

ERDBEBENSICHER BAUEN MIT ZIEGELMAUERWERK

Leitfaden zur Umsetzung der
DIN EN 1998-1



Vorwort

Die seismische Bewertung von Bauwerken in Deutschland wurde durch die Einführung der Erdbebennorm DIN 4149 „Bauten in deutschen Erdbebengebieten“ im Jahr 2005 rechtsverbindlich geregelt. Diese Norm wird nun durch die DIN EN 1998-1 abgelöst, die in Verbindung mit dem Nationalen Anwendungsdokument DIN EN 1998-1/NA anzuwenden ist. Parallel dazu wird das Nationale Anwendungsdokument DIN EN 1998-5/NA eingeführt, das die erforderlichen geotechnischen Nachweise unter seismischen Einwirkungen regelt.

Die wesentlichen Änderungen im Vergleich zur DIN 4149 sind eine umfassende Überarbeitung der Erdbebenkarten, die Einführung nichtlinearer statischer Berechnungsmethoden und eine grundlegende Überarbeitung des Kapitels über Mauerwerk. Die Überarbeitung der Mauerwerksregelungen war notwendig, um die Standsicherheitsnachweise für Gebäude mit üblichen Grundrissen in deutschen Erdbebengebieten mit moderaten Erdbebeneinwirkungen weiterhin erfolgreich führen zu können. Aufgrund der regionalen Zunahme der seismischen Einwirkungen wurden neue Nachweiskonzepte für deutsche Erdbebengebiete entwickelt, die auf konstruktiven Regeln und rechnerischen Ansätzen basieren und in das Anwendungsdokument integriert wurden. Die neuen Ansätze ermöglichen die sichere und einfache Berücksichtigung bisher unberücksichtigter Tragfähigkeitsreserven von Mauerwerksbauten in der Baupraxis.

Die vorliegende Broschüre präsentiert den seismischen Nachweis von unbewehrten Mauerwerksbauten in Deutschland auf Basis von DIN EN 1998-1 in Verbindung mit dem Nationalen Anwendungsdokument DIN EN 1998-1/NA. Sie erläutert die Definition der Erdbebeneinwirkung,

das seismische Verhalten von Mauerwerksbauten sowie die Rechen- und Nachweisverfahren. Anhand von praxisbezogenen Beispielen wird die Erdbebenbemessung von Bauwerken Schritt für Schritt veranschaulicht. Diese Publikation berücksichtigt den aktuellen Stand der Technik für die Berechnung und Bemessung von unbewehrtem Mauerwerk unter Erdbebeneinwirkungen, insbesondere für die meisten in der Praxis vorkommenden Anwendungsfälle.

Aachen, im Dezember 2023

Prof. Dr.-Ing. Christoph Butenweg

Mitglied des Spiegelausschusses NA 005-51-06 AA „Erdbeben, Sonderfragen“, Obmann des Unterausschusses NA 005-06-37 AA „Erdbebensicherheit von Mauerwerk“, Mitglied des Lenkungsgremiums Fachbereich 06 – Mauerwerksbau und Mitglied der Management Group sowie der Working Group 1 „Masonry“ des TC250/SC8.



1	Einleitung	6
2	Anwendungsbereich und Zielsetzung der DIN EN 1998-1	6
3	Erdbebeneinwirkung	6
3.1	Erdbebenkarten	6
3.2	Horizontales Bemessungsspektrum	8
4	Grundlagen des erdbebensicheren Bauens für Mauerwerksbauten	11
4.1	Erdbebengerechter Entwurf	11
4.1.1	Grundrissgestaltung	11
4.1.2	Aufrissgestaltung	12
4.2	Konstruktive Ausbildung	13
4.2.1	Erdbebengerechte Ausbildung von Fugen	13
4.2.2	Deckenaufleger für monolithisches Ziegelmauerwerk	14
4.2.3	Anschluss gering belasteter Geschossdecken / Dachdecken	15
4.2.4	Wandstöße	16
4.2.5	Anschluss nicht tragender Trennwände	17
4.2.6	Konstruktive Empfehlungen für Giebelwände	18
4.2.7	Berücksichtigung von Querschnittsschwächungen	18
4.2.8	Überbindemaß	18
4.2.9	Deckensysteme und Einfluss von Unterzügen	19
4.2.10	Vormauerschalen	19
5	Nachweis mit konstruktiven Regeln und Vergleich mit Windlasten	20
5.1	Nachweis durch Vergleich mit Bemessungswindlasten	20
5.2	Nachweis mit konstruktiven Regeln	20
5.3	Erforderliche Schubwandquerschnittsflächen	20
6	Rechnerische Nachweise und normative Grundlagen	22
6.1	Lineare kraftbasierte Berechnungen	22
6.1.1	Vereinfachtes Antwortspektrenverfahren	22
6.1.2	Multimodales Antwortspektrenverfahren	22

6.2	Nichtlineare statische Berechnungen	23
6.2.1	Grundlagen und Berechnungsablauf	23
6.2.2	Ermittlung der Kapazitätskurven für Mauerwerksgebäude	24
6.3	Ansatz von Verhaltensbeiwerten	24
6.4	Modellbildung	25
6.4.1	Ersatzstab	25
6.4.2	Ebene Rahmenmodelle	28
6.4.3	Räumliche Berechnungsmodelle	28
6.4.4	Berücksichtigung von Torsionswirkungen	29
6.5	Tragfähigkeitsnachweis	30
7	Berechnungsbeispiele aus der Praxis	30
7.1	Beispiel 1: Reihenhaushaus – Nachweis mit konstruktiven Regeln	30
7.2	Beispiel 2: Einfamilienhaus – Rechnerischer Nachweis mit Ersatzstab und vereinfachtem Antwortspektrumverfahren	35
7.2.1	Grundlagen des rechnerischen Standsicherheitsnachweises	36
7.2.2	Materialkennwerte	37
7.2.3	Tragwerksmodell	37
7.2.4	Nachweis nach DIN EN 1996-1-1	42
7.2.5	Nachweis mit Momentenumverteilung nach DIN EN 1996-1-1/NA, NCI Anhang NA.K	50
7.2.6	Verformungsbasierter Nachweis unter Verwendung nichtlinear statischer Rechenverfahren	57
7.3	Beispiel 3: Mehrfamilienhaus – Rechnerischer Nachweis mit räumlichem Tragwerksmodell und multimodalem Antwortspektrumverfahren	58
7.3.1	Grundlagen des rechnerischen Standsicherheitsnachweises	60
7.3.2	Materialkennwerte	60
7.3.3	Tragwerksmodell	61
7.3.4	Grundlagen der Berechnung an einem räumlichen Tragwerksmodell mit dem multimodalen Antwortspektrumverfahren	62
7.3.5	Nachweis nach DIN EN 1996-1-1	65
8	Berechnungsbeispiele und Webinare für MINEA	68
9	Literatur	69
	Impressum	Rückseite

1 Einleitung

Die im Jahre 2005 eingeführte DIN 4149 „Bauten in deutschen Erdbebengebieten“ wurde durch die DIN EN 1998-1 [7], die in Kombination mit dem Nationalen Anwendungsdokument DIN EN 1998-1/NA [8] anzuwenden ist, abgelöst. Die wesentlichen Neuerungen liegen in einer vollständigen Überarbeitung der Erdbebenkarten, der Einführung nichtlinearer statischer Berechnungsverfahren und der grundlegenden Überarbeitung des Kapitels Mauerwerk. Die vorliegende Broschüre stellt die Grundlagen des erdbebengerechten Bauens für Gebäude aus Ziegelmauerwerk, die Definition der Erdbebeneinwirkung, die Erläuterung der Rechenverfahren und die Anwendung der neuen Norm an Praxisbeispielen vor.

2 Anwendungsbereich und Zielsetzung der DIN EN 1998-1

Die europäische Erdbebennorm DIN EN 1998-1 [7] ist zusammen mit dem Nationalen Anwendungsdokument DIN EN 1998-1/NA [8] für den Entwurf, die Bemessung und die Konstruktion baulicher Anlagen des üblichen Hochbaus aus Stahlbeton, Stahl, Holz oder Mauerwerk in deutschen Erdbebengebieten anzuwenden. Zielsetzung der Norm ist der Schutz von Menschenleben, die Begrenzung von Schäden und die Gewährleistung der Funktionstüchtigkeit von baulichen Anlagen, die von Bedeutung für die öffentliche Sicherheit und Infrastruktur sind. Dies bedeutet, dass im Gegensatz zu den Gebrauchslasten Schäden tolerabel sind, solange die Gebäude standsicher sind. Normative Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit nach einem Erdbeben werden in Deutschland nicht gestellt, da diese durch die Auslegung für Bemessungswindlasten als erfüllt betrachtet werden kann.

3 Erdbebeneinwirkung

3.1 Erdbebenkarten

Erdbebeneinwirkungen in Deutschland werden im Nationalen Anwendungsdokument DIN EN 1998-1/NA [8] durch eine kontinuierliche probabilistische Erdbebenkarte beschrieben. Die Referenz-Wiederkehrperiode für diese Karte beträgt $T_{NCR} = 475 \text{ Jahre}$, was einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von 10 % in 50 Jahren entspricht. Abbildung 3-1 zeigt die Kartendarstellung, in welcher die spektrale Antwortbeschleunigung $S_{ap,R}$ im Plateaubereich des Antwortspektrums für das Untergrundverhältnis A-R mit einer Scherwellengeschwindigkeit von $v_{s,30} = 800 \text{ m/s}$ dargestellt wird. Für die Referenz-Wiederkehrperiode von $T_{NCR} = 475 \text{ Jahren}$ kann die Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung a_{gR} aus der spektralen Antwortbeschleunigung im Plateaubereich $S_{ap,R}$ mit dem spektralen Überhöhungsfaktor $\beta_0 = 2,5$ näherungsweise wie folgt berechnet werden:

$$a_{gR} = \frac{S_{ap,R}}{2,5} \quad (3.1)$$

Wenn das Produkt aus der Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung a_g und dem Bodenparameter S kleiner als $0,5 \text{ m/s}^2$ ist, so liegt sehr geringe Seismizität vor und es kann auf einen seismischen Standsicherheitsnachweis verzichtet werden. Bis zu einem Wert von $S_{ap,R} = 0,6 \text{ m/s}^2$ (Abbildung 3.1) kann für übliche Hochbauten aller Bedeutungskategorien und aller geologischen Untergrundklassen von sehr geringer Seismizität ausgegangen werden. Zusätzlich wird der Einfluss der örtlichen Untergrundverhältnisse auf die Stärke des möglichen Bebens berücksichtigt, und zwar sowohl hinsichtlich der Beschaffenheit der ersten 20 m des anliegenden Baugrundes als auch hinsichtlich der geologischen Untergrundverhältnisse. Der Baugrund wird in die Baugrundklassen A, B und C mit den in Tabelle 3.1 beschriebenen Eigenschaften klassifiziert. Die Klassifizierung erfolgt auf Grundlage eines geotechnischen Bodengutachtens. Liegen keine Informationen vor, so ist zur Sicherheit die ungünstigste Baugrundklasse zu wählen. Die geologischen Untergrundverhältnisse werden durch die Klassen R, S und T beschrieben (Tabelle 3.1).

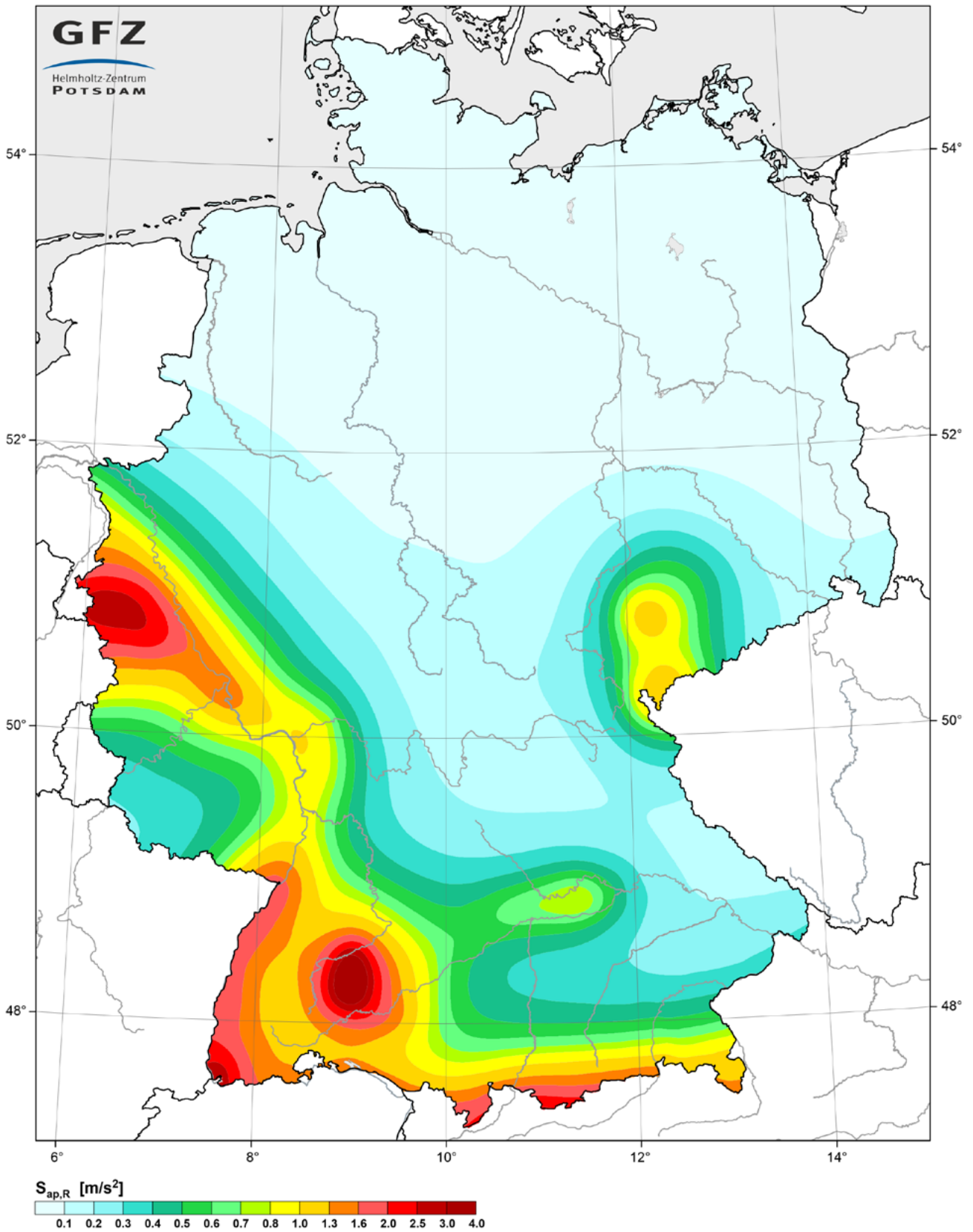


Abbildung 3.1: Räumliche Verteilung der spektralen Antwortbeschleunigung für das Untergrundverhältnis A-R im Plateaubereich $S_{ap,R}$ für eine Wiederkehrperiode von $T_{NCR} = 475$ Jahre nach Grünthal G, Strohmeyer D, Bosse C, Bindi D [9], Bestandteil in [8];

Tabelle 3.1: Baugrund- und Untergrundklassen

Baugrundklassen (≤ 30m Tiefe)		Geologische Untergrundklassen (> 30 m Tiefe)	
A	unverwitterte Festgesteine Scherwellengeschwindigkeiten: > 800 m/s	R	Festgesteinsgebiete
B	mäßig verwitterte Festgesteine oder grob- bis gemischtkörnige Lockergesteine in fester Konsistenz Scherwellengeschwindigkeiten: 350 m/s – 800 m/s	S	Gebiete flacher Sedimentbecken und Übergangszonen
C	gemischt- bis feinkörnige Lockergesteine in mindestens steifer Konsistenz Scherwellengeschwindigkeiten: 150 m/s - 350 m/s	T	Gebiete tiefer Sedimentbecken

3.2 Horizontales Bemessungsspektrum

Die horizontale Erdbebeneinwirkung für die seismische Auslegung von Bauwerken wird durch ein Bemessungsspektrum beschrieben (Abbildung 3.2). Dieses Spektrum ist definiert durch Funktionen zwischen den Einhängenpunkten von A bis D an den Kontrollperioden T_A , T_B , T_C und T_D .

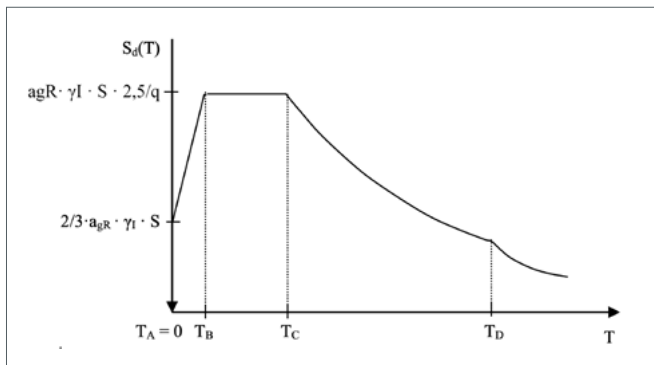


Abbildung 3.2: Horizontales Bemessungsspektrum nach DIN EN 1998-1/NA [8]

Die funktionalen Verläufe in den vier Bereichen sind wie folgt definiert:

$$T_A \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \quad (3.4)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C T_D}{T^2} \quad (3.5)$$

mit:

$S_d(T)$: Ordinate des Bemessungsspektrums;

T : Schwingungsdauer eines linearen Einmassenschwingers;

a_{gR} : Referenz-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung;

γ_I : Bedeutungsbeiwert;

q : Verhaltensbeiwert;

S : Bodenparameter;

T_{A-D} : Kontrollperioden des Antwortspektrums.

Die spektrale Antwortbeschleunigung $S_{aP,R}$ im Plateaubereich des Antwortspektrums für das Untergrundverhältnis A-R kann mit der kontinuierlichen Erdbebenkarte nach DIN EN 1998-1/NA [8] ermittelt werden. Da ein Ablesen aus der abgedruckten Karte nicht genau genug möglich ist, werden die Spektralbeschleunigungen zusammen mit der Norm in digitaler Form bereitgestellt. Der im Anhang NA.I beschriebene normative digitale Anhang stellt in einem Raster von 0,1° geographischer Länge und Breite folgende Spektralbeschleunigungen zur Verfügung:

- 475 Jahre Quantilwerte für die mittlere Wiederkehrperiode von 475 Jahren für die Perioden $T=0,1s$, $T=0,15s$ und $T=0,2s$, jeweils ermittelt als das 16 %, 50 % (Median) und 84 % Quantil aus den Ergebnissen des logischen Baumes.
- 475 Jahre Spektralwerte für die mittlere Wiederkehrperiode von 475 Jahren für die Perioden $T=0,1s$, $T=0,15s$ und $T=0,2s$, jeweils ermittelt als Mittelwert aus den Ergebnissen des logischen Baumes.
- 975 Jahre und 2475 Jahre Spektralwerte der Abbildungen in Anhang NA.E für die Perioden $T=0,1s$, $T=0,15s$ und $T=0,2s$, jeweils ermittelt als Mittelwert aus den Ergebnissen des logischen Baumes.

Die Spektralbeschleunigungen zwischen den digital bereitgestellten Stützstellen dürfen linear interpoliert werden. Alternativ kann die Ermittlung der über das Internetportal der SDA-engineering GmbH erfolgen [21]. Die Interpolation über die Abfrage des Internetportals [21] zeigt Abbildung 3.3 am Beispiel des Standorts Aachen. Alternativ kann konservativ auch der größte der vier Eckwerte angesetzt werden.

