbeton-Plansteinen mit Dünnbettmörtel mit folgenden charakteristischen Druckfestigkeiten des Mauerwerks  $f_k$  kommen:

Außenwände: Hbl-P 2/DM:  $f_k = 0,9 \text{ MN/m}^2$

Innenwände: Vbl-P 20/DM:  $f_k = 10 \text{ MN/m}^2$

Der Elastizitätsmodul  $E$  von Mauerwerk berechnet sich aus  $K_E \cdot f_k$ . Nach DIN EN 1996-1-1/NA, Tabelle NA.12 ist für Leichtbetonsteine eine Kennzahl  $K_E$  von 950 zu verwenden. Der Schubmodul  $G$  darf zu 40 % des Elastizitätsmoduls angenommen werden. Beispielhaft ergeben sich für Wand 1 der Elastizitätsmodul und der Schubmodul zu:

$$E = K_E \cdot f_k = 950 \cdot 0,9 = 855 \text{ MN/m}^2$$

$$G = 0,4 \cdot K_E \cdot f_k = 0,4 \cdot 950 \cdot 0,9 = 342 \text{ MN/m}^2$$

Die Haftscherfestigkeit  $f_{vk0}$  beträgt für alle Wände  $0,22 \text{ MN/m}^2$ . Die Materialkennwerte der Wände sind in Tafel 4.5 zusammengestellt.

Tafel 4.5: Materialkennwerte der Einzelwände

Wand	$f_{st}$ (1,25 · SFK) [MN/m <sup>2</sup> ]	$f_m$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$f_k$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$f_{vk0}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$E$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$G$ [MN/m <sup>2</sup> ]
1	2,5	10,0	0,9	0,22	855	342
2	2,5	10,0	0,9	0,22	855	342
3	2,5	10,0	0,9	0,22	855	342
4	2,5	10,0	0,9	0,22	855	342
5	25,0	10,0	10,0	0,22	9500	3800
6	25,0	10,0	10,0	0,22	9500	3800
7	25,0	10,0	10,0	0,22	9500	3800
8	2,5	10,0	0,9	0,22	855	342
9	2,5	10,0	0,9	0,22	855	342
10	2,5	10,0	0,9	0,22	855	342
11	2,5	10,0	0,9	0,22	855	342
12	2,5	10,0	0,9	0,22	855	342
13	2,5	10,0	0,9	0,22	855	342
14	2,5	10,0	0,9	0,22	855	342
15	25,0	10,0	10,0	0,22	9500	3800
16	2,5	10,0	0,9	0,22	855	342
17	2,5	10,0	0,9	0,22	855	342
18	25,0	10,0	10,0	0,22	9500	3800

### 4.2.3 Tragwerksmodell

Die Ermittlung der Einwirkungen kann in Abhängigkeit von der Tragkonstruktion an einem ebenen oder räumlichen Modell mit dem vereinfachten oder multimodalen Antwortspektrumverfahren erfolgen. Die Modellbildung anhand zweier ebener Modelle ist zulässig, wenn das Gebäude die Regelmäßigkeitskriterien im Grundriss erfüllt. Erfüllt das Gebäude auch noch die Regelmäßigkeitskriterien im Aufriss, kann das vereinfachte Antwortspektrumverfahren angewendet werden. Zur Bestimmung des erforderlichen Modells und der Art der Einwirkungsermittlung werden zunächst die Systemeigenschaften und -steifigkeiten ermittelt, mit denen die Beurteilung des Gebäudes durchgeführt wird.

#### 4.2.3.1 Systemsteifigkeiten

Die Steifigkeit des Systems setzt sich aus den Einzelwandsteifigkeiten zusammen. Dafür dürfen nach Tafel 3.4 in der Erdbebenzone 1 alle aussteifenden Wände angesetzt werden, deren  $l/h$  Verhältnis größer als 0,27 ist. Da ausschließlich geschosshohe Öffnungen vorliegen entspricht die größte lichte Höhe  $h$  der Geschosshöhe von 2,9 m. Daraus ergibt sich eine minimale Wandlänge von 0,783 m, die geringer als die vorhandenen Wandlängen ist. Zusätzlich sind an die ansetzbaren Schubwände noch Anforderungen an die Dicke und Schlankheit gestellt, welche für die Erdbebenzone 1 nach DIN EN 1996-1-1 geregelt sind. Die Schlankheit einer Wand darf nach Tafel 3.4 nicht größer als 27 sein und nach DIN EN 1998-1/NA nicht größer als 18 in Erdbebenzone 2 und

15 in Erdbebenzone 3. Die Grenzwerte werden von allen Wänden in allen Erdbebenzonen nicht überschritten. Die erforderliche Mindestdicke beträgt 115 mm, welche geringer als die tatsächlichen Wanddicken ist. In diesem Beispiel dürfen somit alle Wände berücksichtigt werden.

Die Bestimmung der Einzelwandsteifigkeiten basiert auf der Wandgeometrie sowie den Materialdaten der Wände. Anhand von Wandscheibe 1 wird exemplarisch die Bestimmung der Steifigkeit vorgestellt. Wandscheibe 1 hat eine rechnerische Länge von 1,05 m und eine Dicke von 0,365 m. Daraus ergibt sich der Steifigkeitsbeitrag in x-Richtung zu:

$$k_{x,1} = E \cdot I_{x,1} = 855 \cdot \frac{0,365 \cdot 1,050^3}{12} = 30,11 \text{ MN m}^2$$

Die Berücksichtigung der Schubverformungen kann nach Müller und Keintzel [8] vereinfachend über die Reduzierung der Wandträgheitsmomente erfolgen:

$$k_{x,1\text{mod}} = \frac{EI}{1 + 3,64 \cdot \frac{EI}{h^2 \cdot GA}}$$

$$= \frac{30,11}{1 + 3,64 \cdot \frac{30,11}{5,8^2 \cdot 341 \cdot 1,050 \cdot 0,365}} = 29,38 \text{ MN m}^2$$

Die Einzelwandsteifigkeiten der anderen Wände lassen sich analog bestimmen und sind in Tafel 4.6 zusammengefasst.

Tafel 4.6: Geometrie und Steifigkeit der Einzelwände

Wand	Länge [m]	Dicke [m]	Richtung [-]	$x_s$ [m]	$y_s$ [m]	$r_{s,x}$ [m]	$r_{s,y}$ [m]	E [MN/m <sup>2</sup> ]	$I_{(x,y),\text{mod}}$ [m <sup>4</sup> ]	$EI_{(x,y),\text{mod}}$ [MNm <sup>2</sup> ]
1	1,05	0,365	x-Richtung	0,53	0,00	-4,71	-5,30	855	0,034	29,38
2	1,00	0,365	x-Richtung	3,45	0,00	-1,79	-5,30	855	0,030	25,43
3	1,00	0,365	x-Richtung	7,45	0,00	2,21	-5,30	855	0,030	25,43
4	2,25	0,365	x-Richtung	10,08	0,00	4,84	-5,30	855	0,311	265,88
5	4,90	0,240	x-Richtung	2,45	3,55	-2,79	-1,75	9500	1,527	14503,38
6	3,31	0,240	x-Richtung	1,84	6,45	-3,40	1,15	9500	0,583	5538,64
7	4,81	0,240	x-Richtung	8,61	6,45	3,37	1,15	9500	1,463	13896,43
8	2,90	0,365	x-Richtung	1,45	10,00	-3,79	4,70	855	0,624	533,18
9	1,30	0,365	x-Richtung	5,85	10,00	0,61	4,70	855	0,064	55,04
10	2,70	0,365	x-Richtung	9,85	10,00	4,61	4,70	855	0,514	439,63
11	5,15	0,365	y-Richtung	0,00	2,58	-5,24	-2,72	855	2,600	2223,07
12	2,60	0,365	y-Richtung	0,00	8,70	-5,24	3,40	855	0,464	396,64
13	2,00	0,365	y-Richtung	3,95	1,00	-1,29	-4,30	855	0,223	190,84
14	2,00	0,365	y-Richtung	6,95	1,00	1,71	-4,30	855	0,223	190,84
15	3,02	0,240	y-Richtung	4,90	5,07	-0,34	-0,23	9500	0,457	4340,82
16	4,50	0,365	y-Richtung	11,20	2,25	5,96	-3,05	855	1,903	1627,08
17	2,60	0,365	y-Richtung	11,20	8,70	5,96	3,40	855	0,464	396,64
18	2,58	0,240	y-Richtung	6,30	8,71	1,06	3,41	9500	0,299	2837,23