Die Daten der geologischen Untergrundklassen sind in DIN EN 1998-1/NA [8], Anhang NA.K in digitaler Form bereitgestellt. Diese sind so aufbereitet, dass dem Mittelpunkt eines Quadrats mit der Seitenlänge von einem Kilometer

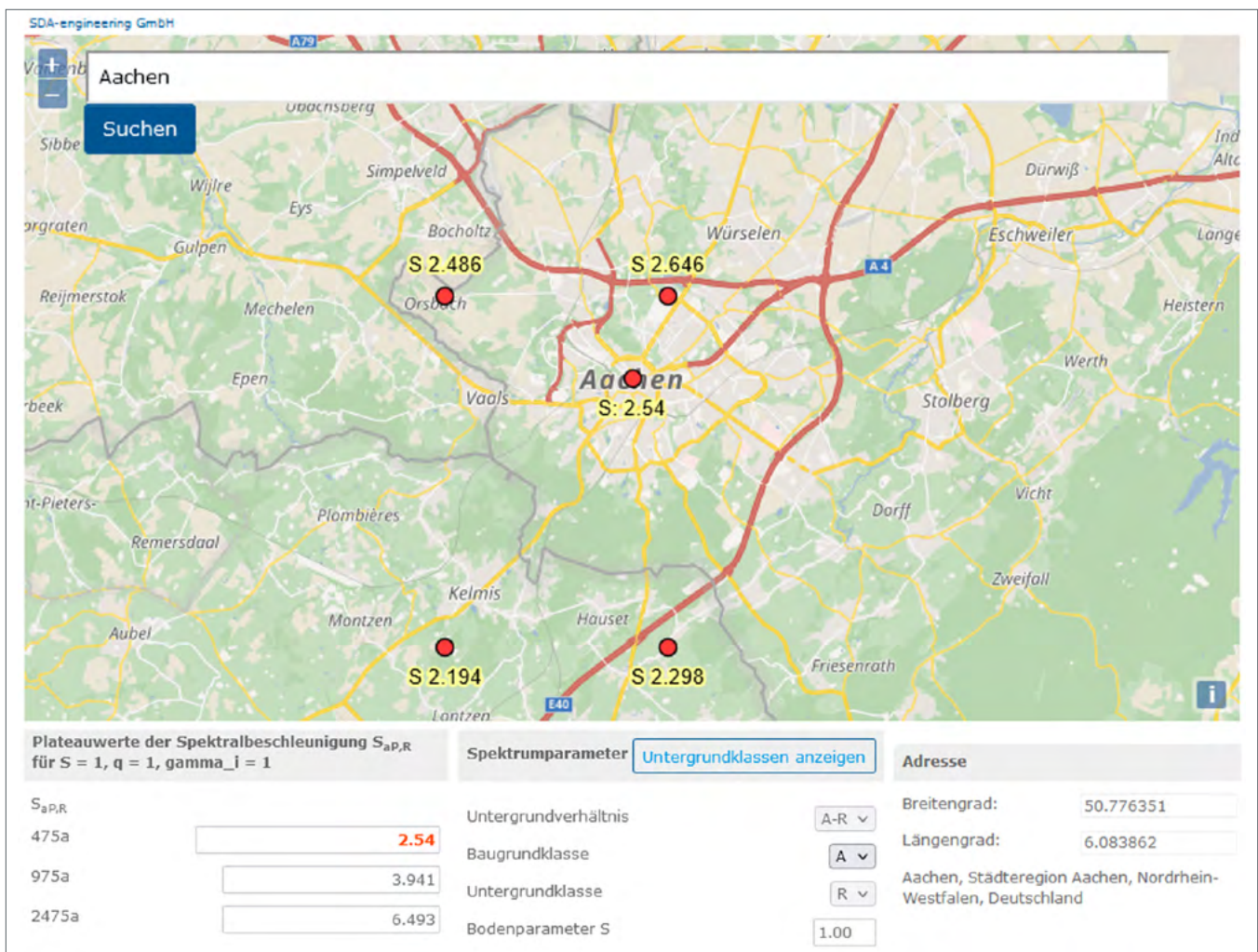


Abbildung 3.3: Abfrage der spektralen Antwortbeschleunigung für die Stadt Aachen [21]

eine geologische Untergrundklasse zugewiesen wird. Für die anzusetzende geologische Untergrundklasse ist immer der nächstliegende Mittelpunkt maßgebend.

Die Kontrollperioden T_B , T_C und T_D sind in Tabelle 3.2 für die unterschiedlichen Untergrundverhältnisse angegeben. Hierbei ist zu beachten, dass als neue Untergrundkombination B-S hinzugekommen ist. Der Bodenparameter S ist in Abhängigkeit von der geologischen Untergrundklasse und der Baugrundklasse sowie dem Einwirkungs niveau $S_{aP,R}$

nach Tabelle 3.3 zu bestimmen. Die Abhängigkeit vom Einwirkungs niveau ist ein weiterer wesentlicher Unterschied zur DIN 4149 [11].

Um der Bedeutung von Bauwerken bei der Beschreibung der Erdbebeneinwirkung Rechnung zu tragen, werden die Spektren mit dem Bedeutungsbeiwert γ_I skaliert, wobei mit der Referenz-Wiederkehrperiode von 475 Jahren ein Bedeutungsbeiwert von 1,0 für gewöhnliche Wohngebäude verknüpft ist. Die Skalierung wird in Abhängigkeit der in Tabelle 3.4 angegebenen vier Bedeutungskategorien mit Bedeutungsbeiwerten von 0,8 bis 1,4 vorgenommen.

Tabelle 3.2: Horizontales Spektrum: Perioden T_B , T_C , T_D [8]

Untergrundverhältnis	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A-R	0,10	0,20	2,00
B-R	0,10	0,25	2,00
C-R	0,10	0,30	2,00
B-T	0,10	0,25	2,00
C-T	0,10	0,4	2,00
B-S	0,10	0,4	2,00
C-S	0,10	0,5	2,00

Erdbebeneinwirkung

- Neue digitale kontinuierliche Erdbebenkarte mit Spektralbeschleunigung $S_{aP,R}$
- Spektralbeschleunigung $S_{aP,R}$ entspricht der 2,5-fachen Referenzbodenbeschleunigung a_{gR}
- Neue digitale Karten für die Untergrundklassen R, S und T
- Bedeutungskategorien I – IV

Tabelle 3.3: Bodenparameter S zur Beschreibung des horizontalen Antwortspektrums [8]

$S_{aP,R}$ [m/s ²]	Untergrundverhältnisse						
	A-R	B-R	C-R	B-T	C-T	B-S	C-S
$0,6 \leq S_{aP,R} \leq 1,0$	1,00	1,25	1,50	1,05	1,45	1,30	1,30
$1,0 < S_{aP,R} \leq 2,0$	1,00	1,20	1,30	1,00	1,25	1,15	1,15
$S_{aP,R} > 2,0$	1,00	1,20	1,15	1,00	1,10	0,95	0,95

Tabelle 3.4: Bedeutungskategorien und Bedeutungsbeiwerte [8]

Bedeutungskategorie	Bauwerke	Bedeutungsbeiwert γ_I
I	Bauwerke mit geringer Bedeutung für den Schutz der Allgemeinheit, mit geringem Personenverkehr (z. B. Scheunen, Kulturgewächshäuser, usw.)	0,8
II	Bauwerke, die nicht zu den anderen Kategorien gehören	1,0
III	Bauwerke, von deren Versagen bei Erdbeben eine große Zahl von Personen betroffen ist (z. B. große Wohnanlagen, Schulen, Versammlungsräume, Kaufhäuser, usw.)	1,2
IV	Bauwerke, deren Funktionsfähigkeit nach einem Erdbeben von hoher Bedeutung für den Schutz der Allgemeinheit ist (z. B. Krankenhäuser, wichtige Einrichtungen des Katastrophenschutzes, der Feuerwehr und der Sicherheitskräfte, Kraftwerke usw.)	1,4

4 Grundlagen des erdbebensicheren Bauens für Mauerwerksbauten

4.1 Erdbebensicherer Entwurf

Bei der Planung von Bauwerken in Erdbebengebieten ist es von großer Bedeutung, erdbebensichere Entwurfsgrundsätze zu beachten, um die wichtigsten aus zurückliegenden Erdbeben bekannten Schadensmechanismen schon bei der Grundkonzeption des Bauwerks zu vermeiden. Die Beachtung dieser Grundsätze ist deshalb so wichtig, weil eine nicht erdbebensichere Gestaltung eines Bauwerks, wenn überhaupt, dann nur mit hohem Mehraufwand in den rechnerischen Nachweisen und in der Ausführung kompensiert werden kann.

4.1.1 Grundrissgestaltung

Die Gestaltung des Grundrisses sollte so erfolgen, dass keine ungünstigen Torsionseffekte in das Tragwerk eingetragen werden. Dies kann erreicht werden, wenn die lastabtragenden Schubwände möglichst symmetrisch angeordnet sind und infolgedessen Schubmittelpunkt S und Massenmittelpunkt M nahe beieinander liegen. Zusätzlich sollten für die Sicherstellung einer ausreichenden Torsionssteifigkeit in jeder Gebäuderichtung mindestens zwei längere Wandscheiben mit ausreichendem Abstand voneinander angeordnet werden. Die Deckenscheiben sind starr auszubilden und aufgelöste Grundrisse mit einspringenden Ecken oder eine nachteilige Anordnung der Aussparungen sind zu vermeiden, um keine lokalen Überbeanspruchungen der Deckenscheiben hervorzurufen. Hierzu ist eine Unterteilung des Grundrisses in einzelne rechteckige Teilbauwerke sinnvoll, die durch ausreichend große Fugen voneinander getrennt sind (Abschnitt 4.2.1). Weiterhin sind folgende konstruktive Grundsätze für die Anordnung von Schubwänden zu beachten:

- Die Anordnung von Schubwänden im Bereich von Deckenöffnungen sollte aufgrund geringer Auflasten vermieden werden (Abbildung 4.1).
- Massive Trennwände sollten grundsätzlich nicht kraftschlüssig an die Decke angeschlossen werden, da diese dadurch tragend werden und den Schubwänden Auflast entziehen (Abbildung 4.2).
- Bei zusätzlicher Anordnung von Stahlbetonstützen im Grundriss ist darauf zu achten, dass die Mauerwerksschubwände noch ausreichende Auflastniveaus aufweisen.

- Schubwände sollten unter Eigengewicht möglichst gleichmäßig belastet werden, so dass sich keine großen Exzentrizitäten einstellen, um noch genügend Tragreserven für den seismischen Lastfall zu haben.

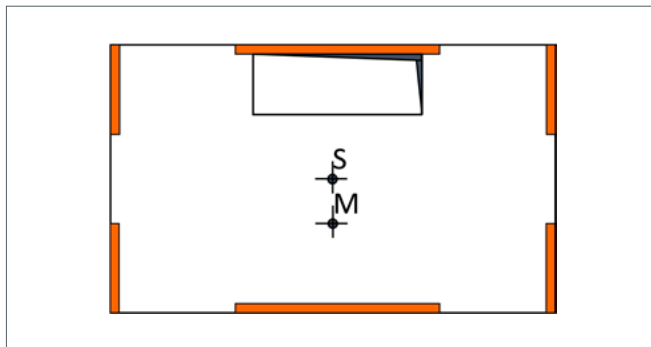


Abbildung 4.1: Grundriss mit Öffnung in der Nähe von Schubwänden

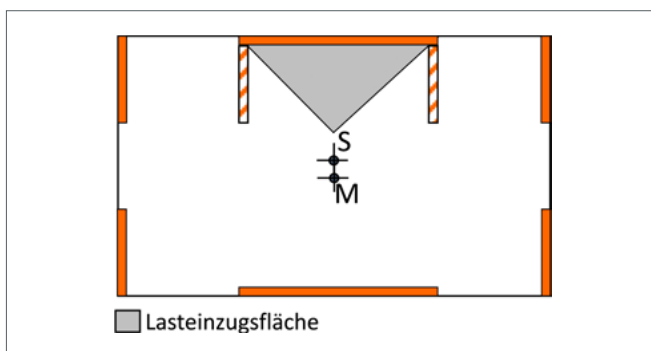


Abbildung 4.2: Grundriss mit kurzen vertikal tragenden Wänden im Bereich schubbeanspruchter Wände

Entwurfsgrundsätze für den Grundriss

- Symmetrische Anordnung der Schubwände im Grundriss zur Vermeidung von Torsion
- Anordnung möglichst langer Wände mit ausreichendem Abstand.
- Ausreichende Auflastniveaus für Mauerwerksschubwände sicherstellen
- Große Exzentrizitäten in Wandlängsrichtung durch Eigengewicht vermeiden
- Aussparungen so anzuordnen, dass die Grundrissform kompakt bleibt
- Trennwände nicht kraftschlüssig an Decken anschließen
- Deckenscheiben starr ausführen
- Grundrissform sollte kompakt sein

4.1.2 Aufrissgestaltung

Neben der Grundrissgestaltung ist auch die Aufrissgestaltung entscheidend für das seismische Verhalten. Für einen direkten Lastabtrag Erdbebenkräfte in die Gründung sollten die Schubwände durchgehend über die Gebäudehöhe ausgebildet werden (Abbildung 4.3a), da über die Geschosshöhe verspringende Wandscheiben (Abbildung 4.3b) zu hohen Deckenbeanspruchungen führen. Ein weiterer Aspekt ist die Verteilung der Steifigkeit über die Höhe. Hier ist anzustreben, die Steifigkeit zur Vermeidung „weicher“ Geschosse gleichmäßig über die Höhe zu verteilen. So führen große Öffnungen im Erdgeschoss (Abbildung 4.3b) zu einer starken Reduktion der Steifigkeit, wodurch es in Kombination mit hohen seismischen Horizontallasten zu einem vollständigen Stockwerksversagen kommen kann.

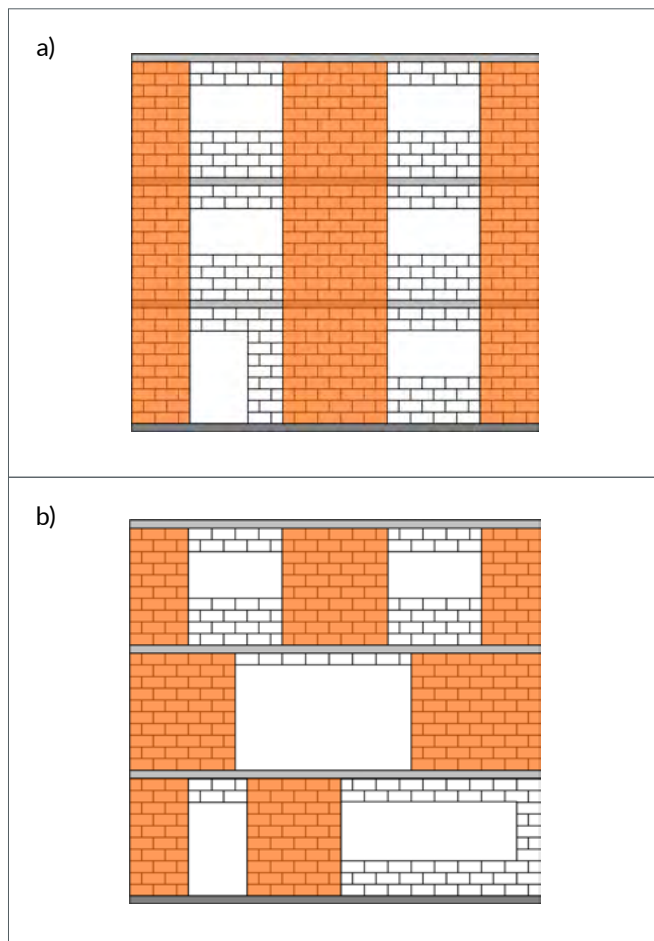


Abbildung 4.3: a) günstige Anordnung von Schubwänden und b) ungünstige Anordnung von Wänden im Aufriss

Ähnlich wie bei der Grundrissgestaltung, sollte der Aufriss kompakt ausgebildet sein. Kritisch für den Horizontallastabtrag sind Gebäude mit Versprüngen in den Deckenebenen oder unterschiedlichen Geschossezahlen, da es durch gegenläufige Schwingungen zu einem Zusammenstoß von Gebäudeteilen kommen kann (Abbildung 4.4). Deshalb sind Gebäudeteile durch seismische Fugen zu trennen (Abschnitt 4.2.1).

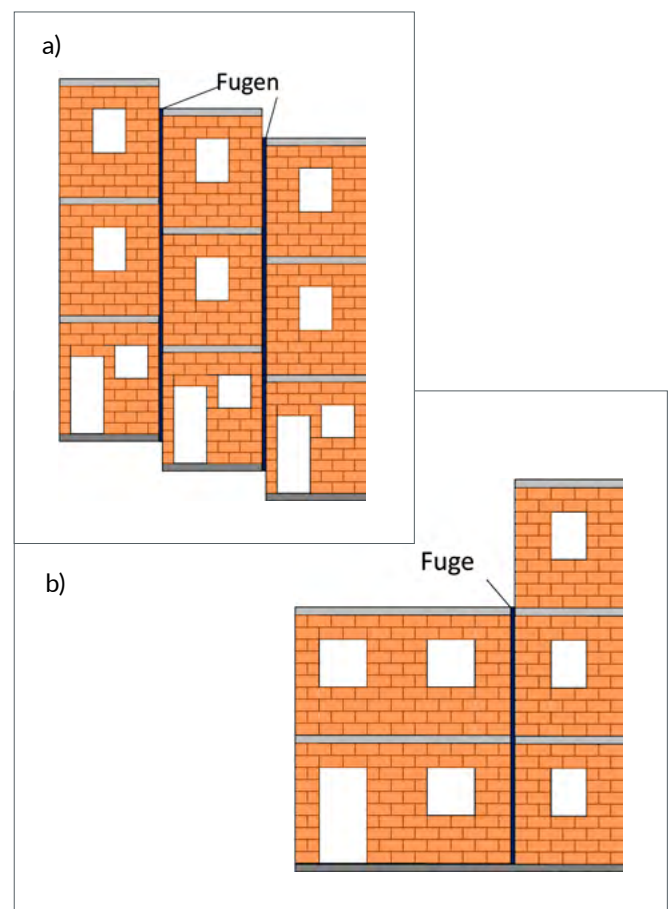


Abbildung 4.4: Fugenanordnung zwischen Gebäudeteilen mit unterschiedlichen (a) Deckenhöhen und (b) Geschossezahlen

Entwurfsgrundsätze für den Aufriss

- Aussteifende Schubwände über die gesamte Gebäudehöhe führen.
- Fugenanordnung zwischen Gebäudeteilen.
- Vermeidung von Steifigkeitssprüngen über die Gebäudehöhe

4.2 Konstruktive Ausbildung

Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkungen müssen auch konstruktiv erdbebengerecht ausgeführt werden. Nachfolgend sind wesentliche konstruktive Aspekte im Hinblick auf die Erdbebensicherheit zusammengestellt.

4.2.1 Erdbebengerechte Ausbildung von Fugen

Fugen müssen so ausgelegt werden, dass benachbarte Bauwerke oder Bauteile infolge von Erdbebeneinwirkungen nicht gegeneinanderstoßen können. Ein Zusammenstoß kann ausgeschlossen werden, wenn die planmäßige Fugenbreite d_s mindestens die Wurzel aus der Summe der Quadrate der jeweiligen Maximalwerte der Horizontalverschiebungen der benachbarten Bauwerke oder Bauteile entspricht, die nach DIN EN 1998-1/NA [8], NA.D.6 vereinfacht wie folgt berechnet werden können:

$$d_s = q \cdot d_e$$

(4.1)

Dabei sind d_e die linear berechnete Verformung und q der angesetzte Verhaltensbeiwert nach Abschnitt 6.3. Sofern Fugen mit einem Fugenmaterial verfüllt werden, muss die begrenzte Zusammendrückbarkeit (z. B. Weichfasermatte) berücksichtigt werden. Wird auf eine genauere Betrachtung verzichtet, sollte die planmäßige Fugenbreite d_s auf das 1,5-fache erhöht werden. Diese Bedingung kann auch als erfüllt betrachtet werden, wenn in benachbarten Gebäuden mit maximal drei Geschossen und nicht versetzten Decken der Abstand zwischen zweischaligen Haustrennwänden (Abbildung 4.4) mindestens 40 mm beträgt. Grundsätzlich ist zu beachten, dass Gebäudetrennfugen durch den gesamten Baukörper bis zur Oberkante des Fundamentes auszuführen sind und die Anordnung und Ausführung von Gebäudetrennfugen Folgekosten für die Wartung der Fugen nach sich ziehen.