Aus den Einzelwänden lässt sich die Gesamtsteifigkeit in x- bzw. y-Richtung und die Torsionssteifigkeit ermitteln:

$$k_x = \sum_{i=1}^{10} EI_{x,i,mod} = 35312,43 \text{ MNm}^2$$

$$k_y = \sum_{i=1}^8 EI_{y,i,mod} = 12203,17 \text{ MNm}^2$$

$$k_T = \sum_{i=1}^{10} k_{x,i} \cdot r_{s,y,i}^2 + \sum_{i=1}^8 k_{y,i} \cdot r_{s,x,i}^2 = 250929,41 \text{ MNm}^4$$

Dabei sind  $r_{s,y,i}$  und  $r_{s,x,i}$  die senkrechten Abstände der Aussteifungselemente zum Steifigkeitsmittelpunkt, dessen Koordinaten  $x_s$  und  $y_s$  mit:

$$x_s = \frac{\left\{ \sum_{i=1}^{10} x_{ws,i} \cdot EI_{x,mod,i} \right\}}{k_y} = 5,24 \text{ m und}$$

$$y_s = \frac{\left\{ \sum_{i=1}^8 y_{ws,i} \cdot EI_{y,mod,i} \right\}}{k_x} = 5,30 \text{ m bestimmt werden.}$$

#### 4.2.3.2 Überprüfung der Regelmäßigkeitskriterien

Kriterien für die Regelmäßigkeit im Aufriss werden in DIN EN 1998-1 Abschnitt 4.2.3.3 geregelt. Die Schubwände müssen von der Gründung bis zur Oberkante durchgehen, und die Horizontalsteifigkeit und Masse der einzelnen Geschosse muss konstant bzw. ohne sprunghafte Änderungen vom Fundament bis zur Gebäudespitze abnehmen. Beide Anforderungen werden hier erfüllt. Weitere Bedingungen sind an Rücksprünge geknüpft, die hier aufgrund der Grundrisskonfiguration keine Rolle spielen (Tafel 4.7).

Der Abschnitt 4.2.3.2 der DIN EN 1998-1 regelt die Kriterien der Regelmäßigkeit im Grundriss. Der Grundriss muss hinsichtlich der Verteilung der horizontalen Steifigkeit und Masse ungefähr symmetrisch bezüglich zweier rechtwinklig zueinanderstehender Achsen sein. Das Gebäude besitzt einen rechteckigen Grundriss mit einem Verhältnis der Gebäudeabmessungen von  $L_{max}/L_{min} = 11,20/10,00 = 1,12$ , welches kleiner als 4 ist. Somit sind die Anforderungen der Norm erfüllt. Die Decken weisen entsprechend der Norm eine Scheibenwirkung

auf und können die auftretenden Horizontalkräfte infolge seismischer Belastung auf die tragenden Wände verteilen. Weiterhin muss für den Torsionsradius  $r$  mit den im vorangegangenen Abschnitt ermittelten Kenngrößen gelten:

$$e_{0x} \leq 0,3 \cdot r_x = 0,3 \cdot \sqrt{\frac{k_T}{k_y}} \quad \text{und} \quad r_x \geq l_s$$

Die tatsächliche Exzentrizität  $e_0$  ergibt sich aus dem Abstand zwischen Massenschwerpunkt und Steifigkeitsmittelpunkt, der mit den in Tafel 4.6 angegebenen Werten bestimmt wird:

$$x_s = \frac{\sum_i E_{y,i} \cdot I_{y,i} \cdot x_{x,i}}{\sum_i E_{y,i} \cdot I_{y,i}} = 5,24 \text{ m}$$

$$y_s = \frac{\sum_i E_{x,i} \cdot I_{x,i} \cdot y_{y,i}}{\sum_i E_{x,i} \cdot I_{x,i}} = 5,30 \text{ m}$$

Die Koordinaten des Massenschwerpunkts sind  $x_M = 5,577 \text{ m}$  und  $y_M = 5,065 \text{ m}$ . Damit ergibt sich die tatsächliche Exzentrizität  $e_0$  in x-Richtung zu  $e_{0x} = 0,31 \text{ m}$  und in y-Richtung zu  $e_{0y} = 0,16 \text{ m}$ .

Überprüfung der Kriterien für den Torsionsradius ergibt:

$$e_{0x} = 0,31 \text{ m} \leq 0,3 \cdot \sqrt{\frac{250929,41}{12203,17}} = 1,36 \text{ m}$$

$$\text{und } r_x = 4,54 \text{ m} \geq l_s = 4,33 \text{ m}$$

$$e_{0y} = 0,16 \text{ m} \leq 0,3 \cdot \sqrt{\frac{250929,41}{35312,43}} = 0,80 \text{ m}$$

$$\text{und } r_y = 2,67 \text{ m} \geq l_s = 4,33 \text{ m}$$

Die Regelmäßigkeitskriterien nach DIN EN 1998-1:2010-12 4.2.3.2 werden hier für das Beben in x-Richtung nicht erfüllt (siehe Tafel 4.8). Die Überprüfung der besonderen Regelmäßigkeitskriterien nach DIN EN 1998-1:2010-12 4.3.3.1(8) zeigt jedoch, dass die Kriterien mit Ausnahme von d) erfüllt werden können (siehe Tafel 4.9). Die Berechnung kann unter Erhöhung der Einwirkungen um 25 % anhand eines ebenen Modells nach dem vereinfachten Antwortspektrumverfahren erfolgen, wenn die Periode des Gebäudes die Grenzwerte nach DIN EN 1998-1 Abschnitt 4.3.3.2.1 (2) a) nicht überschreitet.

Tafel 4.7: Regelmäßigkeit im Aufriss nach DIN EN 1998-1:2010-12, Abschnitt 4.2.3.3

(2)	Alle horizontalen Aussteifungssysteme wie Kerne oder tragende Wände müssen ohne Unterbrechung von ihren Gründungen bis zur Oberkante des Gebäudes verlaufen	✓
(3)	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	✓
(5)	Rücksprünge müssen die Bedingungen nach DIN EN 1998-1:2010-12, Abschnitt 4.2.3.3(5) erfüllen	✓

Tafel 4.8: Regelmäßigkeit im Grundriss nach DIN EN 1998-1:2010-12 Abschnitt 4.2.3.2

(2)	Hinsichtlich der Verteilung der horizontalen Steifigkeit und der Masse ist das Bauwerk im Grundriss ungefähr symmetrisch bezüglich zweier rechtwinklig zueinander stehender Achsen.	✓
(3)	Die Grundrissform ist kompakt, d. h. jedes Stockwerk kann durch ein konvexes Polygon umrissen werden. Vorhandene Rücksprünge beeinträchtigen die Steifigkeit der Decke in ihrer Ebene nicht und die Fläche zwischen dem Umriss des Stockwerks und einem konvexen Polygon als Umhüllende des Stockwerks überschreitet die Stockwerksfläche um weniger als 5 %	✓
(4)	Die Steifigkeit der Decke in ihrer Ebene ist im Vergleich zur Horizontalsteifigkeit der vertikalen tragenden Bauteile ausreichend groß, sodass die Verformung der Decke sich nur unwesentlich auf die Verteilung der Kräfte an die vertikalen tragenden Bauteile auswirkt.	✓
(5)	Die Schlankheit des Gebäudes $L_{\max}/L_{\min}$ 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: $\lambda = \frac{L_x}{L_y} = \frac{11,2}{10,0} \leq 1,12$	✓
(6)	Für jede Berechnungsrichtung müssen die tatsächlichen Ausmitte $e_0$ und der Torsionsradius $r$ die beiden folgenden Bedingungen erfüllen: $e_{0x} = 0,31 \leq 0,3 \cdot r_x = 0,3 \cdot 4,54 = 1,36$ und $r_x = 4,54 \geq l_s = 4,33$ $e_{0y} = 0,16 \leq 0,3 \cdot r_y = 0,3 \cdot 2,67 = 0,8$ und $r_y = 2,67 \geq l_s = 4,33$	✗