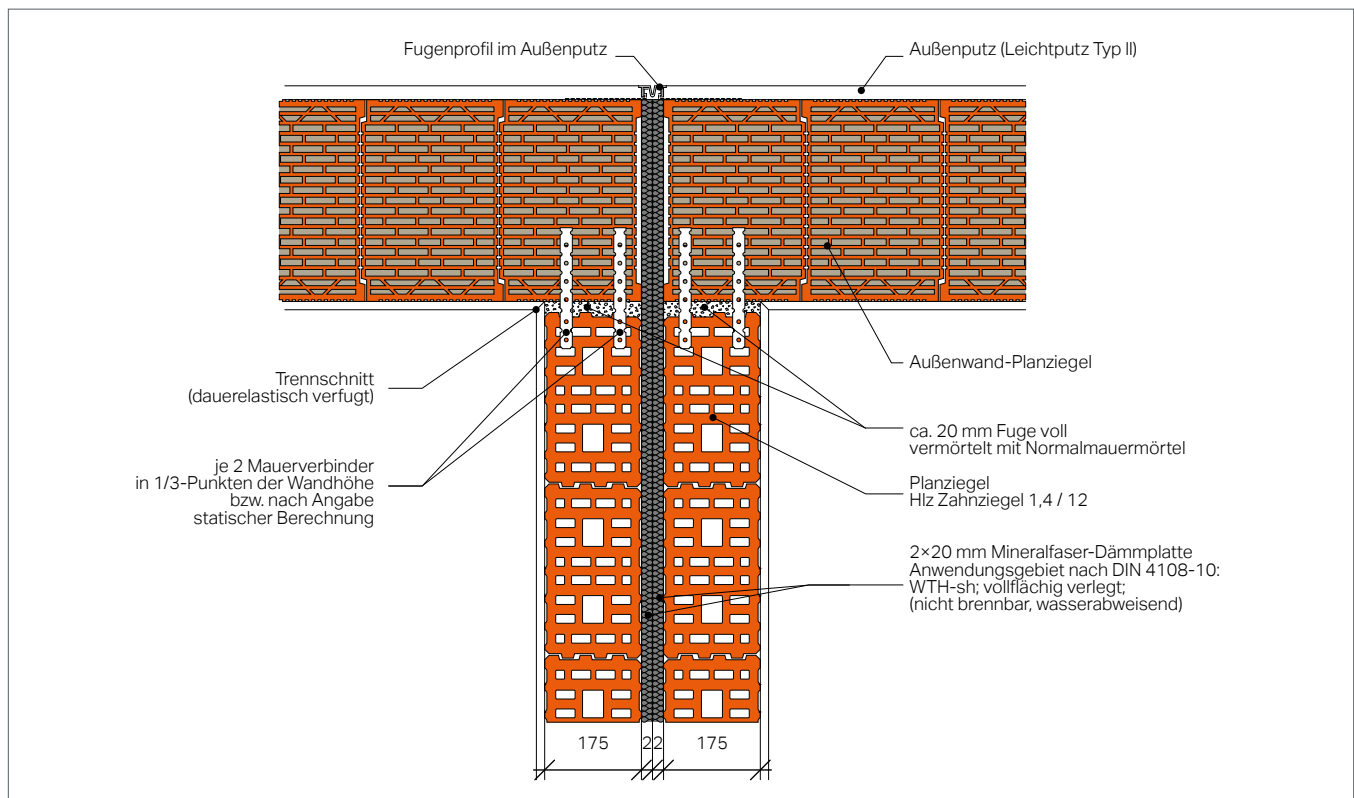


Abbildung 4.5: Ausführung einer zweischaligen Haustrennwand [22]

4.2.2 Deckenaufleger für monolithisches Ziegelmauerwerk

Die Auflagerung der Stahlbetondeckenscheiben auf monolithischen Mauerwerksaußenwänden bedarf einer gründlichen Ausführungsplanung. Zum einen sind Schall und Wärmeschutzanforderungen zu beachten, zum anderen ist das Auflager so auszubilden, dass eine ausreichende Rotationsfähigkeit gewährleistet ist. Diese Rotationsfähigkeit zur Vermeidung hoher Kantenpressungen und Exzentrizitäten senkrecht zur Wand kann durch die Anordnung von Zentrierungen (z. B. 30 bis 50 mm breite Weichfilzstreifen erreicht werden. Auf Grundlage des aktuellen Kenntnisstands ist eine Ausführung mit einer bezogenen Deckenaufлагertiefe von $a/t = 2/3$ bei gleichzeitigem Verzicht auf einen Abmauerstein zu empfehlen [13]. Das restliche Drittel ist mit einer

Stirndämmung auszuführen. Zur Sicherstellung eines homogenen Putzgrundes kann auch ein Deckenrandelement mit Ziegelschale an der Außenseite verwendet werden. Vor dem Hintergrund einer möglichen Verformung der Stahlbetondecke empfiehlt sich außerdem der Einsatz von Trennlagen aus Bitumenpappe zwischen Außenwand und Stahlbetondecke. Abbildung 4.6 zeigt die konstruktive Ausbildung für einen Außenwand-Decken-Knoten. Außerdem ist zur Begrenzung der Deckendurchbiegung die Einhaltung der Kriterien für die Biegeschlankheit der Decke nach DIN EN 1992-1 [2], Abschnitt 7.4.2 zu empfehlen.

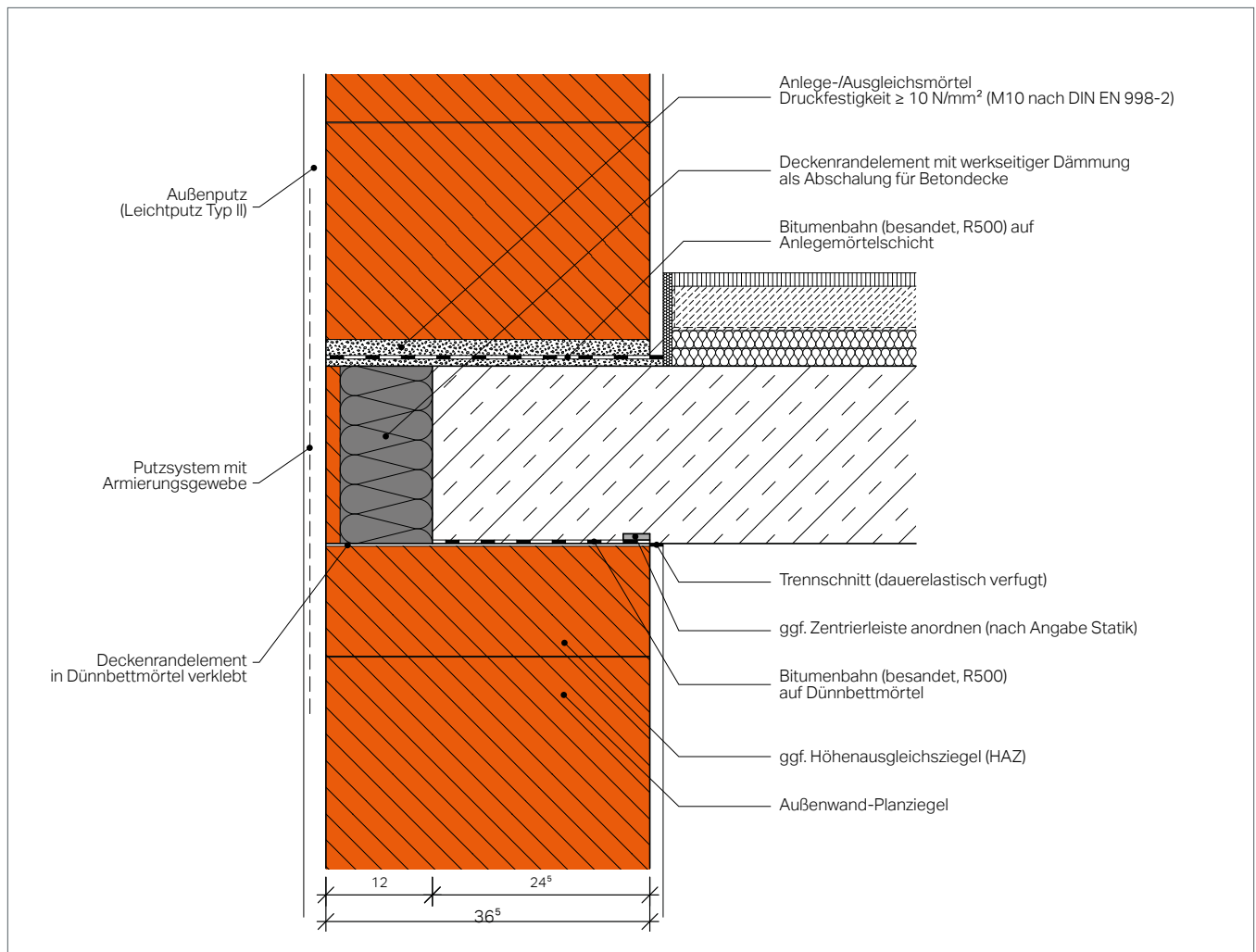


Abbildung 4.6: Konstruktive Ausbildung für einen Außenwand-Decken-Knoten [22]

4.2.3 Anschluss gering belasteter Geschossdecken / Dachdecken

Unter leichten Dachdecken oder sehr gering belasteten Geschossdecken kann es auf Grund der geringen Auflast an den Ecken der Deckenscheibe zu einem Abheben, dem sogenannten Schüsseln kommen. Hierbei biegt sich die Decke in der Mitte durch, so dass die Eckpunkte abheben. Dabei werden oft die obersten Steinreihen des Mauerwerks mitgezogen und es entstehen bereits unter Gebrauchslasten Zugrisse im Mauerwerksverbund, welche die Tragfähigkeit bei seismischen Einwirkungen reduzieren. Es empfiehlt sich deshalb diese Rissbildungen durch die Anordnung einer

Trennschicht zu vermeiden. Alternativ können auch Zugpfosten oder Zugverankerungen an den Eckpunkten vorgesehen werden (Abbildung 4.7). Diese leiten die Zugkraft direkt in die darunterliegende Deckenscheibe mit einer höheren Auflast weiter. Die Zugelemente lassen sich z. B. durch Schaltungssteine oder Schlitzungen mit Stabstahleinlage gut in die Mauerwerkswände integrieren.

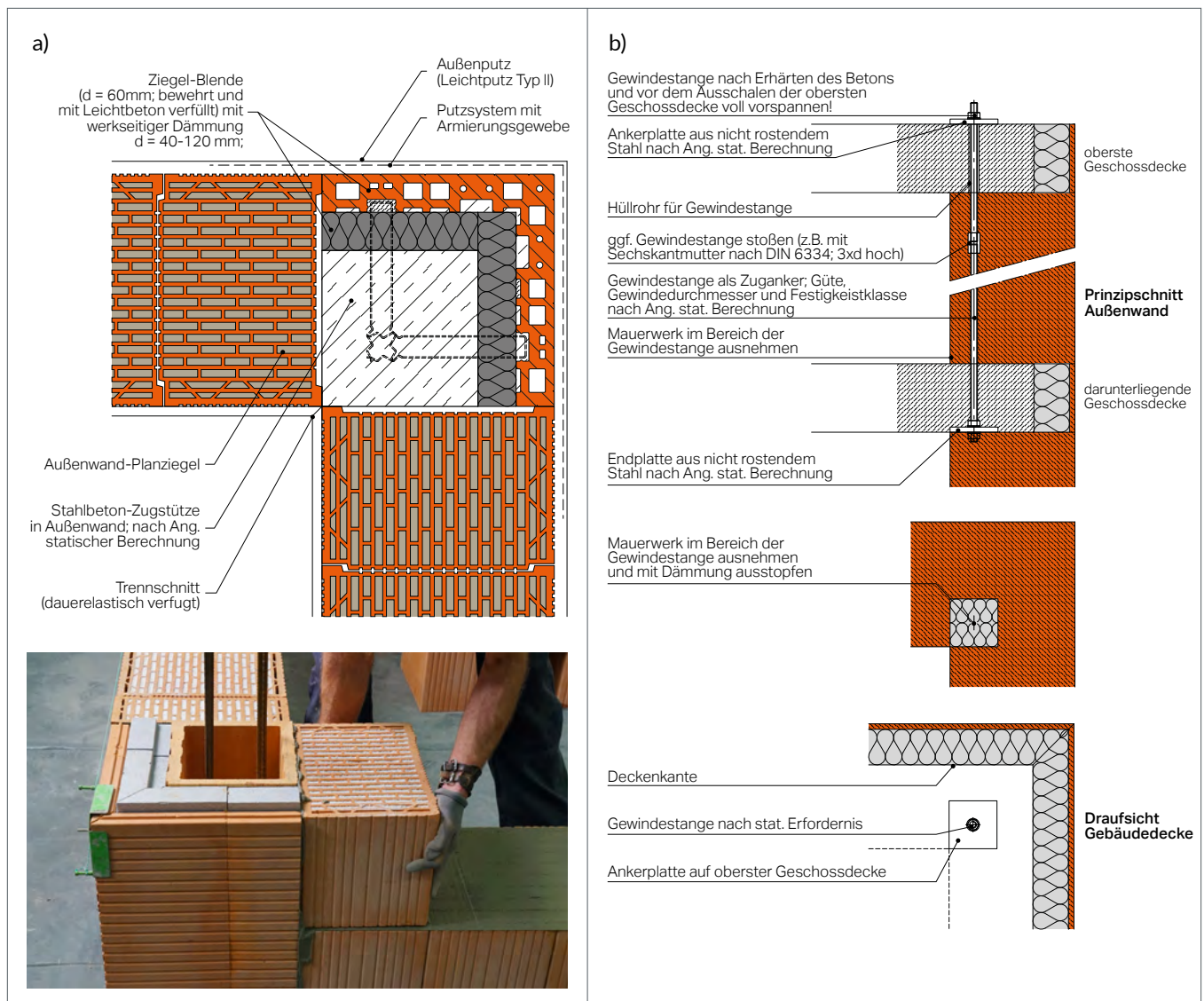


Abbildung 4.7: Rückverankerung von Decken mit geringen Auflasten: (a) Zuggpfosten (b) Schlitzung mit Stabstahleinlage

4.2.4 Wandstöße

Bei dem Nachweis von Mauerwerksbauten unter seismischen Einwirkungen wird in der Regel auf den Ansatz des kraftschlüssigen Verbunds von gestoßenen Wänden verzichtet. Durch die Ausführung kraftschlüssiger Verbindungen von Mauerwerkswänden lassen sich jedoch zusätzliche Tragwerksreserven aktivieren. Die Verbindung kann hierbei entweder über einen verzahnten Mauerwerksverband mit Einbindung der anzuschließenden Wand (Abbildung 4.8a) oder über Stumpfstoße mit in den Lagerfugen eingebrachten

Flachstahl- bzw. Mauerankern hergestellt werden (Abbildung 4.8b). Die Einbindung der Wand erfolgt in diesem Falle auch zur Erzielung eines verbesserten Schallschutzes. Die Verbindung einer Wandscheibe mit angrenzenden Querwänden ermöglicht bei einer entsprechenden Ausbildung die statische Berücksichtigung einer 3- bzw. 4-seitigen Wandhalterung nach DIN EN 1996-1-1/NA [4], NCI zu 5.5.1.2. Dabei sind neben der Sicherstellung der Kraftübertragung auch geometrische Anforderungen an die aussteifende Wand zu erfüllen.

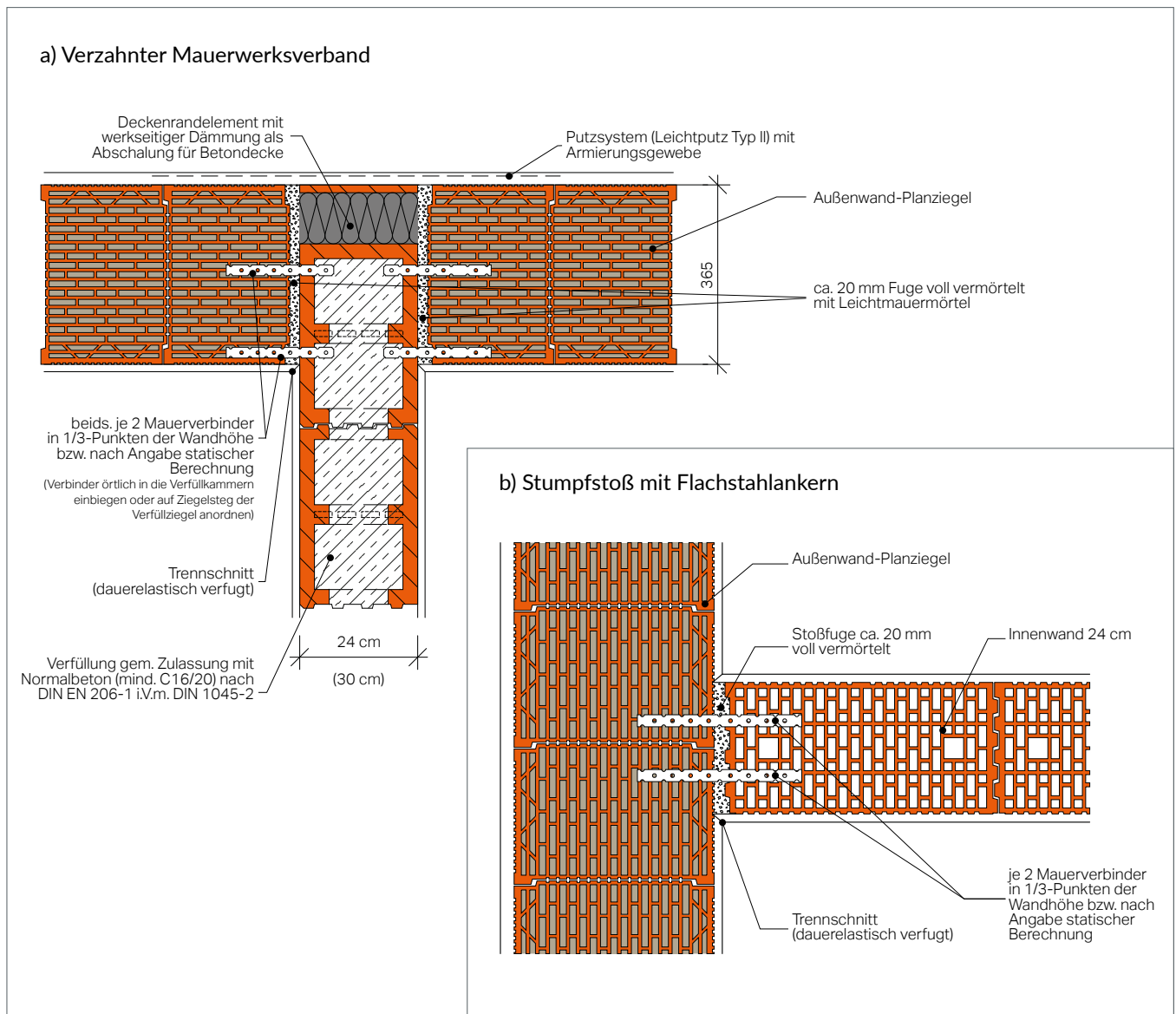


Abbildung 4.8: Wandstoßarten: a) Verzahnung und b) Stumpfstoß

4.2.5 Anschluss nicht tragender Trennwände

Nichttragende Innenwände aus Mauerwerk sind so einzubauen, dass diese planmäßig keine vertikalen und horizontalen seismischen Lasten aus den Geschossdecken in Wandebene aufnehmen. Gleichzeitig müssen die Wände die seismischen Lasten senkrecht zur Wandebene sicher aufnehmen, die nach DIN EN 1998-1 [7], Abschnitt 4.3.5 zu berechnen sind. Hierbei ist sicherzustellen, dass sowohl die nichttragenden Wände selbst als auch ihre Verbindungen und Befestigungen oder Verankerungen der Kombination aus maßgebenden ständigen, veränderlichen und seismischen Einwirkungen standhalten. Dies kann durch gleitende Deckenanschlüsse realisiert werden, die eine Relativverformung zwischen Trennwand und Decke zulassen, aber gleichzeitig ein Ausweichen senkrecht zur Ebene verhindern (Abbildung 4.9). Nachteilig bei diesen Anschlüssen ist der erhöhte Aufwand für die Installation. Der Spalt ist mit einer Dämmung der Baustoffklasse A mit einem Schmelzpunkt von $\geq 1000^\circ\text{C}$ zu füllen.

Alternativ können nichttragenden Innenwände auch zeitverzögert, vom obersten Geschoss aus beginnend eingebaut werden, so dass Kriech- und Schwindprozesse der angrenzenden Bauteile weitestgehend abgeklungen sind. Außerdem ist auch hier zur Begrenzung der Deckendurchbiegung die

Einhaltung der Kriterien für die Biegeschlankheit der Decke nach DIN EN 1992-1 [2], Abschnitt 7.4.2 zu empfehlen. Für diese Ausführungsvariante bietet DIN EN 1998-1/NA [8], Anhang NA.D einen vereinfachten seismischen Nachweis von Trennwänden durch die Einhaltung der in Tabelle 4.1 angegebenen Mindestwanddicken an. Diese Tabelle ist aber nur anwendbar, wenn ein vollflächiger Kontaktschluss durch Normalmauermörtel am Wandkopf und Wandfuß und eine Deckenstärke von mindestens 18 cm vorhanden sind. Sind diese Bedingungen nicht eingehalten, so ist ein detaillierter Nachweis für nichttragende Bauteile nach DIN EN 1998-1 [7], Abschnitt 4.3.5 erforderlich. Hintergrund ist, dass sich in der Wand für den Widerstand gegen seismische Einwirkungen ein Druckbogen einstellen muss, für den am Kopf und Fuß der Wand ausreichend steife Anschlüsse erforderlich sind. Die Ausführung der obersten Lagerfuge ist deshalb sehr sorgfältig auszuführen und es ist insbesondere bei Lochsteinen auf einen ausreichenden Mörtelauftrag zu achten. Zusätzlich sollten die Trennwände verschieblich und ohne eine relevante Kraftübertragung an tragende Innen- und Außenwände gestoßen werden. Dies kann z. B. mit horizontal und vertikal beweglichen Flachstahlankern in der Lagerfugen erfolgen [5].

Tabelle 4.1: Mindestwanddicken t [mm] für nichttragende Trennwände [8]

Maximalwerte Rohdichte ρ [t/m ³]	Spektralbeschleunigung $S_{aP,R} \cdot S \cdot \gamma_I$ [m/s ²]							
	$\leq 2,1$	2,6	3	3,6	4	4,5	5	6
0,5 – 0,6	100	100	100	100	100	100	100	100
1,0	100	100	100	100	100	100	100	115
1,4	100	100	100	115	115	115	115	115
2	100	100	115	115	115	115	150	150
2,2	100	115	115	115	115	150	150	150

Folgende Bedingungen müssen eingehalten sein:

- Die Deckendicke der Stahlbetondecke beträgt mindestens 18 cm.
- Die maximale Höhe der nichttragenden Trennwände beträgt im Erdgeschoss $h = 3,5$ m und in allen weiteren Geschossen $h = 3,0$ m.
- Die angegebene Mindestwanddicke bezieht sich auf die Dicke des Mauerwerks ohne Putz.
- Die Trennwand ist am Wandfuß und Wandkopf vollflächig mit Kontaktschluss durch Normalmauermörtel mindestens Gruppe M2,5 oder Dünnbettmörtel nach DIN 20000-412 zu vermörteln.