Tafel 4.9: Besondere Regelmäßigkeit nach DIN EN 1998-1:2010-12 Abschnitt 4.3.3.1(8)

a)	Das Bauwerk besitzt gut verteilte und relativ starre Fassadenteile und Trennwände.	✓
b)	Die Höhe des Bauwerks überschreitet 10 m nicht.	✓
c)	Die Steifigkeit der Decken in ihrer Ebene ist im Vergleich zur horizontalen Steifigkeit der vertikalen tragenden Bauteile ausreichend groß, sodass eine starre Deckenwirkung angenommen werden kann.	✓
d)	Der Mittelpunkt der horizontalen Steifigkeit und der Masse liegen näherungsweise auf einer vertikalen Geraden und für beide horizontalen Berechnungsrichtungen gilt: Beben in x-Richtung: $r_y^2 = 2,67^2 = 7,11 > l_s^2 + e_{0y}^2 = 4,33^2 + 0,16^2 = 18,77$ Beben in y-Richtung: $r_x^2 = 4,52^2 = 20,56 > l_s^2 + e_{0x}^2 = 4,33^2 + 0,31^2 = 18,85$	✗

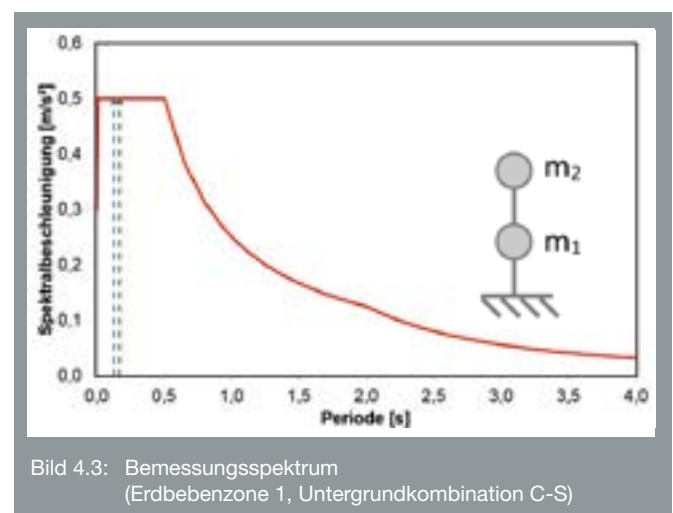
Damit sind die Regelmäßigkeitskriterien im Grundriss erfüllt und die Berechnung kann an zwei ebenen Modellen durchgeführt werden.

#### 4.2.3.3 Erdbebenersatzkräfte in x- und y-Richtung

Zur Ermittlung der Perioden der ersten Eigenform wird das Gebäude durch einen Zweimassenschwinger mit konzentrierten Massen auf den Geschosebenen approximiert mit den Steifigkeiten des Ersatzstabes in x-Richtung von 35312,43 MNm<sup>2</sup> und in y-Richtung von 12203,17 MNm<sup>2</sup>.

Mit den Massen  $m_1 = 118,45$  t und  $m_2 = 129,23$  t und den Geschossteifigkeiten ergeben sich die Eigenperioden zu 0,1 s in x-Richtung und 0,17 s in y-Richtung. Da die Schwingungsdauer in beiden Hauptrichtungen kleiner als  $4 \cdot T_c = 4 \cdot 0,5 = 2,0$  s ist und das dynamische Verhalten des Gebäudes maßgeblich durch die Grundsichwingform beeinflusst wird, darf das

vereinfachte Antwortspektrumverfahren angewendet werden (DIN EN 1998-1 Abschnitt 4.3.3.2.1(2)).



Mit dem Bemessungsspektrum der DIN EN 1998-1/NA für die Erdbebenzone 1, der Untergrundkombination C-S und einem Verhaltensbeiwert von  $q = 1,5$  für unbewehrtes Mauerwerk ergibt sich die Spektralbeschleunigung in x-Richtung und in y-Richtung zu  $0,5 \text{ m/s}^2$ . Der Bedeutungsfaktor  $\gamma_1$  wird hierbei mit  $1,0$  angesetzt.

#### 4.2.3.4 Erdbebenersatzkräfte der Einzelwände

Die Ermittlung der Gesamterdbebenkraft und Verteilung dieser auf die Wände der jeweiligen Stockwerke unter Berücksichtigung von Torsionseinflüssen erfolgt anhand des informativen Anhangs der DIN EN 1998-1/NA für einfache Bauten des üblichen Hochbaus. Das Verfahren darf angewendet werden, wenn der Untergrund keine besonderen Risiken aufweist, das Gebäude in die Bedeutungskategorien I bis III fällt, es maximal 6 Geschosse hat und seine Höhe  $20 \text{ m}$  nicht übersteigt. Weiterhin muss das Gebäude einen kompakten Grundriss mit nahezu symmetrischer Verteilung von Horizontalsteifigkeit und Masse in beiden Hauptrichtungen, Möglichkeiten zur Aufnahme von Torsionswirkungen und quasi starre Decken aufweisen. Dies ist beim betrachteten Grundriss der Fall.

Die Gesamterdbebenkraft  $F_b$  wird mit den ermittelten Beschleunigungen in beiden zu untersuchenden Richtungen bestimmt. Nach DIN EN 1998-1 erfolgt die Berechnung unter Berücksichtigung der Gesamtmasse des Bauwerks.

$$F_{b,x} = S_d(T_1) \cdot M \cdot \lambda = 0,5 \cdot (118,45 + 129,23) \cdot 1,0 = 154,80 \text{ kN}$$

$$F_{b,y} = S_d(T_1) \cdot M \cdot \lambda = 0,5 \cdot (118,45 + 129,23) \cdot 1,0 = 154,80 \text{ kN}$$

Der Korrekturfaktor  $\lambda$  ist bei diesem Gebäude nicht relevant, würde aber bei hohen Gebäuden (Stockwerksanzahl  $\geq 3$ ) berücksichtigen, dass die effektive modale Masse um durchschnittlich  $15 \%$  geringer ist als die Gesamtmasse.

Die Verteilung der Gesamterdbebenkräfte erfolgt massen- und höhenproportional auf die einzelnen Stockwerke.

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum_{j=1}^n z_j \cdot m_j}$$

Tafel 4.10: Verteilung der Gesamterdbebenkräfte auf die Stockwerke

		x-Richtung	y-Richtung
	$F_2$ [kN]	106,15	106,15
	$F_1$ [kN]	48,65	48,65
	$F_b$ [kN]	154,80	154,80

Die Horizontalkräfte werden entsprechend der jeweiligen Wandsteifigkeiten auf die Einzelwände verteilt. Die Verteilung der Horizontalkräfte erfolgt unter Berücksichtigung der Torsionswirkungen, wofür die im Kapitel 3.5.3 beschriebenen Verfahren zur Verfügung stehen. Im Folgenden erfolgt die Berücksichtigung nach dem genauen Verfahren nach Anhang NA.D4 (2) der DIN EN 1998-1/NA.