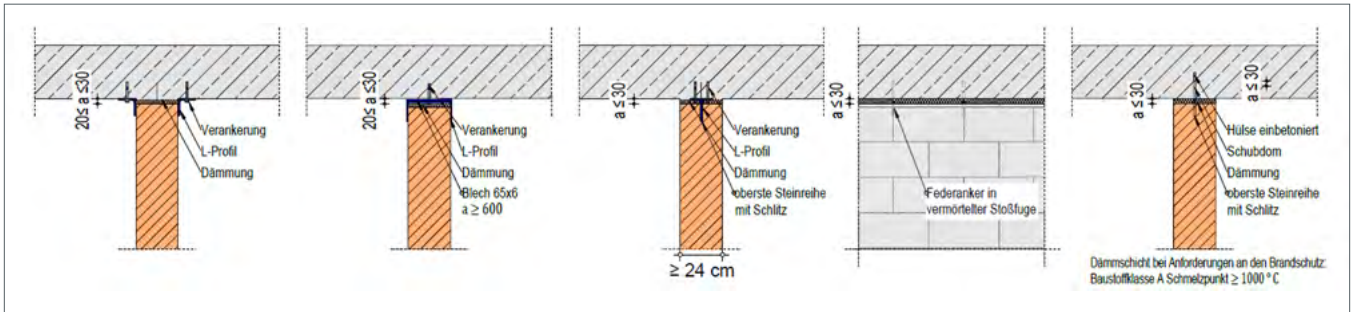


Abbildung 4.9: Gleitende Deckenanschlüsse

4.2.6 Konstruktive Empfehlungen für Giebelwände

Giebelwände weisen in der Regel geringe Vertikallasten auf und haben einen geringen Erdbebenwiderstand. Aus diesem Grunde sind Giebelwände durch Querwände und Pfeilervorlagen konstruktiv zu sichern. Zusätzlich sind Giebelwände mit Stahlbetonringbalken auszuführen, für deren Ausführung in der Ziegelindustrie verschiedene Zubehörprodukte zur Verfügung stehen. Mit Ringbalkenschalungen (z. B. bewehrte U-Schalen mit integrierter Wärmedämmung) können gleichzeitig schädigende Schwind- und Kriecheinwirkungen ausgeschlossen sowie ein ausreichender Wärmeschutz realisiert werden.



Abbildung 4.10: Zwei gedämmte Deckenrandschalen als Schalung für Ringbalken auf der Giebelwand

4.2.7 Berücksichtigung von Querschnittsschwächungen

In Mauerwerksschubwänden sind für die Leitungsverlegung horizontale und vertikale Querschnittsschwächungen in Form von Schlitz- oder Aussparungen anzuordnen. Da diese grundsätzlich eine Reduzierung des Mauerwerkquerschnittes darstellen, sind ihre Position sowie Größe und somit ihr statischer Einfluss auf die seismische Bemessung zu prüfen. Insbesondere für den außergewöhnlichen Lastfall Erdbeben, bei dem die Tragwerksreserven weitestgehend ausgenutzt werden, ist auf eine praxisgerechte Anordnung von Querschnittsschwächungen zu achten. DIN EN 1996-1-1/NA [4] gibt für vertikale und horizontale Querschnittsschwächungen in Tabelle NA.19 und NA.20 Grenzwerte für während der Herstellung und nachträglich ausgeführte Querschnittsschwächungen an. Werden diese eingehalten, kann auf eine statische Berücksichtigung verzichtet werden. Alternativ wird die Regel angegeben, dass wenn eine Aussparung weniger als 6 % der Querschnittsfläche bezogen auf 1 m Wandlänge beträgt und die in den Tabellen angegeben

Mindestrestwanddicken und Mindestabstände eingehalten werden, ebenfalls auf eine statische Berücksichtigung verzichtet werden kann. Können diese Anhaltswerte und Regeln nicht eingehalten werden, sind auch in der Erdbebenbemessung nur die verbleibenden Restquerschnitte anzusetzen.

4.2.8 Überbindemaß

Für einen Abtrag der Horizontalkräfte in den Schubwänden ist sicherzustellen, dass die Wände im Verband mit einem ausreichenden Überbindemaß von 40 % der Steinhöhe ausgeführt werden. Dieser Versatz der übereinanderliegenden Stoßfugen sorgt sowohl für eine gleichmäßige Verteilung der Vertikallasten in der Wandscheibe als auch für einen sichereren Schubabtrag nach dem Ansatz von Mann und Müller [15]. Die Anforderungen an das Überbindemaß sind nach DIN EN 1996-1-1/NA [4], NCI zu 8.1.4.1 in Abhängigkeit der Steinhöhe zu berücksichtigen.

4.2.9 Deckensysteme und Einfluss von Unterzügen

Stahlbetondecken aus Ortbeton sowie Filigrandecken (Halbfertigteildecke) mit Ortbetongängung sind in der Regel zweiachsig abtragend geplant und führen zu einer gleichmäßigen vertikalen Lastverteilung auf die Schubwände in den Hauptrichtungen des Gebäudes. Werden jedoch einachsig gespannte Ziegeldeckensysteme (Abbildung 4.11) oder Spannbetonhohldielen verwendet, so verändert sich der Lastabtrag auf die angeordneten Schubwände wesentlich. Dies ist bei dem Schubnachweis der aussteifenden Schubwände zu berücksichtigen. Gleiches gilt bei der zusätzlichen Anordnung von Balken (Unter- oder Überzüge), die ebenfalls die vertikale Lastverteilung auf die Schubwände und damit auch die Schubtragfähigkeiten verändern.



Abbildung 4.11: Ziegeldeckensystem [24]

4.2.10 Vormauerschalen

Außenschalen von zweischaligem Mauerwerk sind durch eine ausreichende Anzahl von Verankerungen an die tragende Innenschale anzubinden, um die entstehenden Trägheitskräfte durch die Erdbebeneinwirkung zu übertragen. In DIN EN 1998-1/NA [8], Anhang NA.D wird ein vereinfachter rechnerischer Ansatz für nichttragende Außenschalen von zweischaligem Mauerwerk angegeben, der auf einem Vergleich einer statisch äquivalenten seismischen Flächenlast mit dem Geschwindigkeitsdruck nach DIN EN 1991-1-4/NA [6] basiert. Es ist nachzuweisen, dass die statisch äquivalente Flächenlast p_E infolge der Erdbebeneinwirkung kleiner ist als der Geschwindigkeitsdruck q_p nach DIN EN1991-1-4/NA [6], Tabelle NA.B.3:

$$p_E = \frac{1,1 \cdot \rho \cdot t \cdot S_{aP,R} \cdot S \cdot \gamma_I}{1,2} < q_p \quad (4.2)$$

Dabei sind ρ [kg/dm^3] die Rohdichte und t [m] die Dicke der Vormauerschale. Die Erdbebeneinwirkung wird in Formel (4.2) durch die spektrale Antwortbeschleunigung $S_{aP,R}$ [m/s^2], den Bodenparameter S und den Bedeutungsbeiwert γ_I beschrieben. Wenn die Anzahl der vorhandenen Anker für einen Geschwindigkeitsdruck q_p des Windes ausreichend ist, sind keine weiteren rechnerischen Nachweise erforderlich. Auf diese Weise kann die Mindestanzahl der Verankerungen pro Quadratmeter weiterhin entsprechend den Angaben der bauaufsichtlichen Zulassung des Herstellers für Windlasten erfolgen. Kann dieser Nachweis nicht erfolgreich geführt werden, ist ein detaillierter Nachweis für nichttragende Bauteile nach DIN EN 1998-1 [7], Abschnitt 4.3.5 erforderlich. Zusätzlich müssen die Verankerungen der Drahtanker in der Lage sein, die auftretende Wechselbelastung infolge der seismischen Einwirkung sicher aufzunehmen.

Konstruktive Grundsätze

- Erdbebengerechte Auslegung von Fugenbreiten (s. 4.2.1)
- Wand-Deckenknoten mit 2/3 t Auflagertiefe und Zentrierstreifen ausführen (s. 4.2.2)
- Leichte Dachdecken mit Zugankern ausführen (s. 4.2.3)
- Mindestwanddicken bei nichttragenden Trennwänden beachten (s. 4.2.5)
- Giebelwände durch Ringbalken, Pfeilervorlagen und Querwände sichern (s. 4.2.6)
- Querschnittsschwächungen berücksichtigen (s. 4.2.7)
- Ausreichendes Überbindemaß ausführen (s. 4.2.8)
- Lastabtragung von Deckensystemen beachten (s. 4.2.9)
- Vormauerschalen ausreichend verankern (s. 4.2.10)

5 Nachweis mit konstruktiven Regeln und Vergleich mit Windlasten

5.1 Nachweis durch Vergleich mit Bemessungswindlasten

Auf einen rechnerischen Nachweis kann für Mauerwerksbauten der Bedeutungskategorien I bis III nach DIN EN 1998-1/NA [8] verzichtet werden, wenn die Gesamterdbebenkraft in jeder Richtung kleiner als die 1,5-fache charakteristische resultierende Windkraft in der entsprechenden Richtung ist, die Gebäudehöhe maximal 20 m beträgt, die maximale Anzahl von Vollgeschossen nach Tabelle 5.1 und die Regeln des erdbebengerechten Entwurfs eingehalten sind.

Tabelle 5.1: Maximale Anzahl der Vollgeschosse für Hochbauten mit Standsicherheitsnachweis durch Vergleich mit Wind

Einhängebeschleunigung bei Periode $T = 0$ s	Maximale Anzahl von Vollgeschossen
$a_{gR} \cdot S \cdot \gamma_I \leq 0,6$	4
$0,6 < a_{gR} \cdot S \cdot \gamma_I \leq 0,9$	3
$0,9 < a_{gR} \cdot S \cdot \gamma_I$	2

Tabelle 5.2: Mindestanforderungen an Schubwände

Bodenbeschleunigung [m/s ²]	h_{ef}/t_{ef}	t_{ef} [mm]	l/h^a
$a_{gR} \cdot S \cdot \gamma_I \leq 0,6$	nach DIN EN 1996-1-1 [3]		$\geq 0,27$
$0,6 < a_{gR} \cdot S \cdot \gamma_I \leq 0,9$	≤ 18	$\geq 150^b$	$\geq 0,27$
$0,9 < a_{gR} \cdot S \cdot \gamma_I \leq 0,9$	≤ 15	≥ 175	$\geq 0,27$

h_{ef} Knicklänge nach DIN EN 1996 1 1

h lichte Geschosshöhe

t_{ef} Wanddicke

l Wandlänge

$a_{gR} = S_{aR}/2,5$, Referenz-Bodenbeschleunigung

^a Sofern an die Wand Öffnungen angrenzen, darf anstatt der lichten Geschosshöhe die größere lichte Höhe der angrenzenden Öffnungen nach DIN EN 1998-1/NA [8] angesetzt werden.

^b Wände der Wanddicke ≥ 115 mm dürfen zusätzlich berücksichtigt werden, wenn $h_{ef}/t_{ef} \leq 15$ ist.

5.2 Nachweis mit konstruktiven Regeln

Darüber hinaus kann auf einen rechnerischen Nachweis verzichtet werden, wenn die Regelungen für „einfache Mauerwerksbauten“ nach DIN EN 1998-1/NA [8], Abschnitt 9.7 erfüllt werden. Diese umfassen allgemeine Anforderungen an die Mauerwerksbaustoffe, Kriterien des erdbebengerechten Entwurfs, Vorgaben an die maximale Geschossanzahl sowie konstruktive Anforderungen an die Grundrissgestaltung und Wände. Diese allgemeinen Anforderungen sind umfangreich, daher wird an für alle weiteren Details auf die Norm DIN EN 1998-1 [7] und die ergänzenden Regelungen im Nationalen Anwendungsdokument DIN EN 1998-1/NA [8] verwiesen. Da die Wanddicken und erforderlichen Wandlängen in Abhängigkeit von dem Niveau der Bodenbeschleunigung von besonderer Bedeutung sind, sind diese in Tabelle 5.2 nach DIN EN 1998-1/NA:2021-07, Tabelle NA.8 angegeben.

Zusätzlich sind noch Mindestschubwandflächen einzuhalten, die in Abhängigkeit der seismischen Einwirkung, der Anzahl der Vollgeschosse und der Steifigkeitsklasse (SFK) als auf die Geschossgrundrissfläche bezogene Mindestquerschnittsflächen von Schubwänden je Gebäuderichtung in Tabellen angegeben sind.

5.3 Erforderliche Schubwandquerschnittsflächen

Die erforderlichen Schubwandquerschnittsflächen sind in DIN EN 1998-1/NA [8] in insgesamt vierzehn Tabellen im normativen Anhang NA.H geregelt. Die dort angegebenen Schubwandquerschnittsflächen wurden unter Ansatz von Normalkraftumlagerung und Lastumverteilung für große und geringe Deckeneinspannungen zur Berücksichtigung von Rahmentragwirkungen abgeleitet. Entsprechend der angesetzten Mitwirkung der Decken sind diese damit rechnerisch für die Zusatzbeanspruchungen auf Grundlage von in den Tabellen angegebenen Momentenfaktoren nachzuweisen.

Die Tabellen umfassen die Steifigkeitsklassen 2 bis 20, die maximale Anzahl der Vollgeschosse ist auf fünf Geschosse begrenzt. Die prozentuale Bestimmung der Mindestschubwandflächen erfolgt in Abhängigkeit einer mittleren Wandlänge im Grundriss, die gebäudespezifisch in jede Richtung zu bestimmen ist. Weiterhin ist für die Anwendung auch das Wandmassenverhältnis der beiden Nachweisrichtungen

Tabelle 5.3: Mindestanforderungen an die auf die Geschossgrundrissfläche bezogene Querschnittsfläche von Schubwänden in Prozent bei großer Deckeneinspannung für Spektralbeschleunigungen $\leq 1,25 \text{ m/s}^2$ [8]

Anzahl der Vollgeschosse	mittlere Wandlänge l_{av} [m]	Mindestlänge l^* [m]	Faktoren für Einspannmomente		$p_{A,min}$ in Abhängigkeit einer Referenzbeschleunigung von $S_{aP,R} \cdot S \cdot \gamma_I \cdot \alpha_m \leq 1,25 \text{ m/s}^2$							
			$\beta_{M,F}$ [-]	$\beta_{M,D1}$ [-]	SFK	SFK	SFK	SFK	SFK	SFK	SFK	SFK
					2	4	6	8	10	12	16	≥ 20
1	1,30	0,4 h	0,90	0,60	2,2 ^{a,c}	2,0 ^a						
2	1,30	0,5 h	0,90	0,95	3,5 ^{b,c}	2,0 ^b	2,0 ^b	1,5 ^b	1,5 ^b	1,5		
3	2,20	0,9 h	1,75	1,00	5,8	2,6	2,0	2,0				
4	2,50	1,2 h	2,40	1,00		5,4	3,3	2,6	2,0	2,0		
5	2,50	1,4 h	2,85	1,00	KvNZ	11,2	6,3	4,7	3,2	2,6	2,0	2,0

^a Die Faktoren zur Ermittlung der Einspannmomente $\beta_{M,F}$ und $\beta_{M,D1}$ gelten nur, sofern $f_{k,vorh} [\text{N/mm}^2] \cdot p_{A,vorh} [\%] \geq 2,4$ ist, andernfalls sind die 1,25 fachen β_M -Faktoren anzuwenden.

^b Die Faktoren zur Ermittlung der Einspannmomente $\beta_{M,F}$ und $\beta_{M,D1}$ gelten nur, sofern $f_{k,vorh} [\text{N/mm}^2] \cdot p_{A,vorh} [\%] \geq 4,2$ ist, andernfalls sind die 1,25 fachen β_M -Faktoren anzuwenden.

^c Bei den so gekennzeichneten Tabellenwerten dürfen in Abhängigkeit von der Mauerwerksdruckfestigkeit f_k geringere Mindestquerschnittsflächen $p_{A,min}$ nach Tabelle NA.H.4 angesetzt werden. Hierbei darf zwischen den Mauerwerksdruckfestigkeiten linear interpoliert werden.

zu ermitteln, da bei einem Massenverhältnis von größer als 1,2 die aufnehmbaren Spektralbeschleunigungen zu erhöhen sind. Schließlich finden sich noch zahlreiche weitere Bedingungen und Fußnoten, die bei der Anwendung zu beachten sind. Tabelle 5.3 zeigt exemplarisch die Mindestanforderungen an die auf die Geschossgrundrissfläche bezogene Querschnittsfläche von Schubwänden in Prozent bei großer Deckeneinspannung für Spektralbeschleunigungen kleiner als $1,25 \text{ m/s}^2$. Für alle weiteren Tabellen und Details zur Anwendung wird auf DIN EN 1998-1/NA [8], Anhang NA.H verwiesen. Auf Grund der umfangreichen Tabellen, zahlreichen zu überprüfenden Anforderungen und Bedingungen sowie den Deckennachweisen für die Rahmentragwirkung ist zu empfehlen, den Nachweis softwareunterstützt durchzuführen. Hierzu kann z. B. die Software MINEA [18] verwendet werden.

Nachweis mit konstruktiven Regeln

- Erforderliche Schubwandquerschnittsflächen
- Regelmäßigkeit in Grund- und Aufriss
- Durchgehende Wandscheiben
- Deckenstärke mindestens 18 cm
- Nachweis der Deckeneinspannung

6 Rechnerische Nachweise und normative Grundlagen

Für den rechnerischen Nachweis von Mauerwerksbauten unter Erdbebeneinwirkung können nach DIN EN 1998-1/NA [8] lineare kraftbasierte oder nichtlineare statische Berechnungsverfahren zum Einsatz kommen. Nachfolgend werden die Grundzüge der Rechenverfahren vorgestellt. Für eine detaillierte Beschreibung der Verfahren wird auf Meskouris et al. [16], [17] verwiesen.

6.1 Lineare kraftbasierte Berechnungen

Das Standard-Rechenverfahren der linearen kraftbasierten Berechnungen ist das multimodale Antwortspektrenverfahren, bei dem alle durch das Erdbeben angeregten Frequenzen zur Berechnung der Kraft- und Verformungsgrößen des Tragwerks berücksichtigt werden. Alternativ kann das vereinfachte Antwortspektrenverfahren angewendet werden, wenn das dynamische Verhalten im Wesentlichen durch die erste Grundschwingform dominiert wird. Dies ist in der Regel der Fall, wenn die Regelmäßigkeitskriterien im Grund- und Aufriss nach Abschnitt 4.1 erfüllt sind.

6.1.1 Vereinfachtes Antwortspektrenverfahren

Die Grundlage des vereinfachten Antwortspektrenverfahrens ist ein ebenes Modell, in dem das Tragwerk als Ersatzstab mit konzentrierten Massen auf den Geschosebenen abgebildet wird. Die resultierende Gesamterdbebenkraft F_b ergibt sich als Produkt der Spektralbeschleunigung des Bemessungsspektrums $S_d(T_1)$ an der Stelle der Grundperiode T_1 mit der Gesamtmasse des Bauwerks M :

$$F_b = S_d(T_1) \cdot M \cdot \lambda \quad (6.1)$$

Der Faktor λ berücksichtigt die Tatsache, dass in Gebäuden mit mindestens drei Stockwerken und Verschiebungsfreiheitsgraden in jeder horizontalen Richtung die effektive modale Masse der Grundeigenform um etwa 15% kleiner ist als die gesamte Gebäudemasse. Die Verteilung der Gesamterdbebenkraft auf das Tragwerk erfolgt affin zur ersten Eigenform oder vereinfacht linear über die Bauwerkshöhe. Die Einzelkräfte F_i werden jeweils auf Höhe der Geschosdecken angesetzt und wie folgt berechnet:

$$F_i = F_b \frac{s_i m_i}{\sum s_j m_j} \quad (6.2)$$

Hierin sind m_i, m_j die Geschossmassen und s_i, s_j die zugehörigen Verschiebungen der Massen in der Grundschwingungsform. Bei der linearen Approximation der Grundschwingungsform entsprechen s_i, s_j den Höhen z_i, z_j der Massen m_i, m_j über dem Fundament. Anschaulich ist die Verteilung der Gesamterdbebenkraft in Abbildung 6.1 dargestellt.

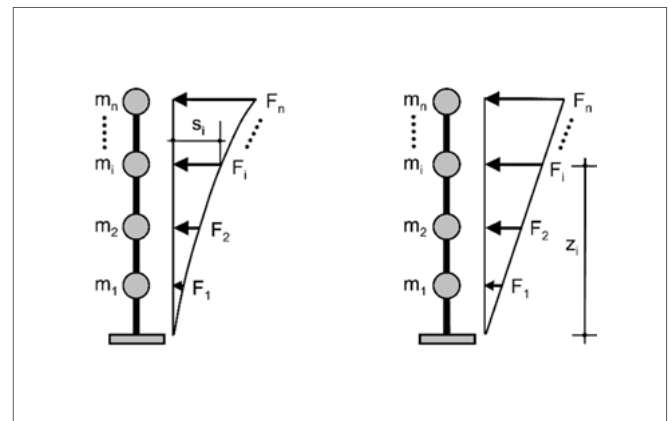


Abbildung 6.1: Verteilung der Erdbebenkräfte: Affin zur 1. Eigenform (links) und höhenproportional (rechts)

6.1.2 Multimodales Antwortspektrenverfahren

6.1.2.1 Berechnung der erforderlichen Schwingformen

Das multimodale Antwortspektrenverfahren ist allgemein anwendbar und kann mit ebenen oder räumlichen Modellen durchgeführt werden. Bei räumlichen Modellen ist die Erdbebeneinwirkung entlang der maßgebenden horizontalen Richtungen der Grundrisskonfiguration und in den zugehörigen orthogonalen Achsen anzusetzen. Dabei sind die wesentlichen Schwingformen in jeder Richtung in der Berechnung zu berücksichtigen.

6.1.2.2 Kombination der Schwingformen und Richtungsüberlagerung

Die Zustandsgrößen (Verformungen, Schnittgrößen) der einzelnen Schwingformen für jede horizontale Richtung werden quadratisch nach der SRSS-Regel (Square root of sum squares mode combination method) überlagert. Bei der

Überlagerung gehen die Vorzeichen der Zustandsgrößen verloren. Die Kombination der überlagerten Zustandsgrößen in die Gebäudehauptrichtungen E_{Edx} und E_{Edy} in Folge der horizontalen Erdbebeneinwirkungen kann ebenfalls mit der SRSS-Regel erfolgen. Alternativ dazu kann vereinfacht auch die 30%-Regel zur Richtungsüberlagerung angewendet werden:

$$E_{Edx} \oplus 0,30 E_{Edy} \quad (6.3)$$

$$0,30 E_{Edx} \otimes E_{Edy} \quad (6.4)$$

Dabei muss jede einzelne Komponente in diesen Kombinationen mit dem für die betrachtete Zustandsgröße ungünstigsten Vorzeichen angenommen werden. Die vertikale Erdbebenkomponente muss in der Regel nicht berücksichtigt werden, da diese für die moderaten seismischen Einwirkungsniveaus in deutschen Erdbebengebieten durch die Sicherheitsbeiwerte in der ständigen und vorübergehenden Einwirkungssituation abgedeckt sind.

Lineare Berechnungen

- Vereinfachtes Antwortspektrenverfahren
- Multimodales Antwortspektrenverfahren
- Eigenschwingformen
- Richtungsüberlagerung der Erdbebeneinwirkungen

6.2 Nichtlineare statische Berechnungen

6.2.1 Grundlagen und Berechnungsablauf

Nichtlineare statische Berechnungen (Pushover-Berechnungen) dienen zur Ermittlung der inelastischen Last-Verformungskurve (Kapazitätskurve) eines Bauwerks unter konstanten Gewichtslasten und monoton wachsenden Horizontalkräften. Die Kapazitätskurve gibt die Beziehung zwischen der Relativverschiebung eines maßgebenden Bezugspunktes (oberste Geschossdecke) und der Oberkante des Fundaments oder eines starren Kellergeschosses sowie der einwirkenden Gesamterdbebenkraft an. Für die Ermittlung der Kapazitätskurve und den Ansatz der Festigkeiten

sind DIN EN 1998-1 [7], Abschnitt 4.3.3.4.1(1) bis (4) zu beachten. Der Schnittpunkt der Kapazitätskurve mit dem Antwortspektrum im Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungsdiagramm (S_a - S_d -Diagramm) liefert die Zielverschiebung, die Grundlage des Nachweises ist. Der Nachweis ist erfüllt, wenn die 1,5-fache Zielverschiebung kleiner oder gleich der auf den Bezugspunkt bezogenen Verformungskapazität ist. Die Verformungskapazität ist diejenige Verformung, bei der gemäß der Kapazitätskurve des Bauwerks nach Erreichen der maximalen Tragfähigkeit noch mindestens 80% des maximalen Tragwerkswiderstands vorhanden ist. Folgende Bedingungen sind zu berücksichtigen: Das Rechenmodell muss das Schwingungsverhalten und die nichtlinearen Lastumverteilungseffekte im Bauwerk abbilden. Die Decken müssen als starre Scheiben wirken und die Horizontallasten auf die Aussteifungselemente verteilen. Wenn das dynamische Verhalten im Wesentlichen durch die Grundeigenform bestimmt wird, ist es ausreichend, nur die modale Verteilung der Horizontalkräfte zu berücksichtigen. Wird das dynamische Verhalten durch höhere Eigenformen beeinflusst, so sind die modalen Horizontalkraftverteilungen der wesentlichen Eigenformen mit wechselnden Vorzeichen zu kombinieren. Für jede Kombination der Eigenformen ist eine eigene Pushover-Analyse durchzuführen. Der Nachweis der Zielverschiebung erfolgt für die ungünstigste Erdbebenrichtung. Die Horizontalkomponenten der Erdbebeeinwirkung sind als gleichzeitig wirkend anzunehmen. Die Kombination der Richtungen darf nach DIN EN 1998-1 [7], Abschnitt 4.3.3.5.1(6) erfolgen.

Für die Ermittlung der Zielverschiebung kann mit gedämpften Spektren auf Grundlage der Kapazitätsspektrum-Methode erfolgen [16], [17]. In diesem Fall ist der erforderliche Dämpfungsansatz durch rechnerische oder experimentelle Untersuchungen abzuleiten. Abbildung 6.2 zeigt exemplarisch die Ermittlung der Zielverschiebung (Performance Point), die sich als Schnittpunkt der Kapazitätskurve mit dem gedämpften Spektrum im S_a - S_d -Diagramm ergibt.

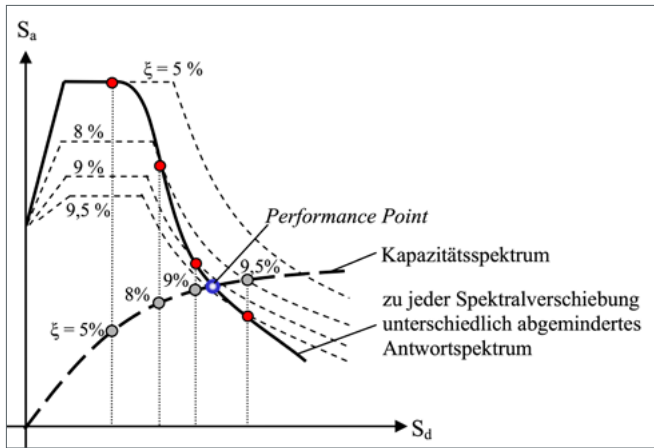


Abbildung 6.2: Ermittlung der Zielverschiebung mittels gedämpfter Spektren [15], [16]

6.2.2 Ermittlung der Kapazitätskurven für Mauerwerksgebäude

Die nichtlineare statische Berechnung von Mauerwerksbauten erfolgt auf Grundlage der Last-Verformungskurven der Einzelwände, die in Abhängigkeit der spezifischen Versagensformen zu ermitteln sind. Für unbewehrte Mauerwerkswände können zur Ermittlung der Last-Verformungskurven die Biege- und Schubkapazitäten nach DIN EN 1996-1-1/NA [4] berechnet werden. Die Verformungskapazitäten sind in Abhängigkeit der Versagensformen nach DIN EN 1998-1/NA [8], NCI zu 9.4(6) zu berechnen:

Biegung und Normalkraft: $0,006 \frac{H^2}{l} \psi$

Reibungsversagen: $\sigma_0 \leq 0,15 f_k$; $0,004 H$

Steinzugversagen: $\sigma_0 > 0,15 f_k$; $0,003 H$

Hierbei sind H die Wandhöhe, l die Wandlänge, ψ der Momentenverteilungsfaktor nach DIN EN 1996-1-1/NA [4], Anhang K, f_k die charakteristische Druckfestigkeit und σ_0 die mittlere Vertikalspannung infolge der Normalkraft am Wandkopf.

Nichtlineare statische Berechnungen

- Nichtlineare Kapazitätskurve des Bauwerks
- Nachweis über Performance Point
- Energiedissipation
- Verformungsfähigkeit

6.3 Ansatz von Verhaltensbeiwerten

In den linearen kraftbasierten Verfahren kann das horizontale Bemessungsantwortspektrum (Abschnitt 3.2) zur Berücksichtigung nichtlinearer Effekte durch den Verhaltensbeiwert q abgemindert werden. Die Verhaltensbeiwerte für Mauerwerksbauten nach DIN EN 1998-1/NA [8] sind in Tabelle 6.1 angegeben. Der Verhaltensbeiwert für unbewehrtes Mauerwerk beträgt $q = 1,7$, er kann durch den Faktor α_u/α_1 angehoben werden. Pauschal kann der Faktor für im Aufriss regelmäßige Gebäude mit mehr als sechs über alle Geschosse durchgehende Schubwände in der betrachteten Gebäuderichtung und Lastumlagerungsmöglichkeiten mit $\alpha_u/\alpha_1 = 1,15$ angesetzt werden, woraus sich ein resultierender Verhaltensbeiwert von $q = 1,96$ ergibt. Voraussetzung für die Erhöhung des Verhaltensbeiwerts ist die Berücksichtigung der Rahmentragwirkung in der Tragwerksmodellierung und die Bemessung der Decken für die Zusatzmomente aus den Interaktionen von Wänden und Decke.

Tabelle 6.1: Verhaltensbeiwerte von Mauerwerk nach DIN EN 1998-1/NA [8]

Mauerwerksart	Wandgeometrie	
	$h/l^a \leq 1$	$h/l^a \geq 1,6$
Unbewehrt ^{b,c,d}	$1,7 \cdot \alpha_u/\alpha_1$	$2,0 \cdot \alpha_u/\alpha_1$
Eingefasst	2,0	2,5
Bewehrt	3,0	

- h/l bezeichnet das Verhältnis der lichten Geschosshöhe zur Länge der längsten Wand in der betrachteten Gebäuderichtung.
- Die Verwendung von Verhaltensbeiwerten $q > 1,7$ ist nur zulässig, wenn in der Bemessungssituation infolge Erdbeben die mittlere Normalspannung in den entsprechenden Wänden 15 % der charakteristischen Mauerwerkdruckfestigkeit f_k nach DIN EN 1996-1-1 [3] nicht überschreitet.
- Die Tragwerksmodellierung darf nach DIN EN 1996-1-1 [3] erfolgen.
- α_1 : Multiplikator der horizontalen Erdbebenbemessungseinwirkung beim erstmaligen Erreichen der Biege- oder Schubfestigkeit einer Schubwand, während alle anderen Bemessungseinwirkungen konstant gehalten werden.

α_u : Multiplikator der horizontalen Erdbebenbemessungseinwirkung bei Erreichen des maximalen Fundamentschubs des Gebäudes, wobei alle anderen Bemessungseinwirkungen konstant gehalten werden. Der Multiplikator α_u darf durch eine Pushover-Berechnung ermittelt werden.

Für im Aufriss regelmäßige Gebäude mit ≥ 6 durchgehenden Schubwänden in der betrachteten Gebäuderichtung und Lastumlagerungsmöglichkeiten darf $\alpha_u/\alpha_1 = 1,15$ angesetzt werden, wenn in der Tragwerksmodellierung Rahmentragwirkung berücksichtigt wird und die Decken für die Zusatzmomente aus den Wänden bemessen werden. Lastumlagerungsmöglichkeiten liegen vor, wenn die betrachtete Gebäuderichtung Wände mit unterschiedlichen Wandlängen aufweist. In allen anderen Fällen ist $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$ anzusetzen, wenn keine Pushover-Berechnung durchgeführt wird. Höhere Verhaltensbeiwerte dürfen auf Grundlage von Pushover-Berechnungen angesetzt werden. Der Maximalwert beträgt in jedem Fall $q = 2,7$.

Höhere Verhaltensbeiwerte bis zu einem Maximalwert von $q = 2,7$ dürfen auf Grundlage der Ergebnisse nichtlinearer statischer Berechnungen (Pushover-Analysen) angesetzt werden. Dazu ist der Verhaltensbeiwert gebäudespezifisch zu ermitteln. Diese Vorgehensweise ist detailliert in Butenweg et al. [1] beschrieben.

Verhaltensbeiwert

- Lastumlagerung
- Energiedissipation
- Erhöhte Verhaltensbeiwerte mit nichtlinearen Berechnungen

6.4 Modellbildung

Die seismische Berechnung von Mauerwerksbauten kann an einem Ersatzstab, an einem ebenen Rahmenmodell oder an einem räumlichen Tragwerksmodell erfolgen. In jeder dieser Modellvarianten kann lineares oder nichtlineares Materialverhalten zugrunde gelegt werden. Das Berechnungsmodell für das jeweilige Bauwerk ist in Abhängigkeit vom Rechenverfahren und dem Modellierungsaufwand zu wählen.

6.4.1 Ersatzstab

6.4.1.1 Kragarmmodell

Bei dem Ersatzstabverfahren für regelmäßige Mauerwerksgebäude werden die Schubwände durch äquivalente Balken abgebildet (Abbildung 6.3). Auf der sicheren Seite wird die Einspannwirkung der Riegel vernachlässigt, so dass die Steifigkeit des Ersatzstabes der Summation der Kragarmsteifigkeiten entspricht. Bei der Bestimmung der Ersatzsteifigkeiten sind insbesondere bei längeren Wänden die Schubverformungen zu berücksichtigen, die nach Müller und Keintzel [19] für Erdbeben als dreiecksförmige Belastungen durch Reduzierung der Wandträgheitsmomente I berücksichtigt werden können:

$$I_E = \frac{I}{1 + \frac{3,64 \cdot E \cdot I}{h^2 \cdot G \cdot A}} \quad (6.5)$$

mit:

I Wandträgheitsmoment

h Gesamthöhe der aussteifenden Schubwände

E Elastizitätsmodul

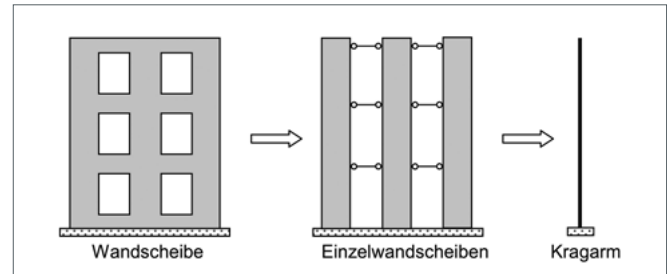


Abbildung 6.3: Gegliederte Wandscheibe, Einzelwandscheiben und Kragarm als Ersatzsystem

G Schubmodul; nach DIN EN 1996-1-1 [3], Abschnitt 3.7.3(1) kann der Schubmodul von Mauerwerk zu 40% des Elastizitätsmoduls bestimmt werden

A Wandfläche

6.4.1.2 Ersatzstab mit Momentenumverteilung in den Wänden

Bei einer horizontalen Belastung wirken die über mehrere Geschosse verlaufenden Mauerwerkswandscheiben nicht wie im Stahlbetonbau als durchgehende Scheiben mit Zugübertragung, sondern führen geschossweise Wandrotationen aus. Die Wände stellen sich auf und es bilden sich Druckdiagonalen zwischen den Wanddecken aus. Durch die Rotation der Wände kommt es zu einer Einspannwirkung durch die Deckenscheiben. Diese Einspannwirkung ist bei kurzen Wänden durch die größeren Wandrotationen stärker ausgeprägt als bei langen Wänden, die im Wesentlichen über Schub abtragen. Die Einspannwirkung wird in DIN EN 1996-1-1/NA [4], Anhang K über den Momentenverteilungsfaktor ψ beschrieben, der in Abbildung 6.4 für verschiedene Momentenlinien dargestellt ist.

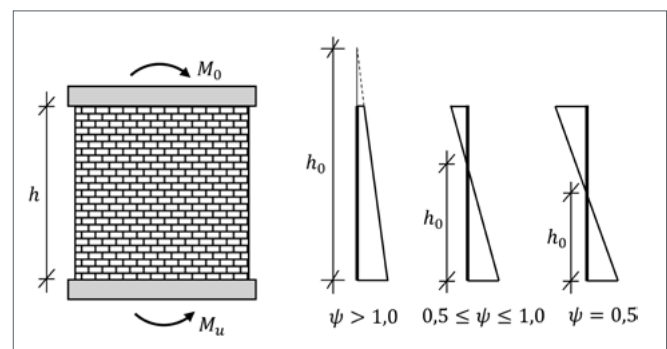


Abbildung 6.4: Momentenverteilungsfaktor ψ zur Beschreibung der Deckeneinspannung

Die Berechnung des Momentenverteilungsfaktors ψ erfolgt mit den Momenten am Wandkopf M_o und Wandfuß M_u :

$$|M_u| \geq |M_o|: \psi = \frac{h_0}{h} = \frac{M_u}{M_u - M_o} \quad (6.6)$$

$$|M_o| > |M_u|: \psi = \frac{M_u}{M_o - M_u} \quad (6.7)$$

Für die Ermittlung der Momentenverteilungsfaktoren ist die Berechnung der mitwirkenden Plattenbreite b_m erforderlich. Die Ermittlung der mitwirkenden Plattenbreiten ist für übliche Innen- und Außenwandsituation in Abhängigkeit der Momentennullpunkte l_0 in Tabelle 6.2 zusammengestellt. Die Bestimmung erfolgt in Anlehnung an punktgestützte Platten im Stahlbetonbau.

Tabelle 6.2: Abstand der Momentennullpunkte l_0 und mitwirkende Plattenbreite b_m

b_m	Wandsituation
$b_m = t + \frac{l_0}{3} \leq \text{MIN}(b_1, b_2)$	
$b_m = t + \frac{l_0}{6} \leq b_1$	
$b_m = t + \frac{l_0}{3} \leq \text{MIN}(b_1, b_2)$	
$b_m = t + \frac{l_0}{6} \leq b_1$ $\leq \text{MIN}(b_1, b_2)$	

* Bei teilaufgelagerten Decken ist die Wanddicke t durch die Auflagertiefe zu ersetzen.

Tabelle 6.3: Momentenverteilungsfaktoren für ein dreigeschossiges Mauerwerksgebäude

		Wandlänge [m]					
		Geschoss	≤ 1,0	2	[...]	≥ 8,0	FS
mitwirkende Plattenbreite in m	≤ 0,2	1	-0,099 x FL + 1,042	0,100 x FL + 1,814	[...]	0,019 x FL + 2,282	0,0595
		2	-0,126 x FL + 0,929	0,078 x FL + 1,171		0,015 x FL + 1,552	0,0387
		3	-0,162 x FL + 0,844	0,047 x FL + 0,709		0,010 x FL + 0,961	0,0195
	[...]						
	3	1	0,058 x FL + 0,524	0,159 x FL + 0,753	[...]	0,148 x FL + 1,773	0,0595
		2	-0,019 x FL + 0,547	0,074 x FL + 0,453		0,109 x FL + 1,139	0,0387
3		-0,047 x FL + 0,629	-0,021 x FL + 0,362	0,057 x FL + 0,706		0,0195	

* Die Berücksichtigung der Mauerwerkssteifigkeit erfolgt durch Addition des Tabellenwertes mit dem Term $\left[FS \cdot \left(\frac{E \cdot t}{1750} - 1\right)\right]$, wobei E in N/mm^2 und t in m anzusetzen sind.

** Rechnerisch negative Werte sind mit 0 zu ersetzen.

*** Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

Die Momentenverteilungsfaktoren können nach Kubalski et al. [14] in Abhängigkeit der mitwirkenden Plattenbreite b_m , der freien Länge FL zwischen den benachbarten Wänden und dem Elastizitätsmodul der Wände E ermittelt werden. Die Ermittlung erfolgt mit Tabellen für verschiedene Geschossanzahlen, von denen die Tabelle für dreigeschossige Mauerwerksgebäude auszugswise in Tabelle 6.3 angegeben ist. Die weiteren Tabellen werden im Schriftenreihenheft Bemessung von Mauerwerksbauten nach Eurocode 8, 2023. Der DafM abgedruckt [20]. Mit diesem Ansatz können die mit einem Ersatzstab ermittelten Momente in den Wänden umverteilt werden, womit die Nachweise unter Horizontal-lasten infolge Erdbebeneinwirkung erfolgreicher geführt werden können.