Hierbei werden die tatsächliche Exzentrizität  $e_0$ , die zufällige Exzentrizität  $e_1$  und die zusätzliche Exzentrizität  $e_2$  berücksichtigt und getrennt für beide Richtungen ermittelt:

$$e_{\min} = 0,5 \cdot e_0 - e_1$$

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

Die tatsächliche Exzentrizität wurde bereits im Abschnitt 4.2.3.2 zu  $e_{0x} = 0,31 \text{ m}$  und  $e_{0y} = 0,16 \text{ m}$  berechnet. Die zufällige Exzentrizität ermittelt sich in beiden Richtungen zu:

$$e_1 = 0,05 \cdot L_1$$

$$e_{1,x} = 0,05 \cdot 11,20 = 0,56 \text{ m}$$

$$e_{1,y} = 0,05 \cdot 10,00 = 0,50 \text{ m}$$

Die zusätzliche Exzentrizität berücksichtigt die dynamische Wirkung von gleichzeitigen Translations- und Torsionsschwingungen:

$$e_2 = 0,1 \cdot (L + B) \cdot \sqrt{\frac{10 \cdot e_0}{L}} \leq 0,1 \cdot (L + B)$$

$$e_{2,x} = 0,1 \cdot (11,20 + 10,00) \cdot \sqrt{\frac{10 \cdot 0,31}{11,20}} = 1,12 \text{ m} \leq 0,1 \cdot (11,20 + 10,00) = 2,12 \text{ m}$$

$$e_{2,y} = 0,1 \cdot (11,20 + 10,00) \cdot \sqrt{\frac{10 \cdot 0,16}{10,00}} = 0,85 \text{ m} \leq 0,1 \cdot (11,20 + 10,00) = 2,12 \text{ m}$$

Weist das Gebäude eine gute Torsionsaussteifung auf, so kann die zusätzliche Exzentrizität auch wie folgt bestimmt werden. Obwohl das Gebäude durch die zentrale Anordnung der tragfähigen, langen Schubwände über eine geringe Torsionssteifigkeit verfügt, wird die Berechnung im Folgenden exemplarisch durchgeführt. Es ist nicht damit zu rechnen, dass die mit dem folgenden Ansatz ermittelten zusätzlichen Exzentrizitäten maßgebend werden.

$$e_2 = \frac{1}{2 \cdot e_0} \cdot \left( I_s^2 - e_0^2 - r^2 + \sqrt{(I_s^2 + e_0^2 - r^2)^2 + 4 \cdot e_0^2 \cdot r^2} \right)$$

Dabei ist  $I_s$  der Trägheitsradius und  $r$  das Trägheitsmoment in x- bzw. y-Richtung. Das Quadrat des Trägheitsradius ergibt sich für rechteckige Grundrisse zu:

$$I_s^2 = \frac{L^2 + B^2}{12} = \frac{11,20^2 + 10,00^2}{12} = 18,79 \text{ m}^2$$

Dabei ergibt sich das Quadrat des Torsionsradius zu:

$$r^2 = \frac{\sum_j I_j r_j^2 + \sum_k I_k r_k^2}{\sum_j I_j} \text{ bzw. } r_{y/x}^2 = \frac{k_r}{k_{x/y}}$$

Die Werte für  $I_y$ ,  $I_k$  sowie für  $r_j$ ,  $r_k$  sind in Tafel 4.6 aufgeführt. Mit der Torsionssteifigkeit  $k_T = 250929407 \text{ kNm}^4$ , einer Steifigkeit  $k_x = 35312427 \text{ kNm}^2$  und  $k_y = 12203174 \text{ kNm}^2$  ergibt sich das Quadrat des Torsionsradius mit der angegebenen Formel in x-Richtung zu  $20,56 \text{ m}^2$  und in y-Richtung zu  $7,11 \text{ m}^2$ . Mit diesen Kennwerten kann die zusätzliche Exzentrizität ermittelt werden:

$$e_{2,x} = \frac{1}{2 \cdot 0,31} \left[ 18,79 - 0,31^2 - 20,56 + \sqrt{(18,79 + 0,31^2 - 20,56)^2 + 4 \cdot 0,31^2 \cdot 20,56} \right]$$

$$= 2,28 \text{ m} > 1,12 \text{ m} \rightarrow \text{nicht maßgebend}$$

$$e_{2,y} = \frac{1}{2 \cdot 0,16} \left[ 18,79 - 0,16^2 - 7,11 + \sqrt{(18,79 + 0,16^2 - 7,11)^2 + 4 \cdot 0,16^2 \cdot 7,11} \right]$$

$$= 73,54 \text{ m} > 0,85 \text{ m} \rightarrow \text{nicht maßgebend}$$

Mit den ermittelten Exzentrizitäten ergeben sich die in Tafel 4.11 angegebenen anzusetzenden Exzentrizitäten, wobei das Minimum der zusätzlichen Exzentrizität angesetzt wird. Die Verteilung der Erdbebeneinwirkung kann auf die Einzelwandscheiben unter Annahme starrer Deckenscheiben ermittelt werden.

Die Verteilung der Horizontalkräfte auf die Einzelwände erfolgt steifigkeitsproportional unter Berücksichtigung des Torsionsinflusses. Beim genauen Ansatz nach DIN EN 1998-1/NA muss der ungünstigste Fall untersucht werden, daher muss bei jeder Wand die ungünstigste Kombination aus Translation und Rotation angesetzt werden. Exemplarisch ist das für Wand 8 für die Bebenrichtung x bei der minimalen Exzentrizität  $e_{\min}$  der Fall. Somit ergibt sich für:

$$s_{8,x} = \frac{k_{8,x}}{k_x} \cdot \left( 1 - \frac{e_{\min,y} \cdot k_x \cdot r_{8,y}}{k_T} \right)$$

$$\frac{533184}{35312427} \cdot \left( 1 - \frac{-0,403 \cdot 35312427 \cdot 4,70}{250929407} \right) = 0,019$$

Tafel 4.11: Tatsächliche, zufällige und zusätzliche Exzentrizitäten

	Exzentrizität				
	$e_0$ (tatsächlich)	$e_1$ (zufällig)	$e_2$ (zusätzlich)	$e_{\min}$	$e_{\max}$
x-Richtung	0,314 m	0,560 m	1,123 m	-0,403 m	1,998 m
y-Richtung	0,159 m	0,500 m	0,845 m	0,420 m	1,504 m

Tafel 4.12: Erdbebeneinwirkung

Wand	Wandfuß			Wandhöhenmitte			Wandkopf		
	$M_{Ed}$	$N_{Ed}$	$V_{Ed}$	$M_{Ed}$	$N_{Ed}$	$V_{Ed}$	$M_{Ed}$	$N_{Ed}$	$V_{Ed}$
	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]
1	1,62	44,31	0,33	1,14	41,59	0,33	1,20	38,86	35,31
2	1,40	41,50	0,29	0,98	38,90	0,29	1,04	36,31	33,00
3	1,40	30,02	0,29	0,98	27,43	0,29	1,04	24,83	22,74
4	14,64	82,04	2,99	10,30	76,20	2,99	10,88	70,36	64,12
5	471,76	259,35	96,50	331,83	225,89	96,50	306,05	192,44	179,08
6	138,30	276,70	28,29	97,28	254,07	28,29	87,35	231,45	211,65
7	347,00	407,23	70,98	244,08	374,39	70,98	219,17	341,55	312,20
8	19,48	125,83	3,99	13,70	118,30	3,99	15,71	110,77	100,59
9	2,01	61,69	0,41	1,41	58,32	0,41	1,62	54,94	49,82
10	16,06	109,29	3,29	11,30	102,28	3,29	12,95	95,27	86,63
11	167,84	125,45	34,33	118,06	112,08	34,33	108,31	98,71	91,05
12	29,95	79,25	6,13	21,06	72,50	6,13	19,32	65,75	60,19
13	12,47	136,34	2,55	8,77	131,15	2,55	7,00	125,95	113,66
14	14,25	208,65	2,92	10,02	203,46	2,92	8,09	198,27	178,28
15	272,94	215,85	55,83	191,99	195,23	55,83	146,78	174,61	160,42
16	172,58	200,59	35,30	121,39	188,91	35,30	107,56	177,23	160,86
17	42,07	78,47	8,61	29,59	71,72	8,61	26,22	64,97	59,50
18	198,25	180,80	40,55	139,45	163,19	40,55	109,91	145,57	133,84

und bei einem Beben in y-Richtung

$$s_8 = e_{\max,x} \cdot \frac{k_{8,x} \cdot r_{8,y}}{k_T} = 1,998 \cdot \frac{533184 \cdot 4,70}{250929407} = 0,020$$

mit  $r_{8,y}$  als Abstand zwischen der Wand 8 und dem Steifigkeitsmittelpunkt.

#### 4.2.3.5 Kombination der Erdbebeneinwirkungen

Da das Gebäude die Regelmäßigkeitskriterien im Grundriss erfüllt, erfolgt der Nachweis der Bauteile ohne eine Kombination der Erdbebeneinwirkungen in den beiden Hauptrichtungen.