Bei Ansatz der Rahmentragwirkung wird in DIN EN 1996-1-1/NA [4] die Bemessung der Deckenscheiben für die zusätzliche Momentenbeanspruchung gefordert. Bei Anwendung des Kennwertes zur Beschreibung der Momentenverteilung ψ berechnen sich die Momente an Wandkopf M_o und Wandfuß M_u mit der Querkraft V und der Geschosshöhe h zu:

$$M_u = V \cdot h \cdot \psi \quad (6.8)$$

$$M_o = V \cdot h \cdot (\psi - 1) \quad (6.9)$$

Aus der Differenz der Momente der Wandscheiben in den unterschiedlichen Geschossen ergibt sich die zusätzliche Biegebeanspruchung der Decke durch das Differenzmoment ΔM :

$$\Delta M = M_o - M_u \quad (6.10)$$

Hierbei sind M_o das Moment am Kopf der Wand im Geschoss unterhalb und M_u das Moment am Fuß der Wand oberhalb der betrachteten Decke. Ausgehend von dem auf die Decke einwirkenden Differenzmoment ΔM wird eine Bemessung für Biegung und Durchstanzen durchgeführt. Die beanspruchten Deckenbereiche können für die Ermittlung der Biegebewehrung basierend auf einer Idealisierung als Deckenstreifen im Bereich der Wandscheiben in Form

eines Plattenbalkens als Mehrfeldträger mit der mitwirkenden Plattenbreite b_m und freien Wandlänge l_{FL} idealisiert werden. Die Beanspruchung der Decke durch die sich bei Erdbebeneinwirkungen einstellenden Wandrotationen wird durch eine dreiecksförmige Last $n_{\Delta M}$ in dem statischen Ersatzsystem berücksichtigt. Die Ordinate der Dreieckslast berechnet sich zu:

$$n_{\Delta M} = \frac{6\Delta M}{l_w^2} \tag{6.11}$$

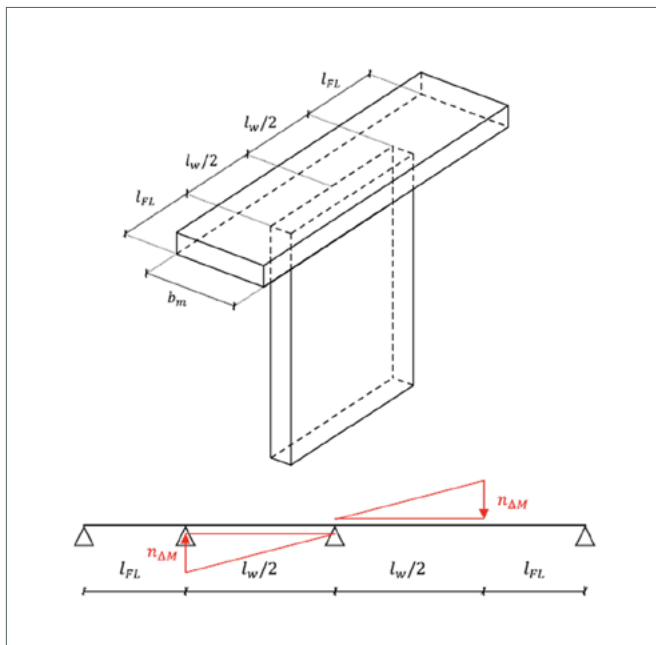


Abbildung 6.5: Idealisierter Deckenstreifen und statisches Ersatzsystem für Ermittlung der Biegebewehrung [18]

Für die aus den Deckenmomenten resultierenden Querkräfte ist der Durchstanznachweis nach DIN EN 1992-1-1 [2], Abschnitt 6.4 zu führen:

$$V = \frac{\Delta M}{l_w} \tag{6.12}$$

Dabei kann die Überprüfung der Durchstanztragfähigkeit der Decke auf der sicheren Seite ohne Ansatz der Längsbewehrung erfolgen, so dass ausschließlich der Mindestwert der Durchstanztragfähigkeit nach DIN EN 1992-1-1 [2], Abschnitt 6.4.4 berücksichtigt wird.

6.4.2 Ebene Rahmenmodelle

Wenn die Steifigkeit der Decken zwischen den Wandscheiben berücksichtigt wird, können bei Einhaltung der Regelmäßigkeitskriterien ebene Rahmenmodelle Anwendung finden (Abbildung 6.6). Berechnungsansätze für die notwendige Berechnung der Riegelsteifigkeiten werden von Müller und Keintzel [19] angegeben. Die Abschätzung der Riegelsteifigkeiten ist jedoch nicht trivial, da diese von der Biegesteifigkeit der Decken, von dem vorhandenen Auflastniveau, der Länge der Schubwände und von der Verteilung der Schubwände im Grundriss abhängig sind. Näherungsweise kann die Berücksichtigung der Riegelsteifigkeiten durch den Ansatz eines Deckenstreifens mit einer mitwirkenden Breite erfolgen. Die mitwirkende Breite ist auf Grundlage einer Abschätzung der zu erwartenden Einspannwirkung der Decke festzulegen [16], [17]. Hierbei sind die Ausbildung der Sturzbereiche, die Deckensteifigkeit, die Größe und Anordnung von Öffnungen und aussteifend wirkende Querwände zu berücksichtigen.

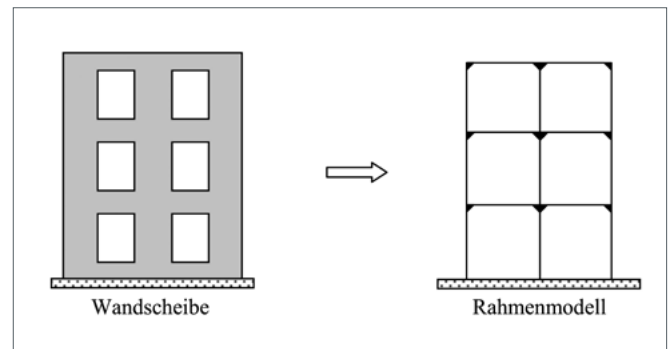


Abbildung 6.6: Wandscheibe mit Rahmen als Ersatzsystem

6.4.3 Räumliche Berechnungsmodelle

Räumliche Modelle ermöglichen eine detaillierte Abbildung der Tragwerksgeometrie und erfassen das Schwingungsverhalten realitätsnah. Vorteilhaft ist, dass der horizontale und vertikale Lastabtrag an einem konsistenten Modell erfolgt und strukturelle Torsionseinflüsse automatisch im Modell berücksichtigt werden. Bei räumlichen Modellen für Mauerwerksbauten können die Wandscheiben entweder durch Balkenelemente (Abbildung 6.3a) oder durch Schalenelemente (Abbildung 6.3b) abgebildet werden. Bei der Wandmodellierung mit Schalenelementen sind die Ergebnisgrößen in Form von Schalenspannungen für die Mauerwerksbemessung zu integrieren, um die Schnittgrößen der Wand für eine normative Bemessung zu erhalten.

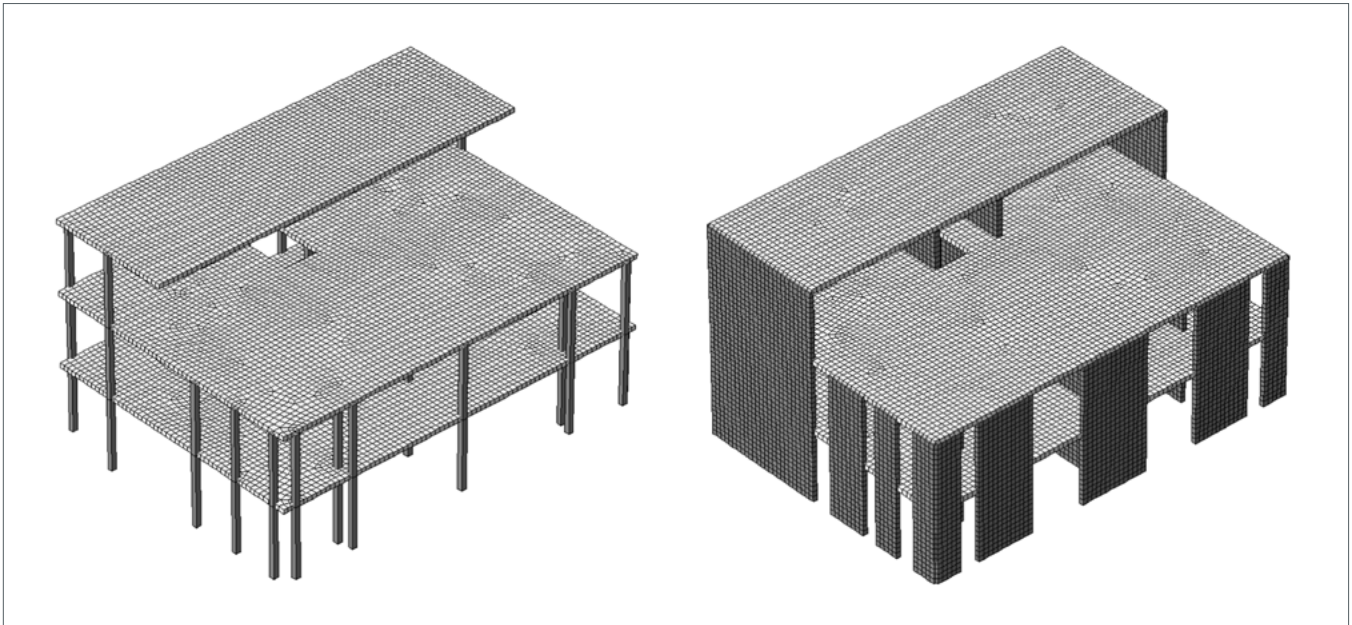


Abbildung 6.7: Räumliche Modelle mit Wänden idealisiert mit a) Balkenelementen und b) Schalenelementen

6.4.4 Berücksichtigung von Torsionswirkungen

Die Berücksichtigung von Torsionswirkungen ist in DIN EN 1998-1 [7] abhängig von dem gewählten Rechenverfahren und den Regelmäßigkeitskriterien des Tragwerks geregelt. Es wird unterschieden zwischen zufälligen Torsionswirkungen durch unsymmetrische Masseverteilungen während der Nutzung des Bauwerks und Torsionswirkungen infolge der vorhandenen Exzentrizität zwischen Massen- und Steifigkeitsmittelpunkt sowie der Wirkung höherer Eigenformen. Vorhandene Torsionswirkungen sind in räumlichen Berechnungsmodellen automatisch enthalten. Die Berücksichtigung der Torsionswirkungen kann für vereinfacht modellierte Tragwerke, die definierte Regelmäßigkeitskriterien erfüllen, durch eine pauschale Erhöhung der seismischen Beanspruchungen erfolgen. Anderenfalls sind die Exzentrizitäten zu berechnen und in den Rechenmodellen anzusetzen. Alternativ zu den Torsionsansätzen im Basisdokument DIN EN 1998-1 [7] bietet das Nationale Anwendungsdokument DIN EN 1998-1/NA [8] die Möglichkeit einen genaueren Torsionsansatz anzuwenden. Dieser Ansatz geht auf Müller und Keintzel [19] zurück. Für eine detaillierte Beschreibung der Torsionsansätze wird auf Meskouris et al. [16], [17] verwiesen.

Modellbildung

- Ersatzstab
- Ebene Rahmenmodelle
- Räumliche Rechenmodelle
- Deckenmitwirkung als Riegel
- Momentenumverteilung am Ersatzstab
- Berücksichtigung von Torsionswirkungent

7 Berechnungsbeispiele aus der Praxis

6.5 Tragfähigkeitsnachweis

Die Ermittlung des Bemessungswertes der Beanspruchungen E_{dAE} erfolgt nach den Kombinationsregeln der DIN EN 1990 [10] für die Bemessungssituation Erdbeben:

$$E_{dAE} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \gamma_1 \cdot A_{Ed} \oplus \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (6.13)$$

E „Summe“ der entsprechenden Zustandsgrößen;

⊗ „in Kombination mit“;

$G_{k,j}$ Charakteristischer Wert der ständigen Einwirkung j ;

A_{Ed} Bemessungswert der Erdbebeneinwirkung;

$Q_{k,i}$ Charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkung i ;

$\psi_{2,i}$ Kombinationsbeiwert für die veränderliche Einwirkung i ;

P_k Vorspannung;

γ_1 Wichtungsfaktor für Erdbeben nach DIN EN 1990 [10], ($\gamma_1 = 1,0$).

Der Bemessungswert der Erdbebeneinwirkung A_{Ed} wird hierbei unter Berücksichtigung aller permanent wirkenden Vertikallasten ermittelt:

$$A_{Ed} = A \left\{ \sum G_{k,j} \oplus \sum \psi_{E,i} Q_{k,i} \right\} = A \left\{ \sum G_{k,j} \oplus \sum \varphi \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (6.14)$$

Hierbei ist ψ nach DIN EN 1998-1/NA [8], Tabelle NA.4 und der Kombinationsbeiwert $\psi_{2,i}$ nach DIN EN 1990 [10] anzusetzen. Der Nachweis der Tragfähigkeit erfolgt durch die Gegenüberstellung des Bemessungswertes der Beanspruchungen E_{dAE} mit der Bemessungstragfähigkeit R_d :

$$E_{dAE} < R_d = R \left\{ \frac{f_k}{\gamma_m} \right\} \quad (6.15)$$

Hierin sind f_k der charakteristische Wert der Festigkeit des verwendeten Baustoffs und γ_m der Teilsicherheitsbeiwert auf der Materialseite.

Die zuvor beschriebenen Nachweiskonzepte über die Einhaltung konstruktiver Vorgaben und unter Verwendung verschiedener Rechenmodelle werden im Folgenden exemplarisch anhand von drei Beispielen vorgestellt. Der vereinfachte Nachweis wird an einem Reihenhaus durchgeführt (Beispiel 1), während die rechnerischen Nachweise mit dem vereinfachten Antwortspektrumverfahren und der statisch nichtlineare Nachweis an einem Einfamilienhaus (Beispiel 2) illustriert werden. Abschließend wird das Vorgehen des multimodalen Antwortspektrumverfahrens anhand eines Mehrfamilienhauses (Beispiel 3) demonstriert.

7.1 Beispiel 1: Reihenhaus – Nachweis mit konstruktiven Regeln

Der Nachweis durch Einhaltung konstruktiver Regeln wird am Beispiel eines Reihenhauses illustriert. Das Reihenhaus, bestehend aus zwei Vollgeschossen, einem Satteldach und einem als starren Kasten ausgebildeten Keller, ist in Abbildung 7.1 dargestellt.

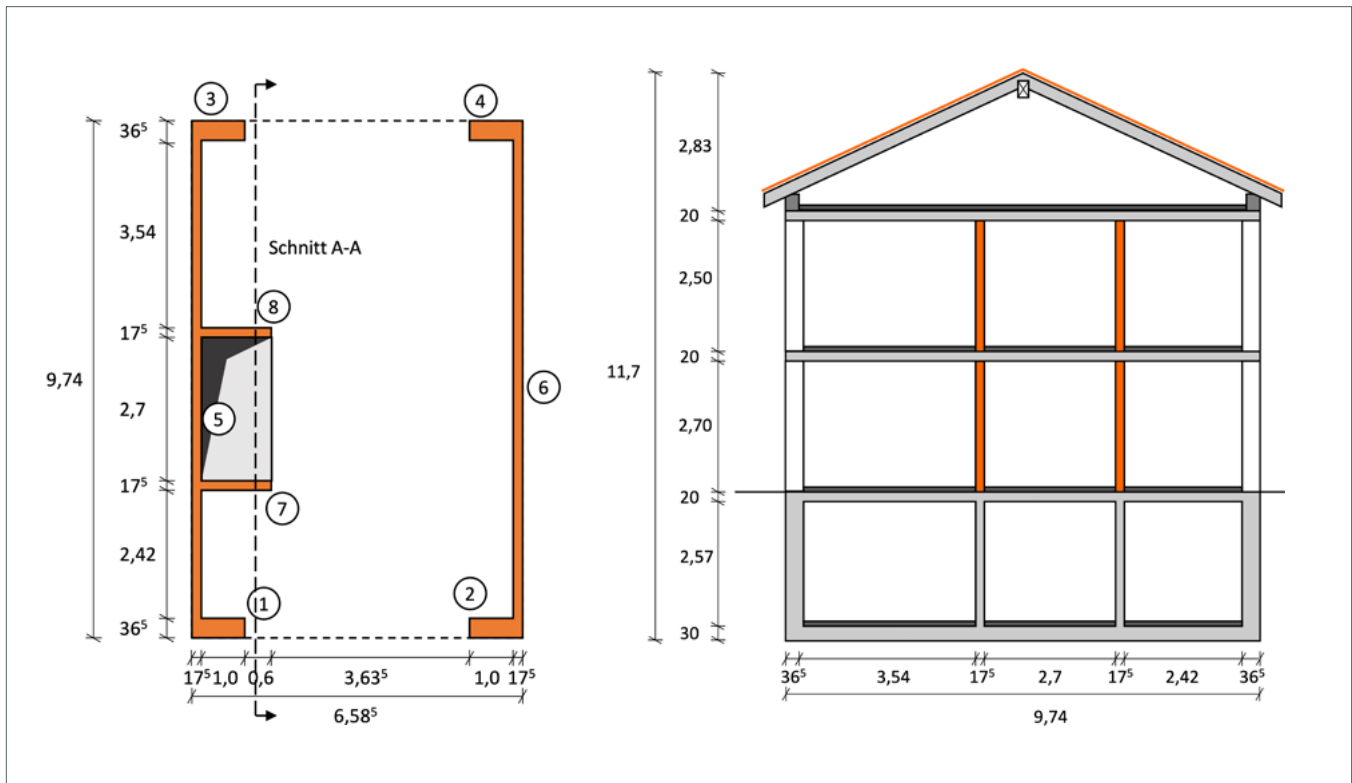


Abbildung 7.1: Grundriss und Schnitt A-A durch das Reihenhaus

Die Wandscheiben sind mit bauaufsichtlich zugelassenen Produkten mit folgenden Materialeigenschaften ausgeführt:

- Außenwände:
Plan-Hochlochziegel, Steifigkeitsklasse (SFK) 6, Dichte inkl. Putz 650 kg/m^3 , Wanddicke 365 mm, Dünnbettmörtel, Stoßfugen unvermörtelt
- Innenwände/Gebäudetrennwände:
Plan-Hochlochziegel, SFK 12, Dichte inkl. Putz 1000 kg/m^3 , Wanddicke 175 mm, Dünnbettmörtel, Stoßfugen unvermörtelt
- Die Geschossdecken sind ausgebildet als:
Stahlbetondecke, scheibenartige Tragwirkung, Dicke 20 cm

Die Bedeutungskategorie und die Parameter am Standort sind:

- Bedeutungskategorie II (Wohnhaus), Bedeutungsfaktor $\gamma_I = 1,0$
- Untergrundklasse S, Baugrundklasse C
- Spektrale Antwortbeschleunigung im Plateaubereich auf Fels: $S_{aP,R} = 2,0 \text{ m/s}^2$

Bei einfachen Mauerwerksbauten nach DIN EN 1998-1 [7], Abschnitt 9.7.1 kann auf einen rechnerischen Erdbebennachweis verzichtet werden, wenn das Gebäude in die Bedeutungskategorien I oder II fällt, Ausführung und die verwendeten Baustoffe den Anforderungen in Abschnitt 9.2 entsprechen, die Auslegungskriterien und Konstruktionsregeln nach Abschnitt 9.5 und die Regeln nach Abschnitt 9.7.2 eingehalten sind. Die Überprüfung der Einhaltung dieser Anwendungsbedingungen sind in Tabelle 7.1 bis 7.3 zusammengestellt. Zur besseren Übersicht ist die Nummerierung in den Tabellen an die Nummerierung der Absätze in der Norm angepasst.

Tabelle 7.1: Baustoffe und Ausführung nach DIN EN 1998-1/NA [8], NDP zu Abschnitt 9.2

Absatz	Konstruktionsregel	Erfüllt
9.2.1(1)	Mauersteine, die nach DIN EN 1996-1-1/NA [4] zulässig sind.	✓
9.2.3(1)	Mauermörtel, die nach DIN EN 1996-1-1/NA [4] zulässig sind.	✓

Tabelle 7.2: Auslegungskriterien und Konstruktionsregeln nach DIN EN 1998-1/NA [8], Abschnitt 9.5

Absatz	Auslegungskriterien und Konstruktionsregeln	Erfüllt
9.5.1(1)P	Hochbauten aus Mauerwerk müssen aus Decken und Wänden bestehen, die in zwei orthogonalen horizontalen und einer vertikalen Richtung miteinander verbunden sind.	✓
9.5.1(2)P, 9.5.2(2)	Die Verbindung zwischen Decken und Wänden muss durch Stahlanker oder Stahlbetonringbalken mit einer Mindestlängsbewehrung von 200 mm ² erfolgen.	✓
9.5.1(3)	Jeder Deckentyp darf verwendet werden, vorausgesetzt, die allgemeinen Kontinuitätsanforderungen und eine wirksame Scheibenwirkung sind sichergestellt.	✓
9.5.1(4)P	Schubwände müssen in mindestens zwei orthogonalen Richtungen vorgesehen sein.	✓
9.5.1(5) a)	Die effektive Dicke von Schubwänden t_{ef} darf nicht geringer als ein Mindestwert $t_{ef,min}$ sein: $min t_{ef} = 175 mm \geq t_{ef,min} = 175 mm$ (für $0,9 < a_{gR} \cdot S \cdot \gamma_I \leq 2,5$)	✓
9.5.1(5) b)	Das Verhältnis der effektiven Knicklänge der Wand zu ihrer effektiven Dicke h_{ef}/t_{ef} darf einen Höchstwert ($h_{ef}/t_{ef,max}$) nicht überschreiten: $max \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{203}{17,5} = 11,6 \leq 15$	✓
9.5.1(5) c)	Das Verhältnis der Wandlänge zur lichten Höhe h darf nicht geringer sein als ein Mindestwert: $\frac{l}{h} = \frac{117}{270} = 0,43 \geq 0,27$ Somit können alle Wandscheiben berücksichtigt werden (Anhang NA.H.2).	✓

Tabelle 7.3 Teil a: Regeln für „einfache Mauerwerksbauten“ nach DIN EN 1998-1/NA [8], NDP und NCI zu Abschnitt 9.7.2

Absatz	Konstruktionsregel	Erfüllt
9.7.2(1) Anhang NA.H.1	Das Bauwerk gehört der Bedeutungskategorie I oder II an.	✓
	Eingangswerte: $S_{aR} = 2,0 m/s^2$; $S = 1,15$; $\gamma_I = 1,0$ $A_g = 64,14 m^2$ (Geschossgrundfläche) Große Deckeneinspannung	✓
9.7.2(1) Anhang NA.H.2	Es dürfen nur Wandscheiben berücksichtigt werden, die folgende Eigenschaften erfüllen: Ausschließlich durchgehende und nicht abgestufte Schubwände über alle Geschosse auf einem starren Kellergeschoss oder der Gründung sind ansetzbar. Für die anzusetzenden Wandscheiben muss gelten:	✓
...	$\frac{l}{h} = \frac{117}{270} = 0,43 \geq 0,27 \rightarrow$ Alle Wandscheiben dürfen berücksichtigt werden.	
	Die lichte Geschosshöhe h beträgt maximal 2,70 m.	✓
	Deckendicke von 20 cm wird nicht unterschritten. (Mindestdeckendicke 18 cm)	✓
	2 Vollgeschosse sind kleiner als zulässige Geschossanzahl (max. 5)	✓