#### 4.2.4 Nachweis nach DIN EN 1996-1-1

Im Nachfolgenden werden die Nachweise mit den ermittelten Erdbebeneinwirkungen geführt. Nach DIN EN 1998-1/NA Tabelle 11 wird für Mauerwerk der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_M$  von 1,2 angesetzt. Die Einwirkungen werden durch Kombination der charakteristischen Werte der ständigen Einwirkungen  $G_{k,j}$ , der veränderlichen Einwirkungen  $Q_{k,i}$  und der Erdbebeneinwirkung  $A_{Ed}$  ermittelt.

$$E_d = \sum G_{k,j} \oplus A_{E,d} \oplus \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Damit ergeben sich die in der Tafel 4.12 dargestellten Einwirkungen auf die Einzelwände des Erdgeschosses. Die Normalkräfte in den Wänden wurden mit dem Programm MINEA über Lastezugsflächen ermittelt.

Tafel 4.13: Nachweis Normalkraft am Wandfuß (EG)

Wand	$e_{\text{Scheibenrichtung}}$ [m]	$e_{\text{Plattenrichtung}}$ [m]	$\phi_{  }$ [-]	$\phi_{\text{senk}}$ [-]	$\phi_{\text{komb}}$ [-]	$N_{Rd}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]	Nachweis
1	0,036	0,018	0,930	0,900	0,837	240,71	44,31	✓
2	0,034	0,018	0,933	0,900	0,839	229,75	41,50	✓
3	0,047	0,018	0,907	0,900	0,816	223,40	30,02	✓
4	0,178	0,018	0,841	0,900	0,757	466,43	82,04	✓
5	1,819	0,012	0,258	0,900	0,232	2271,51	259,35	✓
6	0,500	0,012	0,698	0,900	0,628	4163,99	276,70	✓
7	0,852	0,012	0,646	0,900	0,581	5590,46	407,23	✓
8	0,155	0,018	0,893	0,900	0,804	638,28	125,83	✓
9	0,033	0,018	0,950	0,900	0,855	304,22	61,69	✓
10	0,147	0,018	0,891	0,900	0,802	592,78	109,29	✓
11	1,338	0,018	0,480	0,900	0,432	609,55	125,45	✓
12	0,378	0,018	0,709	0,900	0,638	454,37	79,25	✓
13	0,091	0,018	0,909	0,900	0,818	447,69	136,34	✓
14	0,068	0,018	0,932	0,900	0,839	459,09	208,65	✓
15	1,265	0,012	0,163	0,900	0,146	883,77	215,85	✓
16	0,860	0,018	0,618	0,900	0,556	684,75	200,59	✓
17	0,536	0,018	0,588	0,900	0,529	376,40	78,47	✓
18	1,097	0,012	0,150	0,900	0,135	696,54	180,80	✓

#### 4.2.4.1 Normalkraftnachweis am Wandfuß für kombinierte Beanspruchung

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss die einwirkende vertikale Belastung kleiner oder gleich dem Bemessungswert des Tragwiderstandes  $N_{Rd}$  sein. Der Nachweis unter vertikaler Belastung ist nach Abschnitt 6.4 der DIN EN 1998-1 unter kombinierter vertikaler und horizontaler Belastung zu führen. Die Kombination wird durch Anwendung des Abminderungsfaktors berücksichtigt. Die Kombination der Beanspruchung erfolgt durch Berücksichtigung der maßgebenden Ausmitte.

$$N_{Rd} = \phi \cdot t \cdot l \cdot f_d = \phi \cdot t \cdot l \cdot \frac{\xi \cdot f_k}{\gamma_M}$$

- $\phi$  Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Schlankheit und Lastausmitte
- $t$  Wanddicke
- $l$  Wandlänge
- $f_k$  Mauerwerksdruckfestigkeit
- $\gamma_M$  Teilsicherheitsbeiwert
- $\xi$  Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung von Langzeiteinwirkungen, für kurzzeitige Beanspruchungsarten:  $\xi = 1,0$

Für Wandquerschnitte kleiner als 0,1 m<sup>2</sup> ist die Druckfestigkeit nach DIN EN 1996-1-1 Abschnitt 6.1.2.1(3) mit dem Faktor (0,7 + 3 · A) abzumindern, wobei A die belastete Bruttoquerschnittsfläche ist. Bei überwiegend biegebeanspruchten Querschnitten in Wandlängsrichtung, wie das unter Erdbebenbelastung der Fall ist, ergibt sich der Abminderungsfaktor  $\phi$  nach DIN EN 1996-1-1/NA Abschnitt 6.1.2.2 (NA.3) zu:

$$\phi = \phi_{||} = 1 - 2 \cdot \frac{e_w}{l} = 1 - 2 \cdot \frac{M_{Ewd}}{N_{Ed} \cdot l}$$

Findet nicht nur um die starke, sondern auch um die schwache Wandachse eine Belastung statt, kann der Abminderungsfaktor nach DIN EN 1996-1-1/NA Abschnitt 6.1.2.2(NA.iii) vereinfachend durch Multiplikation der Abminderungsfaktoren in Scheibenrichtung und senkrecht dazu erfolgen.

Im Folgenden wird von einer zentrierten Lasteinleitung ohne Berücksichtigung von Lastausmitten senkrecht zur Wand ausgegangen, so dass lediglich der Minimalwert der Exzentrizität quer zur Wandrichtung von 0,05 t berücksichtigt wird.

### Scheibenrichtung

Für die Wand 8 ergibt sich die Ausmitte  $e_w$  zu

$$e_{w,8} = \frac{M_{Ewd}}{N_{Ed}} = \frac{19,48}{125,53} = 0,155 \text{ m}$$

Damit ergibt sich der Abminderungsfaktor

$$\phi_{II,8} = 1 - 2 \cdot \frac{0,155}{2,9} = 0,893$$

### Plattenrichtung

Die Ausmitte  $e_i$  in Querrichtung wird mit dem Minimalwert angenommen

$$0,05 t = 0,05 \cdot 0,365 = 0,018 \text{ m}$$

Damit wird

$$\phi_{\text{senk},8} = 1 - 2 \cdot \frac{0,018}{0,365} = 0,900$$

Unter Berücksichtigung der kombinierten Beanspruchung ergibt sich

$$\phi_{\text{komb},8} = 0,893 \cdot 0,900 = 0,804$$

und so der Normkraftwiderstand

$$N_{Rd} = 0,804 \cdot 0,365 \cdot 2,9 \cdot \frac{1,0 \cdot 0,9 \cdot 1000}{1,2} = 638,28 \text{ kN} > 125,83 = N_{Ed}$$

Analog lässt sich der Widerstand der anderen Wände berechnen und den Einwirkungen gegenüberstellen.

#### 4.2.4.2 Normkraftnachweis in Wandhöhenmitte für kombinierte Beanspruchung

Für die Berechnung des Normkraftwiderstandes in Wandmitte werden wiederum die Abminderungsfaktoren  $\phi_{m,\text{senk}}$  und  $\phi_{m,II}$  ermittelt, aus denen durch Multiplikation der resultierende Abminderungsbeiwert  $\phi_{m,\text{komb}}$  analog zur Berechnung am Wandfuß ermittelt werden kann.

### Scheibenrichtung

Die Ermittlung für die Scheibenrichtung erfolgt analog zum Vorgehen am Wandfuß mit

$$e_{m,W,8} = \frac{M_{Ewd}}{N_{Ed}} = \frac{13,70}{118,30} = 0,116 \text{ m}$$

für die Wand 8.

Damit ergibt sich der Abminderungsfaktor

$$\phi_{m,II,8} = 1 - 2 \cdot \frac{0,116}{2,90} = 0,920$$

### Plattenrichtung

In Plattenrichtung berechnet sich der Abminderungsfaktor nach DIN EN 1996-1-1/NA Anhang NA.G mit

$$\begin{aligned} \phi_{m,\text{senk}} &= 1,14 \cdot \left( 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t} \right) - 0,024 \cdot \frac{h_{ef}}{t} \leq 1 - 2 \cdot e_{mk}/t \\ &= 1,14 \cdot \left( 1 - 2 \cdot \frac{0,0183}{0,365} \right) - 0,024 \cdot \frac{2,05}{0,365} \\ &= 0,891 \leq 1 - 2 \cdot \frac{0,0183}{0,365} = 0,90 \end{aligned}$$

Darin bedeuten  $e_{mk}$  die Ausmitte der Last in halber Wandhöhe,  $t$  die Wanddicke sowie  $h_{ef}$  die Knicklänge der Wand.

Unter Annahme einer zentrierten Lasteinleitung am Wandkopf und Wandfuß ( $M_{md} = 0$ ) und ohne Ansatz von Horizontallasten in Wandquerrichtung ( $e_{hm} = 0$ ) wird die Ausmitte  $e_{mk}$  nach DIN EN 1996-1-1 6.1.2.2(ii) für Wand 8:

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 t = 0,05 \cdot 0,365 = 0,018$$

mit:

$$e_m = e_{\text{init}}$$

$$e_{\text{init}} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{2,05}{450} = 0,0046$$

$$e_k = 0,002 \cdot \Phi_{\infty} \cdot \frac{h_{ef}}{t} \cdot \sqrt{t e_m}$$

Für die hier 3-seitig gehaltene Wand 8 ergibt sich für die Knicklänge nach DIN EN 1996-1-1/NA NCI zu 5.5.1.2 (NA.12)

$$\begin{aligned} h_{ef} &= \frac{1}{1 + \left( \alpha_3 \frac{\rho^2 \cdot h}{3 \cdot b'} \right)^2} \cdot \rho_2 \cdot h \\ &= \frac{1}{1 + \left( 1,0 \cdot \frac{0,75 \cdot 2,90}{3 \cdot 2,90} \right)^2} \cdot 0,75 \cdot 2,90 \\ &= 2,05 \geq 0,3 \cdot h = 0,3 \cdot 2,9 = 0,87 \end{aligned}$$

Anpassungsfaktor  $\alpha = 1,0$  für Mauerwerk mit einem planmäßigen Überbindemaß von  $l_o/h_u \geq 0,4$

Abminderungsfaktor  $\rho_2 = 0,75$

Abstand  $b' = 2,90 \text{ m}$

Der kombinierte Abminderungsbeiwert  $\phi_{m,\text{komb}}$  ergibt sich damit zu

$$\phi_{m,\text{komb},8} = 0,920 \cdot 0,891 = 0,820$$

Damit ergibt sich der Normkraftwiderstand in Wandmitte für Wand 8:

$$\begin{aligned} N_{Rd,W8,m} &= 0,820 \cdot 2,90 \cdot 0,365 \cdot \frac{1,0 \cdot 0,9 \cdot 1000}{1,2} \\ &= 650,98 \text{ kN} > 118,30 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tafel 4.14: Nachweis Normalkraft in Wandmitte (EG)

Wand	$e_{\text{Scheibenrichtung}}$ [m]	$e_{\text{Plattenrichtung}}$ [m]	$\phi_{m,II}$ [-]	$\phi_{m,senk}$ [-]	$\phi_{m,komb}$ [-]	$N_{Rd}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]	Nachweis
1	0,027	0,018	0,948	0,900	0,853	245,22	41,59	✓
2	0,025	0,018	0,949	0,900	0,854	233,90	38,90	✓
3	0,036	0,018	0,928	0,900	0,835	228,68	27,43	✓
4	0,135	0,018	0,880	0,896	0,789	485,84	76,20	✓
5	1,469	0,012	0,400	0,844	0,338	3313,07	225,89	✓
6	0,383	0,012	0,769	0,809	0,622	4118,88	254,07	✓
7	0,652	0,012	0,729	0,809	0,589	5669,42	374,39	✓
8	0,116	0,018	0,920	0,891	0,820	650,98	118,30	✓
9	0,024	0,018	0,963	0,883	0,850	302,51	58,32	✓
10	0,110	0,018	0,918	0,893	0,820	605,76	102,28	✓
11	1,053	0,018	0,591	0,886	0,523	737,92	112,08	✓
12	0,291	0,018	0,776	0,893	0,694	493,70	72,50	✓
13	0,067	0,018	0,933	0,900	0,839	459,60	131,15	✓
14	0,049	0,018	0,951	0,900	0,855	468,26	203,46	✓
15	0,983	0,012	0,349	0,820	0,286	1727,87	195,23	✓
16	0,643	0,018	0,714	0,887	0,633	780,26	188,91	✓
17	0,413	0,018	0,683	0,893	0,610	434,02	71,72	✓
18	0,855	0,012	0,338	0,824	0,278	1436,00	163,19	✓

Für die übrigen Wandscheiben sind die Nachweisergebnisse in Wandmitte in der oben stehenden Tafel 4.14 aufgeführt.

#### 4.2.4.3 Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird an der maßgebenden Stelle (Wandfuß bzw. Wandmitte) nachgewiesen, dass die einwirkende Querkraft geringer als der Widerstand ist. Die Querkrafttragfähigkeit ist als das Minimum der Tragfähigkeit resultierend aus Reibungsversagen und Steinzugversagen definiert. Bei Elementmauerwerk muss noch zusätzlich das Fugenversagen durch Klaffen der Lagerfuge in halber Wandhöhe berücksichtigt werden.

Für die Querkrafttragfähigkeit unter Scheibenschub von Rechteckquerschnitten gilt:

$$V_{Rdlt} = I_{cal} \cdot f_{vd} \cdot \frac{t}{c} = I_{cal} \cdot \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \cdot \frac{t}{c}$$

$I_{cal}$  Rechnerische Wandlänge, für Wandscheiben unter Erdbebenbeanspruchung gilt:  $I_{cal} = l$  bzw.  $I_{c,lin}$ , die überdrückte Wandlänge ist

$$I_{c,lin} = \frac{3}{2} \left( 1 - 2 \cdot \frac{e_w}{l} \right) \cdot l \leq l$$

$l$  Wandlänge

$t$  Wanddicke

$f_{vd}$  Charakteristische Schubfestigkeit

$c$  Schubspannungsverteilungsfaktor,  $c = 1,0$  für  $h/l \leq 1$  und  $c = 1,5$  für  $h/l \leq 2$ , Zwischenwerte dürfen interpoliert werden

$\gamma_m$  Teilsicherheitsbeiwert

Für Wand 8 ergibt sich die überdrückte Länge zu:

$$I_{c,lin} = \frac{3}{2} \cdot \left( 1 - 2 \cdot \frac{19,48}{125,83 \cdot 2,9} \right) \cdot 2,90 = 3,89 \text{ m} \leq 2,9 \text{ m}$$

Damit ist für  $I_{cal}$  die Wandlänge  $l = 2,90 \text{ m}$  maßgebend.

Der Schubspannungsverteilungsfaktor  $c$  ist für  $\frac{h}{l} = \frac{2,9}{2,9} \leq 1$   
 $c = 1,0$ .

Der charakteristische Wert der Schubfestigkeit  $f_{vk}$  berechnet sich aus dem Grenzwert  $f_{vit}$ . Für Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen berechnet sich  $f_{vit}$  als das Minimum aus dem Widerstand für Scheibenschub bei Reibungsversagen  $f_{vit1}$  und Steinzugversagen  $f_{vit2}$ .

$$f_{vit1} = 0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd}$$

$$f_{vit2} = 0,45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bt,cal}}}$$

$f_{vk0}$  Haftscherfestigkeit

$\sigma_{Dd}$  Druckspannung an der Stelle der maximalen Schubspannung (maßgebend ist im Regelfall die minimale Einwirkung  $N_{Ed} = 1,0 N_G$  bezogen auf den überdrückten Querschnitt)

$f_{bt,cal}$  Rechnerische Steinzugfestigkeit gemäß Abschnitt 3.6.2 der DIN EN 1996-1-1:

$$f_{bt,cal} = 0,020 \cdot f_{St} \quad \text{für Hohlblocksteine}$$

$$f_{bt,cal} = 0,026 \cdot f_{St} \quad \text{für Hochlochsteine und Steine mit Grifföchern oder Griffaschen}$$

$$f_{bt,cal} = 0,032 \cdot f_{St} \quad \text{für Vollsteine ohne Griffflächen oder Griffaschen}$$

$$f_{St} = 1,25 \cdot \text{Steindruckfestigkeitsklasse (SFK)}$$

Für die Wand 8, die aus Hohlblöcken besteht, ergibt sich beispielsweise am Wandfuß:

$$f_{bt,cal} = 0,020 \cdot f_{St} = 0,020 \cdot 2,5 = 0,05 \text{ MN/m}^2 = 50 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{vit1} = 0,5 \cdot 0,22 + 0,4 \cdot \frac{125,83}{2,90 \cdot 0,365 \cdot 1000} = 0,158 \text{ MN/m}^2 = 158 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{vit2} = 0,45 \cdot 0,05 \cdot \sqrt{1 + \frac{125,83}{2,90 \cdot 0,365 \cdot 1000}} = 0,041 \text{ MN/m}^2 = 41,35 \text{ kN/m}^2$$

Somit beträgt die charakteristische Schubfestigkeit 41 kN/m<sup>2</sup>. Insgesamt ergibt sich daraus der Widerstand zu:

$$V_{Rdit} = 2,90 \cdot \frac{41,53}{1,2} \cdot \frac{0,365}{1,0} = 36,47 \text{ kN} \geq 3,99 \text{ kN}$$

Die Widerstände der einzelnen Wände und die Nachweisergebnisse sind in Tafel 4.15 dargestellt.