Tabelle 7.3 Teil b: Regeln für „einfache Mauerwerksbauten“ nach DIN EN 1998-1/NA [8], NDP und NCI zu Abschnitt 9.7.2

Absatz	Konstruktionsregel	Erfüllt	
... 9.7.2(1) Anhang NA.H.2	erf. mittlere Wandlänge $l_{av,(x,y)} \geq l_{av} = 1,30 \text{ m}$ erf. mittlere Wandlänge $l_{min,(x,y)} \geq l^* = 0,5 \cdot h = 0,5 \cdot 2,70 = 1,35 \text{ m}$ erf. mittlere Wandlänge $l_{min,(x,y)} \geq 0,4 \cdot l_{max,(x,y)}$	✓	
	x-Richtung (Querrichtung)		y-Richtung (Längsrichtung)
	$l_{av,x} = 1,32 \text{ m} \geq 1,30 \text{ m}$ ✓ $l_{min,x} = 1,18 \text{ m} \geq l^* = 1,35 \text{ m}$ ✗ oder $l_{min,x} = 1,18 \text{ m} \geq 0,4 \cdot 1,60 = 0,64 \text{ m}$ ✓		$l_{av,y} = 9,01 \text{ m} \geq 1,30 \text{ m}$ ✓ $l_{min,y} = 9,01 \text{ m} \geq l^* = 1,35 \text{ m}$ ✓ oder $l_{min,y} = 9,01 \text{ m} \geq 0,4 \cdot 9,01 = 3,92 \text{ m}$ ✓
	Vorhandene Schubwandflächen		
	x-Richtung (Querrichtung)		y-Richtung (Längsrichtung)
	Wände mit SFK 6: $A_{S,W1-W4} = 4 \cdot 1,18 \cdot 0,365 = 1,72 \text{ m}^2$ Wände mit SFK 12: $A_{S,W7-W8} = 2 \cdot 1,60 \cdot 0,175 = 0,56 \text{ m}^2$ Schubwandflächenanteil: $p_{A,vorh,SFK6} = 2,67 \%$ $p_{A,vorh,SFK12} = 0,87 \%$		Wände mit SFK 12: $A_{S,W5+W6} = 2 \cdot 9,01 \cdot 0,175 = 3,15 \text{ m}^2$ Schubwandflächenanteil: $p_{A,vorh,SFK12} = 4,92 \%$
	Erforderliche Schubwandflächen		
x-Richtung (Querrichtung)	y-Richtung (Längsrichtung)		
Wandmassenverhältnis: $\alpha_{m,W} = 1,88 \geq 1,2 \rightarrow \alpha_m = 1,05$ Spektralbeschleunigung: $S_{aP,R} \cdot S \cdot \gamma_1 \cdot \alpha_m = 2,0 \cdot 1,15 \cdot 1,0 \cdot 1,05 = 2,42$ Mindestschubwandflächenanteil: $p_{A,min,SFK6} = 4,10 \%$ (interpoliert) $p_{A,min,SFK12} = 2,05 \%$ (interpoliert) $v = \frac{2,67}{4,10} + \frac{0,87}{2,05} = 1,08 > 1,0$	Wandmassenverhältnis: $\alpha_{m,W} = 0,53 \rightarrow \alpha_m = 1,00$ Spektralbeschleunigung: $S_{aP,R} \cdot S \cdot \gamma_1 \cdot \alpha_m = 2,0 \cdot 1,15 \cdot 1,0 \cdot 1,00 = 2,30$ Mindestschubwandflächenanteil: $p_{A,min,SFK12} = 2,05 \%$ (interpoliert) $v = \frac{4,92}{2,05} = 2,40 > 1,0$		
9.7.2(2) a)	Annähernd rechteckiger Grundriss	✓	
9.7.2(2) b)	Verhältnis der kürzeren zur längeren Seite: $\frac{B}{L} = \frac{L_x}{L_y} = \frac{6,585}{9,74} = 0,68 \geq 0,25$	✓	
9.7.2(2) c)	Die Fläche der projizierten Abweichungen von der Rechteckform der gesamten Gebäudegrundrissfläche oberhalb der betrachteten Ebene ist kleiner als 15 %.	✓	
9.7.2(3) a)	Das Gebäude ist durch Schubwände ausgesteift und diese sind in zwei orthogonalen Richtungen annähernd symmetrisch angeordnet.	✓	
9.7.2(3) b), c)	Entweder: Mindestens zwei parallele Schubwände in einer Richtung, deren Länge mindestens dem doppelten Wert von $l/h \geq 0,27$ nach Tabelle NA.8 entspricht, wobei der Abstand zwischen deren Wandachsen mindestens 60 % der größeren Gebäudelänge betragen muss. (erfüllt) oder: Mindestens zwei parallele Wände müssen jeweils in x- und y-Richtung angeordnet sein. Die Länge dieser Wände muss größer sein als 30 % der Bauwerkslänge in der betrachteten Richtung. Außerdem muss der Abstand zwischen zwei der Wände in mindestens einer Richtung größer als 75 % der Bauwerkslänge in der anderen Richtung sein. (erfüllt) oder: Reihenhaus mit zwei durchgehenden Gebäudetrennwänden. (erfüllt)	✓	

Tabelle 7.3 Teil c: Regeln für „einfache Mauerwerksbauten“ nach DIN EN 1998-1/NA [8], NDP und NCI zu Abschnitt 9.7.2

Absatz	Konstruktionsregel	Erfüllt
9.7.2(3) d)	Es werden mindesten 75 % der Vertikallasten von den Schubwänden getragen oder der überwiegende Teil der Vertikallasten wird von den Schubwänden in den beiden orthogonalen Hauptrichtungen in etwa gleicher Größenordnung abgetragen.	✓
9.7.2(3) e)	Die Schubwände sind über alle Geschosse durchgehend.	✓
9.7.2(5)	Der Massenunterschied aufeinanderfolgender Geschosse muss $\leq 20\%$ sein. Eine Überschlagsrechnung zur Berücksichtigung der Wandeigengewichte, der Deckeneigengewichte und des Dachgewichts ergibt für die beiden vorhandenen Geschosse keine signifikanten Massenunterschiede. Unterschied der Schubwandflächen übereinanderliegender Geschosse $\leq 30\%$.	✓
9.7.2(6)	Die Schubwände in einer Richtung sind mit Wänden in der dazu orthogonalen Richtung in einem maximalen Abstand von 7 m verbunden.	✓

Da die Anwendungsbedingungen, die konstruktiven Regeln sowie die Anforderungen an die erforderlichen Schubwandflächen für einfache Mauerwerksbauten in allen Punkten erfüllt sind, kann auf einen rechnerischen Erdbebennachweis verzichtet werden. Hierbei wird vorausgesetzt, dass die aus der großen Deckeneinspannung resultierenden Einspannmomente durch die Gründung und die Deckenplatten aufgenommen werden können. Die Ermittlung der Einspannmomente erfolgt durch den Ansatz der seismisch aktivierten Gebäudemasse m , die sich mit der anteiligen Wirkung der Verkehrslasten für das Reihenhaus zu 131,53 t ergibt. Mit letzterer sowie den in DIN EN 1998-1/NA [8] angegebenen Faktoren für die Einspannmomente $\beta_{M,F}$, $\beta_{M,D1}$, $\beta_{M,D2}$ ergeben sich die Einspannmomente für die Gründung M_F , die Decke über dem Erdgeschoss M_{D1} und die Decke über dem ersten Obergeschoss M_{D2} :

$$M_F = \beta_{M,F} \cdot S_{aPR} \cdot S \cdot \gamma_I \cdot m = 0,9 \cdot 2,0 \cdot 1,15 \cdot 1,0 \cdot 131,53 = 272,27 \text{ kNm}$$

$$M_{D1} = \beta_{M,D1} \cdot S_{aPR} \cdot S \cdot \gamma_I \cdot m = 0,95 \cdot 2,0 \cdot 1,15 \cdot 1,0 \cdot 131,53 = 287,39 \text{ kNm}$$

$$M_{D2} = \beta_{M,D2} \cdot S_{aPR} \cdot S \cdot \gamma_I \cdot m = 0,4 \cdot 0,95 \cdot 2,0 \cdot 1,15 \cdot 1,0 \cdot 131,53 = 114,96 \text{ kNm}$$

Der Ansatz der resultierenden Momente erfolgt in den beiden Gebäudehauptrichtungen. Die Aufteilung auf die einzelnen Wände erfolgt steifigkeitsproportional entsprechend der jeweiligen Wandsteifigkeiten, sodass die in Tabelle 74 angegebenen Einspannmomente der Wände resultieren. Die berechneten Momente müssen als zusätzlicher Lastfall bei der Bemessung der Gründung und Deckenplatten berücksichtigt werden.

Tabelle 7.4: Zusammenfassung der Einspannmomente für Decken und Gründung

Gebäuerichtung	Wand	EI_i [kNm ²]	$M_{F,i}$ [kNm]	$M_{D1,i}$ [kNm]	$M_{D2,i}$ [kNm]
x-Richtung	1-4	89.073	25,93	27,37	10,95
	7-8	289.545	84,28	88,96	35,59
y-Richtung	5-6	17.725.506	136,14	143,70	57,48

7.2 Beispiel 2: Einfamilienhaus – Rechnerischer Nachweis mit Ersatzstab und vereinfachtem Antwortspektrumverfahren

Der rechnerische Standsicherheitsnachweis unter Vertikal- und Horizontallasten aus Erdbeben wird im Folgenden für ein freistehendes Einfamilienhaus durchgeführt. Die Berechnung erfolgt am Ersatzstab mit Erdbebenbeanspruchungen, die nach dem vereinfachten Antwortspektrumverfahren ermittelt werden. Das Einfamilienhaus, bestehend aus zwei Vollgeschossen, einem Satteldach und einem als starren Kasten ausgebildeten Keller, ist mit seinen Abmessungen in Abbildung 7.2 dargestellt.

Die Wandscheiben sind mit bauaufsichtlich zugelassenen Produkten mit folgenden Materialeigenschaften ausgeführt:

- Außenwände: Plan-Hochlochziegel, SFK 6, Rohdichteklasse 0,55, Wanddicke 365 mm, Dünnbettmörtel, Stoßfugen unvermörtelt

- Innenwände: Plan-Hochlochziegel, SFK 12, Rohdichteklasse 0,9, Wanddicke 175 mm, Dünnbettmörtel, Stoßfugen unvermörtelt

Die Geschossdecken sind ausgebildet als:

- Stahlbetondecke, scheibenartige Tragwirkung, Dicke 20 cm

Die Bedeutungskategorie und die Parameter am Standort sind:

- Bedeutungskategorie II (Wohnhaus), Bedeutungsfaktor $\gamma_I = 1,0$
- Untergrundklasse S, Baugrundklasse C
- Spektrale Antwortbeschleunigung im Plateaubereich auf Fels: $S_{aP,R} = 1,15 \text{ m/s}^2$

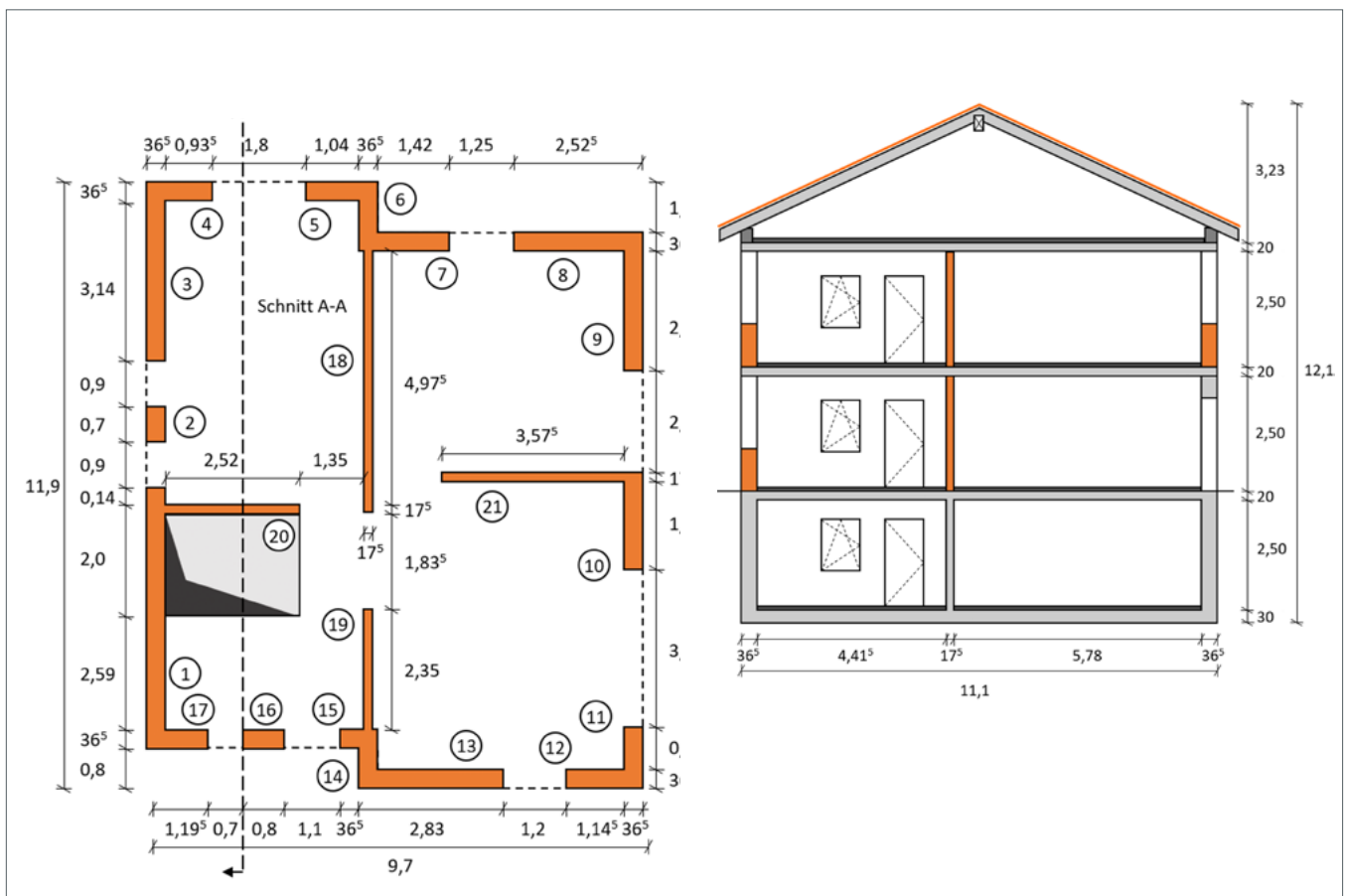


Abbildung 7.2: Grundriss und Schnitt A-A durch das Einfamilienhaus

7.2.1 Grundlagen des rechnerischen Standsicherheitsnachweises

Der Bemessungswert der Erdbebeneinwirkung A_{Ed} wird nach Abschnitt 6.5 berechnet. Zur Berücksichtigung, dass während des Erdbebens die veränderlichen Lasten nicht in voller Größe vorhanden sind, werden die veränderlichen Einwirkungen mit dem Kombinationsbeiwert ψ_E abgemindert. Dieser Kombinationsbeiwert setzt sich aus dem Beiwert ψ_2 zur Berechnung des quasi-ständigen Wertes der veränderlichen Einwirkung und dem Beiwert φ in Abhängigkeit von der Lage der im Gebäude zusammen. Der Kombinationsbeiwert ψ_2 ist in DIN EN 1990/NA [11] definiert und der Kombinationsbeiwert für Schneelasten ist nach DIN EN 1998-1/NA [8] mit $\psi_2 = 0,5$ anzusetzen. Für den Beiwert φ ergeben sich für die Nutzlasten, die der Kategorie A zuzuordnen sind,

nach DIN EN 1998-1/NA [8], Tabelle NA.4 die in Tabelle 7.5 angegebenen Werte. Die resultierenden Einwirkungen aus den ständigen und veränderlichen Lasten sind in Tabelle 7.5 als Stockwerkslasten zusammengefasst.

Da die Masse der Dachkonstruktion mit 23,12 t weniger als 50 % des Obergeschosses beträgt, wird das Dachgeschoss nicht als Vollgeschoss berücksichtigt und die Masse der Dachkonstruktion dem Obergeschoss zugeschlagen. Die Massen an den Geschossdecken der zwei anzusetzenden Geschosse ergeben sich damit zu $m_1 = 98,20 \text{ t}$ und $m_2 = 88,34 + 23,12 = 111,46 \text{ t}$.

Tabelle 7.5: Stockwerkslasten

		Decke über Erdgeschoss	Decke über Obergeschoss	Dachkonstruktion (Dachgeschoss)
Deckenlasten	Geschossfläche	$A_{EG} = 101,92 \text{ m}^2$	$A_{OG} = 101,92 \text{ m}^2$	$A_{\text{Grundfläche}} = 101,92 \text{ m}^2$
	Ständige Lasten	Stahlbetondecke inkl. Bodenaufbau	Stahlbetondecke inkl. Bodenaufbau	Satteldachkonstruktion
		$g_k = 6,50 \text{ kN/m}^2$	$g_k = 6,50 \text{ kN/m}^2$	$g_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$ (auf die GF bezogen)
	Veränderliche Lasten	Nutzlast inkl. Trennwandzuschlag	Nutzlast inkl. Trennwandzuschlag	Schneelast Dach
		$q_k = 2,70 \text{ kN/m}^2$	$q_k = 2,70 \text{ kN/m}^2$	$q_k = 0,45 \text{ kN/m}^2$
	ϕ -Beiwert	0,7	1,0	1,0
	ψ_2 -Beiwert	0,3	0,3	0,5
Wandlasten	Wandfläche	$A_{\text{Außenwände}} = 10,46 \text{ m}^2$ $A_{\text{Innenwände}} = 2,38 \text{ m}^2$	$A_{\text{Außenwände}} = 10,46 \text{ m}^2$ $A_{\text{Innenwände}} = 2,38 \text{ m}^2$	-
	Wandhöhe	$h = 2,70 \text{ m}$	$h = 1,35 \text{ m}$	-
	Dichte	$\rho_{\text{Außenwände}} = 0,65 \text{ t/m}^3$ $\rho_{\text{Innenwände}} = 1,00 \text{ t/m}^3$	$\rho_{\text{Außenwände}} = 0,65 \text{ t/m}^3$ $\rho_{\text{Innenwände}} = 1,00 \text{ t/m}^3$	-
	Eigengewicht	$G_{k,W} = 24,78 \text{ t} = 243,12 \text{ kN}$	$G_{k,W} = 12,39 \text{ t} = 121,56 \text{ kN}$	-
Summe	$\Sigma G_{k,j}$	$101,92 \cdot 6,5 + 243,12 = 905,60 \text{ kN}$	$101,92 \cdot 6,5 + 121,56 = 784,04 \text{ kN}$	$101,92 \cdot 2,0 = 203,84 \text{ kN}$
	$\Sigma \phi \cdot \psi_2 \cdot Q_{k,i}$	$101,92 \cdot (2,7 \cdot 0,7 \cdot 0,3) = 57,79 \text{ kN}$	$101,92 \cdot (2,7 \cdot 1,0 \cdot 0,3) = 82,56 \text{ kN}$	$101,92 \cdot (0,45 \cdot 1,0 \cdot 0,5) = 22,93 \text{ kN}$
	$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \phi \cdot \psi_2 \cdot Q_{k,i}$	$963,39 \text{ kN} \approx 98,20 \text{ t}$	$866,60 \text{ kN} \approx 88,34 \text{ t}$	$226,77 \text{ kN} \approx 23,12 \text{ t}$

7.2.2 Materialkennwerte

Die Außen- und Innenwände werden mit Mauerwerk aus Plan-Hochlochziegeln mit Dünnbettmörtel mit unterschiedlichen charakteristischen Materialeigenschaften ausgeführt. Dabei werden für die folgenden Berechnungen die Druckfestigkeit f_k , die Haftscherfestigkeit f_{vk0} , der Elastizitätsmodul E und der Schubmodul G benötigt. Der Elastizitätsmodul von Mauerwerk lässt sich nach DIN EN 1996-1-1/NA [4], Tabelle NA.13 für Mauerziegel zu $K_E \cdot f_k$ bestimmen, wobei für Mauerziegel die Kennzahl $K_E = 1100$ zu verwenden ist. Allgemein darf der Schubmodul für Mauerwerkswände zu 40% des Elastizitätsmoduls angenommen werden. Beispielhaft ergeben sich für die Wandscheibe 8 die folgenden Materialkennwerte:

$$E = K_E \cdot f_k = 1100 \cdot 1,7 = 1870 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

$$G = 0,4 \cdot K_E \cdot f_k = 0,4 \cdot 1100 \cdot 1,7 = 748 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2}$$

Zusammenfassend ergeben sich damit die folgenden charakteristischen Materialeigenschaften für die im Einfamilienhaus verwendeten Mauerwerkstypen:

Außenwände: PHLz 6/DM (Wandscheiben 1-17):

$$f_k = 1,7 \text{ MN/m}^2, f_{vk0} = 0,22 \text{ MN/m}^2, E = 1870 \text{ MN/m}^2, \\ G = 748 \text{ MN/m}^2$$

Innenwände: PHLz 12/DM (Wandscheiben 18-21):

$$f_k = 4,7 \text{ MN/m}^2, f_{vk0} = 0,22 \text{ MN/m}^2, E = 5170 \text{ MN/m}^2, \\ G = 2068 \text{ MN/m}^2$$

7.2.3 Tragwerksmodell

Zur Ermittlung der Beanspruchungen wird ein Tragwerksmodell erstellt. Bei den Tragwerksmodellen können in Abhängigkeit der Regelmäßigkeitskriterien ein Ersatzstab, ebene Modelle oder ein räumliches Modell verwendet werden (Abschnitt 6.4). Zur Beurteilung der Modellierungsanforderungen des Einfamilienhauses werden nachfolgend die Systemeigenschaften und -steifigkeiten ermittelt.