Die Normalkraftnachweise in Tafel 4.13 und Tafel 4.14 sowie die Querkraftnachweise in Tafel 4.15 zeigen, dass alle erforderlichen Nachweise erbracht werden.

Tafel 4.15: Querkraftnachweis

Wand	$f_{vit1}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$f_{vit2}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$f_{vk}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$f_{vd}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$e_{u,II}$ [m]	c [-]	$l_{cal}$ [m]	$V_{Rdit}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]	Nachweis
1	156,25	40,95	40,95	34,13	0,036	1,50	1,05	8,72	0,33	✓
2	155,48	40,71	40,71	33,93	0,034	1,50	1,00	8,26	0,29	✓
3	142,90	36,59	36,59	30,49	0,047	1,50	1,00	7,42	0,29	✓
4	149,96	38,96	38,96	32,47	0,178	1,14	2,25	23,30	2,99	✓
5	338,35	471,26	338,35	281,96	1,819	1,00	1,89	128,09	96,50	✓
6	249,20	431,25	249,20	207,66	0,500	1,00	3,31	165,12	28,29	✓
7	255,69	434,29	255,69	213,07	0,852	1,00	4,66	238,24	70,98	✓
8	157,55	41,35	41,35	34,46	0,155	1,00	2,90	36,47	3,99	✓
9	162,01	42,69	42,69	35,58	0,033	1,50	1,30	11,25	0,41	✓
10	154,36	40,36	40,36	33,64	0,147	1,04	2,70	31,96	3,29	✓
11	147,04	38,00	38,00	31,67	1,338	1,00	3,71	42,89	34,33	✓
12	143,40	36,77	36,77	30,64	0,378	1,06	2,60	27,49	6,13	✓
13	184,71	48,96	48,96	40,80	0,091	1,23	2,00	24,31	2,55	✓
14	224,33	58,31	58,31	48,59	0,068	1,23	2,00	28,96	2,92	✓
15	598,47	572,22	572,22	476,85	1,265	1,00	0,74	84,28	55,83	✓
16	162,73	42,91	42,91	35,76	0,860	1,00	4,17	54,41	35,30	✓
17	147,53	38,16	38,16	31,80	0,536	1,06	2,29	25,15	8,61	✓
18	629,15	582,97	582,97	485,81	1,097	1,06	0,58	63,72	40,55	✓

# 5 Softwareanwendung für den Erdbebennachweis

Die gezeigten Beispiele machen deutlich, dass insbesondere die Durchführung des rechnerischen Erdbebennachweises mit einem erheblichen Aufwand verbunden ist. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der Erdbebenwiderstand eines Mauerwerksgebäudes aus einem Zusammenspiel aller tragenden Wandscheiben ermittelt werden muss.

Für die Erdberechnung können verschiedene Softwarelösungen angewendet werden. Die hier gezeigten Beispiele wurden mit der Software MINEA [10], ein für Erdbebennachweise von Mauerwerksbauten speziell entwickelte Softwarelösung, durchgeführt. Bild 5.1 zeigt die Eingabeoberfläche der Software. In der Software sind mehrere Nachweisverfahren zur Erdbebensicherheit von Mauerwerksbauten, der Nachweis über die Einhaltung der konstruktiven Regeln und der rechnerische Nachweis nach DIN EN 1998 benutzerfreundlich umgesetzt. Anhand der eingegebenen Gebäudegeometrie und dem Gebäudestandort wird die Erdbebensicherheit automatisch bestimmt und das Ergebnis in Form einer prüffähigen Berichtsausgabe ausgegeben.

Da der Erdbebenwiderstand aus einem Zusammenspiel aller Mauerwerkswandscheiben ermittelt wird, können mit dem Einsatz einer solchen Software ideal die Auswirkungen ver-

schiedener Mauerwerkmaterialien oder auch im Planungsfortschritt geänderter Anordnungen von Schubwandscheiben auf die Erdbebensicherheit untersucht werden. Eine Neuberechnung durch teilweise auch nur kleine Änderungen der Randbedingungen ist mit dem Softwareeinsatz ohne Zusatzaufwand möglich.

Dies wird verdeutlicht am Beispiel des berechneten Mehrfamilienhauses. In diesem wird, wie im Bild 5.2 dargestellt, im Rahmen einer Umplanung die Wandscheibe W7 durch zwei kurze Wandscheiben W7.1 und W7.2 mit einem Unterzug ausgetauscht.

Eine Neuberechnung mit den geänderten Randbedingungen zeigt, dass die Umplanung die Erdbebensicherheit des Gebäudes nicht gefährdet. Der Auszug der Nachweisergebnisse in Tafel 5.1 zeigt, dass durch den Wegfall der langen aussteifenden Wandscheibe W7 die Erdbebenlasten auf andere Wandscheiben umgelagert werden. So nimmt bspw. die Auslastung der Wandscheibe W5 mit einem Anstieg von 76 % auf 90 % zu, bleibt aber unterhalb der maximalen Tragfähigkeit. Die neuen kurzen Wandscheiben W7.1 und W7.2 tragen kaum noch zur Aussteifung bei und haben eine maximale Auslastung von 10 %.

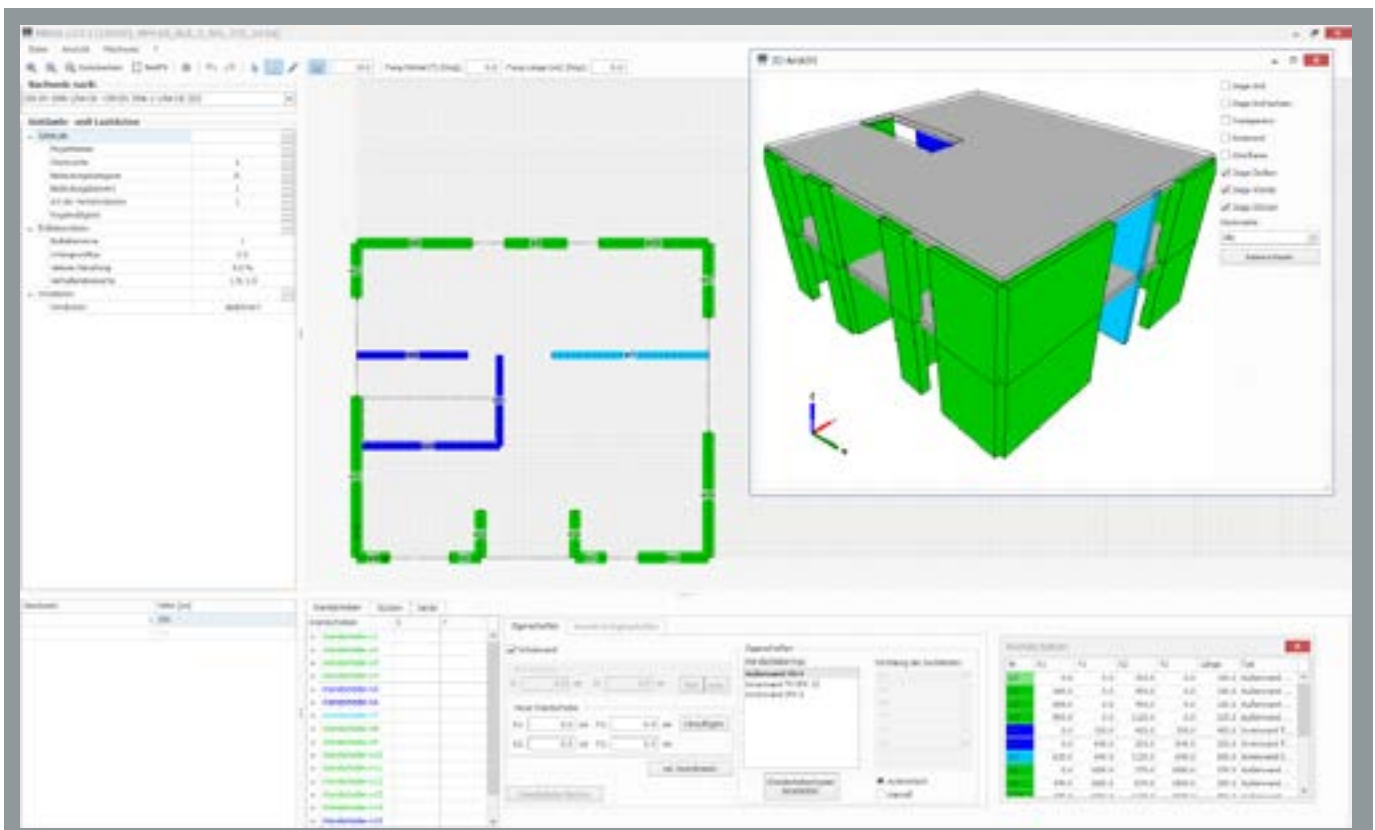
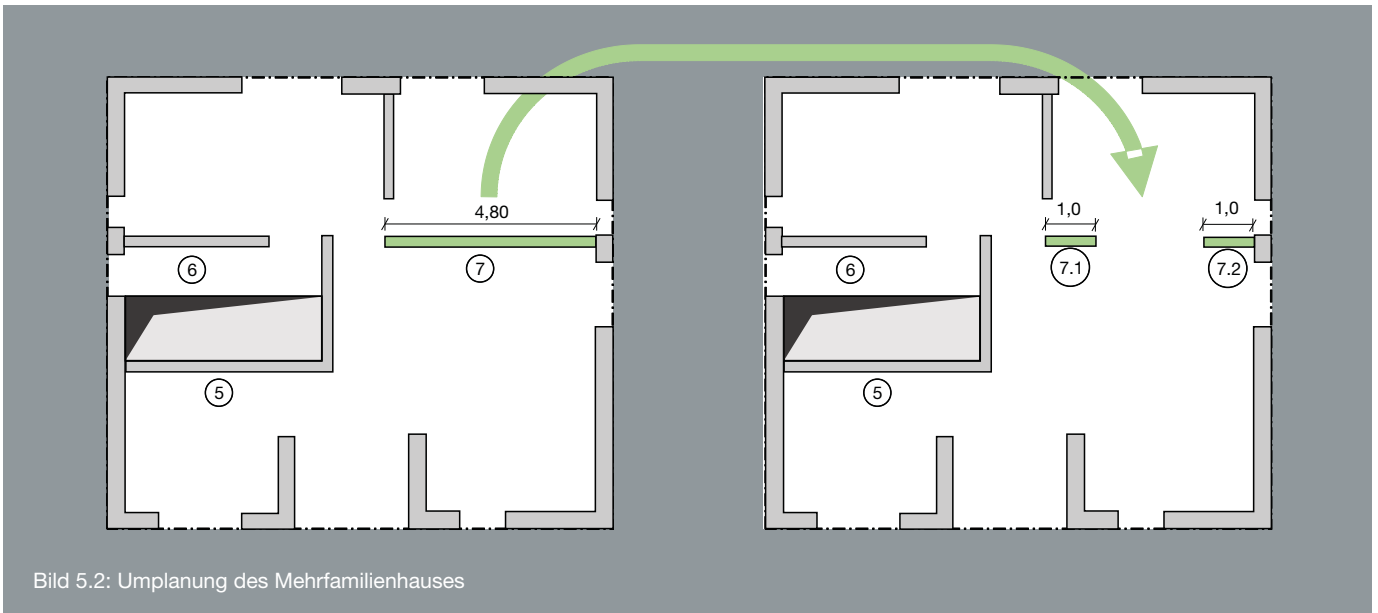


Bild 5.1: Software MINEA für den Nachweis der Erdbebensicherheit von Mauerwerksbauten [10]



Tafel 5.1: Nachweisergebnisse von ausgewählter Wandscheiben vor und nach der Umplanung (Wandfuß EG)

Wand	Vor Umplanung			Nach Umplanung		
	$N_{Ed}/N_{Rd}$	$V_{Ed}/V_{Rd}$	Nachweis	$N_{Ed}/N_{Rd}$	$V_{Ed}/V_{Rd}$	Nachweis
W5	0,12	0,76	✓	0,15	0,90	✓
W6	0,07	0,17	✓	0,12	0,44	✓
W7	0,07	0,30	✓	-	-	-
W7.1	-	-	-	0,10	0,04	✓
W7.2	-	-	-	0,09	0,04	✓

## 6 Schlusswort

Der Nachweis Standsicherheit von Mauerwerksbauten aus Leichtbetonsteinen in deutschen Erdbebengebieten ist nur dann erforderlich, wenn das betrachtete Bauwerk in einer der Erdbebenzonen 1 bis 3 liegt. In diesem Fall ist ein erdbebengerechter Entwurf auszuarbeiten, um die wichtigsten aus zurückliegenden Erdbeben bekannten Schwachstellen schon bei der Konzeption des Bauwerks zu vermeiden. Die Beachtung der Entwurfsgrundsätze ist von Bedeutung, da eine nicht erdbebengerechte Gestaltung nur mit hohem Mehraufwand in den rechnerischen Nachweisen und in der Ausführung kom-

pensiert werden kann. Werden die Grundsätze eingehalten, ist in den meisten Fällen kein rechnerischer Standsicherheitsnachweis erforderlich und der Nachweis ist einfach und schnell mittels normativer konstruktiver Regeln durchführbar. Sind die Voraussetzungen zur Anwendung dieser Regelungen nicht erfüllt, ist der Nachweis unter Verwendung linearer Rechenmodelle zu führen. Unabhängig davon kann die gesamte Produktpalette des Leichtbeton-Mauerwerks für den Erdbennachweis von üblichen Wohnbauten eingesetzt werden.

## 7 Literatur

- [1] C. Alfes, W. Brameshuber, C.-A. Graubner, W. Jäger, W. Seim: Der Eurocode 6 für Deutschland, DIN EN 1996: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten mit Nationalen Anhängen – Kommentierte Fassung, Beuth Verlag GmbH, Wilhelm Ernst & Sohn GmbH, 1. Auflage 2013
- [2] DIN EN 1996-1-1 – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk, Dezember 2010
- [3] DIN EN 1996-1-1/NA – Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk, Mai 2012
- [4] DIN EN 1996-1-1/NA/A1 – Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; Änderung A1, März 2014
- [5] DIN EN 1996-1-1/NA/A2 – Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; Änderung A2, Januar 2015
- [6] DIN EN 1998-1 – Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, Dezember 2010
- [7] DIN EN 1998-1/NA – Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbau, Januar 2011
- [8] Meskouris, K., Brüstle, W., Schlüter, F.-H.: Neufassung der Norm DIN 4149, Bauingenieur, Bd. 79, S3-S8, 2004
- [9] Müller, F. P., Keintzel, E.: Erdbebensicherung von Hochbauten, Ernst und Sohn, 1978
- [10] MINEA, [www.minea-design.com](http://www.minea-design.com), SDA-engineering GmbH, 2018

Mit freundlicher Unterstützung



Überreicht durch:



Bundesverband  
Leichtbeton e.V.

Sandkauler Weg 1  
56564 Neuwied

Telefon 0 26 31 / 35 55 50  
Telefax 0 26 31 / 3 13 36

[www.leichtbeton.de](http://www.leichtbeton.de)  
[info@leichtbeton.de](mailto:info@leichtbeton.de)