7.2.3.1 Systemsteifigkeiten

Zur Ermittlung der Gesamtsteifigkeit des Gebäudes werden die Steifigkeiten der einzelnen Wände in den beiden Gebäuderichtungen zur Gesamtsteifigkeit des Systems aufsummiert. Bei der Ermittlung der horizontalen Steifigkeit dürfen gemäß DIN EN 1998-1/NA [8], Tabelle NA.8 alle aussteifenden Wände berücksichtigt werden, deren l/h -Verhältnis größer als 0,27 ist (Tabelle 5.2). Da in dem vorliegenden Einfamilienhaus ausschließlich geschosshohe Öffnungen vorliegen, entspricht die größte lichte Höhe h der Geschosshöhe von 2,70 m, so dass sich eine erforderliche Mindestwandlänge von 0,73 m ergibt. Bis auf die Wandscheiben 2 und 15 weisen alle Wandscheiben größere Wandlängen auf und sind somit ansetzbar. Darüber hinaus werden noch zusätzliche Anforderungen an die Dicke und Schlankheit der Schubwände nach Tabelle 5.2 gestellt. Für das betrachtete Einfamilienhaus ergibt sich auf Grundlage des seismischen Einwirkungs-niveaus unter Verweis auf DIN EN 1996-1-1 [3] eine maximale Schlankheit der Wandscheiben von 27. Dieser Wert wird in DIN EN 1998-1/NA [8] für die höheren Einwirkungen auf 18 bzw. 15 reduziert. Diese Grenzwerte werden von allen Wänden erfüllt. Weiterhin ist die erforderliche Mindestwanddicke von 115 mm bei allen Wandscheiben eingehalten. Es können somit alle Wände, bis auf die Wandscheibe 2 und 15, für die Gesamtsystemsteifigkeit und zur Aufnahme von Horizontalkräften berücksichtigt werden.

Die Einzelwandsteifigkeiten $k_{x,y,i}$ werden basierend auf der Wandscheibengeometrie und den zugehörigen Materialeigenschaften der Wände berechnet. Die Wandscheibe 8 weist eine rechnerische Wandlänge von 2,34 m und eine Wanddicke von 0,365 m auf. Ihr Steifigkeitsbeitrag in x-Richtung ergibt sich zu:

$$k_{x,8} = E \cdot I_{x,8} = 1870 \cdot \frac{0,365 \cdot 2,340^3}{12} = 728,79 \text{ MN m}^2$$

Die Berücksichtigung der Schubverformungen erfolgt vereinfachend nach Müller und Keintzel [19] über die Reduzierung der Wandträgheitsmomente. Die reduzierte Wandsteifigkeit $k_{x,y,i,mod}$ berechnet sich in Abhängigkeit der Wandsteifigkeit EI , der Gesamthöhe der aussteifenden Schubwände h , dem Schubmodul G und der Wandquerschnittsfläche A zu:

$$k_{x,8,mod} = \frac{EI}{1 + 3,64 \cdot \frac{EI}{h^2 \cdot GA}} = \frac{728,79}{1 + 3,64 \cdot \frac{728,79}{5,4^2 \cdot 748 \cdot 2,340 \cdot 0,365}} = 637,95 \text{ MNm}^2$$

In Tabelle 7.6 sind die Einzelwandsteifigkeiten der übrigen Wände zusammengefasst. Ebenfalls sind in der Tabelle die Koordinaten x_s und y_s der Steifigkeits- bzw. Massenschwerpunkte der einzelnen Wandscheiben aufgelistet. Der Gesamtmassenschwerpunkt des Einfamilienhauses ergibt sich unter Berücksichtigung der Deckenscheiben zu $x_M = 4,85$ m und $y_M = 5,96$ m. Die Gesamtsteifigkeit $k_{x/y}$ in x- bzw. y-Richtung und die Torsionssteifigkeit k_T ergeben sich aus den in Tabelle 7.6 ermittelten Einzelwandsteifigkeiten zu:

$$k_x = \sum_{i=1}^{10} EI_{x,i,mod} = 5572,46 \text{ MNm}^2$$

$$k_y = \sum_{i=1}^9 EI_{y,i,mod} = 13945,55 \text{ MNm}^2$$

$$k_T = \sum_{i=1}^{10} k_{x,i} \cdot r_{s,y,i}^2 + \sum_{i=1}^9 k_{y,i} \cdot r_{s,x,i}^2 = 162697,80 \text{ MNm}^4$$

Bei der Ermittlung der Torsionssteifigkeit werden die senkrechten Abstände $r_{s,y,i}$ und $r_{s,x,i}$ der Aussteifungselemente zum Steifigkeitsmittelpunkt verwendet. Die Koordinaten des Steifigkeitsmittelpunktes x_s und y_s berechnen sich zu:

$$x_s = \frac{\sum_{i=1}^9 x_{WS,i} \cdot EI_{y,mod,i}}{k_y} = 3,05 \text{ m}$$

$$y_s = \frac{\sum_{i=1}^{10} y_{WS,i} \cdot EI_{x,mod,i}}{k_x} = 5,94 \text{ m}$$

Tabelle 7.6: Geometrie und Steifigkeiten der Einzelwände

Wand	Länge	Dicke	Richtung	x_s	y_s	$r_{s,x}$	$r_{s,y}$	E	$I_{(x,y),mod}$	$EI_{(x,y),mod}$
	[m]	[m]	[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[MN/m ²]	[m ⁴]	[MNm ²]
1	4,91	0,365	y-Richtung	0,18	3,44	-2,86	-2,50	1870	2,21	4138,30
2	0,70	0,365	y-Richtung	-	-	-	-	-	-	-
3	3,32	0,365	y-Richtung	0,18	10,06	-2,86	4,12	1870	0,87	1617,74
4	1,12	0,365	x-Richtung	0,74	11,72	-2,30	5,78	1870	0,04	77,39
5	1,22	0,365	x-Richtung	3,71	11,72	0,67	5,78	1870	0,05	99,44
6	1,00	0,365	y-Richtung	4,32	11,22	1,28	5,28	1870	0,03	55,44
7	1,60	0,365	x-Richtung	5,12	10,72	2,08	4,78	1870	0,12	218,43
8	2,34	0,365	x-Richtung	8,35	10,72	5,30	4,78	1870	0,34	637,95
9	2,47	0,365	y-Richtung	9,52	9,48	6,47	3,54	1870	0,40	739,76
10	1,90	0,365	y-Richtung	9,52	5,25	6,47	-0,69	1870	0,19	356,65
11	1,02	0,365	y-Richtung	9,52	0,69	6,47	-5,25	1870	0,03	58,77
12	2,32	0,365	x-Richtung	8,36	0,18	5,31	-5,76	1870	0,33	623,05
13	1,60	0,365	x-Richtung	5,12	0,18	2,08	-5,76	1870	0,12	218,43
14	0,80	0,365	y-Richtung	4,32	0,58	1,28	-5,36	1870	0,02	28,65
15	0,53	0,365	x-Richtung	-	-	-	-	-	-	-
16	0,80	0,365	x-Richtung	2,30	0,98	-0,75	-4,96	1870	0,02	28,65
17	1,01	0,365	x-Richtung	0,69	0,98	-2,36	-4,96	1870	0,03	57,09
18	5,15	0,175	y-Richtung	4,32	8,14	1,28	2,20	5170	1,18	6094,65
19	2,35	0,175	y-Richtung	4,32	2,16	1,28	-3,78	5170	0,17	855,60
20	2,52	0,175	x-Richtung	1,63	5,65	-1,42	-0,29	5170	0,20	1035,54
21	3,57	0,175	x-Richtung	7,55	6,11	4,51	0,17	5170	0,50	2576,50

7.2.3.2 Überprüfung der Regelmäßigkeitskriterien im Aufriss und Grundriss

Die Überprüfung der Kriterien für die Regelmäßigkeit im Aufriss nach DIN EN 1998-1 [7], Abschnitt 4.2.3.3 sind in Tabelle 7.7 aufbereitet.

Tabelle 7.7: Regelmäßigkeit im Aufriss nach DIN EN 1998-1 [7], 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.	✓
(6)	Rücksprünge müssen die Bedingungen nach DIN EN 1998-1, Abschnitt 4.2.3.3(5) erfüllen.	✓

Die Überprüfung der Kriterien für die Regelmäßigkeit im Grundriss sind in DIN EN 1998-1 [7], Abschnitt 4.2.3.2 geregelt und in Tabelle 7.8 zusammengefasst. Die Bestimmung der zur Überprüfung der normativen Anforderungen benötigten Rechenwerte erfolgt im Weiteren. Die tatsächliche Exzentrizität e_{0i} ergibt sich aus dem Abstand zwischen Massenschwerpunkt ($x_M = 4,85 \text{ m}$ und $y_M = 5,96 \text{ m}$) und Steifigkeitsmittelpunkt ($x_S = 3,05 \text{ m}$ und $y_S = 5,94 \text{ m}$) in x-Richtung zu $e_{0,x} = 1,80 \text{ m}$ und in y-Richtung zu $e_{0,y} = 0,02 \text{ m}$. Für die Berechnung des Trägheitsradius l_s wird die Geschosdecke vereinfacht als Rechteck mit den maximalen Außenmaßen ohne Berücksichtigung von Öffnungen betrachtet. Für rechteckige Grundrisse ergibt sich der Trägheitsradius zu:

$$l_s = \sqrt{\frac{L_x^2 + L_y^2}{12}} = \sqrt{\frac{9,70^2 + 11,90^2}{12}} = 4,43 \text{ m}$$

Die Torsionsradien in x- und y-Richtung berechnen sich zu:

$$r_{y|x} = \sqrt{\frac{\sum_j I_j r_j^2 + \sum_k I_k r_k^2}{\sum_j I_j}} \quad \text{bzw.} \quad r_{y|x} = \sqrt{\frac{k_T}{k_{x|y}}}$$

$$r_x = \sqrt{\frac{k_T}{k_y}} = \sqrt{\frac{162697,80}{13945,55}} = 3,42 \text{ m}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{k_T}{k_x}} = \sqrt{\frac{162697,80}{5572,46}} = 5,40 \text{ m}$$

Tabelle 7.8: Regelmäßigkeit im Grundriss nach DIN EN 1998-1 [7], 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 zueinanderstehender 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, so dass 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} des Gebäudes im Grundriss darf nicht größer als 4 sein, wobei L_{max}/L_{min} jeweils die senkrecht zueinander gemessene größte und kleinste Gebäudeabmessung im Grundriss darstellt:	✓
	$\lambda = \frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{L_y}{L_x} = \frac{11,90}{9,70} = 1,23 \leq 4$	
(6)	Für jede Berechnungsrichtung müssen die tatsächliche Ausmitte e_0 und der Torsionsradius r die beiden folgenden Bedingungen erfüllen:	⊗
	$e_{0,x/y} \leq 0,3 \cdot r_{x/y} = 0,3 \cdot \sqrt{\frac{k_T}{k_{y/x}}} \quad \text{und} \quad r_{x/y} \geq l_s$	
	$e_{0,x} = 1,80 \leq 0,3 \cdot r_x = 0,3 \cdot 3,42 = 1,03 \quad \text{und} \quad r_x = 3,42 \geq l_s = 4,43$	
	$e_{0,y} = 0,02 \leq 0,3 \cdot r_y = 0,3 \cdot 5,40 = 1,62 \quad \text{und} \quad r_y = 5,40 \geq l_s = 4,43$	

Da die in Tabelle 7.8 zusammengestellten Regelmäßigkeitskriterien nach DIN EN 1998-1 [7], Abschnitt 4.2.3.2 in y-Richtung in Punkt (6) nicht erfüllt sind, werden die erweiterten Regelmäßigkeitskriterien nach DIN EN 1998-1, Abschnitt 4.3.3.1(8) überprüft. Diese Überprüfung ist in Tabelle 7.9 tabellarisch zusammengestellt.

Tabelle 7.9: Erweiterte Regelmäßigkeitskriterien nach DIN EN 1998-1 [7], 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, so dass 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: $r_y^2 = 5,40^2 = 29,16 > l_s^2 + e_{0,y}^2 = 4,43^2 + 0,02^2 = 19,63$ Beben in y-Richtung: $r_x^2 = 3,42^2 = 11,70 > l_s^2 + e_{0,x}^2 = 4,43^2 + 1,80^2 = 22,86$	⊗

Alle Regelmäßigkeitskriterien nach DIN EN 1998-1 [7], Abschnitt 4.3.3.1(8) bis auf d) sind erfüllt. Nach DIN EN 1998-1 [7], Abschnitt 4.3.3.1(9) darf die Berechnung daher an zwei ebenen Modellen durchgeführt werden, wenn die Einwirkungen um 25 % erhöht werden.

7.2.3.3 Ermittlung der Erdbebenersatzkräfte in x- und y-Richtung

Zur Berechnung der Eigenperioden des Systems und der daraus resultierenden Erdbebenbeschleunigung wird das Einfamilienhaus als Zweimassenschwinger idealisiert. Das System ist in Abbildung 7.3, mit konzentrierten Massen $m_1 = 98,20 t$ und $m_2 = 111,46 t$ auf den Geschossebenen dargestellt. Die Steifigkeiten des Ersatzstabes betragen in x-Richtung $5572,46 MNm^2$ und in y-Richtung $13945,55 MNm^2$. Die Berechnung am Zweimassenschwinger ergibt Eigenperioden von $0,21 s$ in x-Richtung und $0,13 s$ in y-Richtung. Entsprechend DIN EN 1998-1 [7], Abschnitt 4.3.3.2.1(2) sind die Perioden in den beiden Hauptrichtungen kleiner als $4 \cdot T_C = 4 \cdot 0,5 = 2,0 s$, so dass die Berechnung nach dem vereinfachten Antwortspektrumverfahren erfolgen kann.

Für die Ermittlung des in Abbildung 7.3 dargestellten Bemessungsspektrums werden neben der spektralen

Antwortbeschleunigung auf Fels von $S_{aPR} = 1,15 m/s^2$ und dem Untergrundtyp C-S noch der Verhaltensbeiwert q benötigt. Dieser ergibt sich für Mauerwerksbauten nach Tabelle 6.1 in Abhängigkeit der Wandgeometrie der längsten Wand in jede Gebäudehaupttrichtung. Das Verhältnis der lichten Geschosshöhe zur Wandlänge resultiert in x- und y-Richtung des Gebäudes zu $h/l \leq 1,0$. Somit kann der Verhaltensbeiwert in beide Richtungen zu $q = 1,7$ angenommen werden. Für die beiden berechneten Eigenperioden ergeben sich Spektralbeschleunigungen von $S_d = 0,78 m/s^2$.

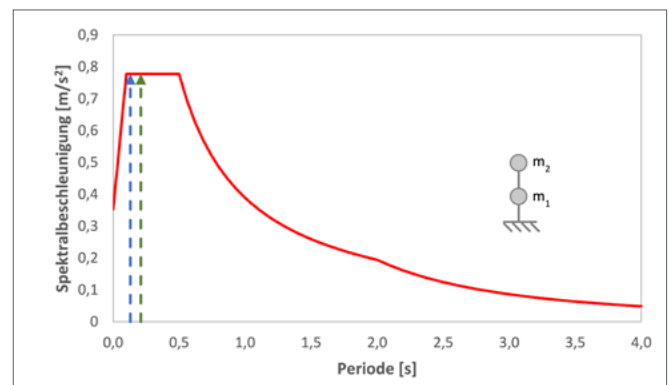


Abbildung 7.3: Bemessungsspektrum ($S_{aPR} = 1,15 m/s^2$, Untergrundkombination C-S, $q = 1,7$)

7.2.3.4 Erdbebenersatzkräfte der Einzelwände

Die Gesamterdbebenkraft und deren Verteilung auf die Einzelwände der jeweiligen Stockwerke wird unter Berücksichtigung von Torsionseinflüssen anhand DIN EN 1998-1/NA, NA.D [8] durchgeführt.

Die Voraussetzungen zur Anwendung dieses Verfahrens sind, dass

- der Untergrund keine besonderen Risiken aufweist,
- das Gebäude in die Bedeutungskategorien I bis III fällt,
- es maximal sechs Geschosse hat und
- seine Höhe 20m nicht übersteigt.

Darüber hinaus ist ein kompakter Gebäudegrundriss mit nahezu symmetrischer Verteilung von Horizontalsteifigkeit und Masse in beiden Hauptrichtungen sicherzustellen, der die Möglichkeit zur Aufnahme von Torsionswirkungen und quasi starren Deckenscheiben aufweist. Bei dem betrachteten Grundriss des Einfamilienhauses sind diese Vorgaben erfüllt. Die Gesamterdbebenkraft F_b berechnet sich mit den

Spektralbeschleunigungen S_d , der Gesamtgebäudemasse M und dem Korrekturfaktor λ . Da die Anforderung nach DIN EN 1998-1 [7], Abschnitt 4.3.3.1(8) d) nicht erfüllt ist, erfolgt nach Abschnitt 4.3.3.1(9) eine Erhöhung um den Faktor 1,25:

$$F_{b,x} = S_d(T_1) \cdot M \cdot \lambda \cdot 1,25 = 0,78 \cdot (98,20 + 111,46) \cdot 1,0 \cdot 1,25 = 204,42 \text{ kN}$$

$$F_{b,y} = S_d(T_1) \cdot M \cdot \lambda \cdot 1,25 = 0,78 \cdot (98,20 + 111,46) \cdot 1,0 \cdot 1,25 = 204,42 \text{ kN}$$

Der Korrekturfaktor λ wird zu 1,0 gesetzt, da das Einfamilienhaus weniger als drei Vollgeschosse aufweist. Die Verteilung der Gesamterdbebenkräfte F_b auf die einzelnen Stockwerke erfolgt massen- und höhenproportional (Tabelle 7.10):

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

Tabelle 7.10: Verteilung der Gesamterdbebenkräfte auf die Stockwerke

		x-Richtung	y-Richtung
	F_2 [kN]	141,90	141,90
	F_1 [kN]	62,52	62,52
	F_b [kN]	204,42	204,42

Die Verteilung der Stockwerkskräfte auf die jeweiligen Einzelwände der Geschosse erfolgt unter Berücksichtigung der Torsionswirkungen nach den in Abschnitt 6.4.4 beschriebenen Grundsätzen. Hier erfolgt die Berücksichtigung der Torsionswirkungen mit dem genauen Verfahren nach DIN EN 1998-1/NA [8], Anhang NA.D.4(2). Dieses Verfahren ermittelt getrennt für beide Richtungen die tatsächliche Exzentrizität $e_{0,i}$, die zufällige Exzentrizität $e_{1,i}$ und die zusätzliche Exzentrizität $e_{2,i}$. Aus diesen drei Exzentrizitäten lassen sich die minimale und die maximale Exzentrizität bestimmen:

$$e_{min,i} = 0,5 \cdot e_{0,i} - e_{1,i}$$

$$e_{max,i} = e_{0,i} + e_{1,i} + e_{2,i}$$

In Abschnitt 7.2.3.2 wurde bereits die tatsächliche Exzentrizität für das Einfamilienhaus zu $e_{0,x} = 1,80 \text{ m}$ und $e_{0,y} = 0,02 \text{ m}$ bestimmt. Die zufällige Exzentrizität $e_{1,i}$ ermittelt sich in beiden Richtungen zu:

$$e_{1,i} = 0,05 \cdot L_i$$

$$e_{1,x} = 0,05 \cdot 9,70 = 0,49 \text{ m}$$

$$e_{1,y} = 0,05 \cdot 11,90 = 0,60 \text{ m}$$

Zur Berücksichtigung der dynamischen Wirkung von gleichzeitigen Translations- und Torsionsschwingungen wird die zusätzliche Exzentrizität $e_{2,i}$ bestimmt:

$$e_{2,i} = 0,1 \cdot (L_x + L_y) \cdot \sqrt{\frac{10 \cdot e_{0,i}}{L_i}} \leq 0,1 \cdot (L_x + L_y)$$

$$e_{2,x} = 0,1 \cdot (9,70 + 11,90) \cdot \sqrt{\frac{10 \cdot 1,80}{9,70}} = 2,94 \text{ m} \leq 0,1 \cdot (9,70 + 11,90) = 2,16 \text{ m}$$

$$e_{2,y} = 0,1 \cdot (11,90 + 9,70) \cdot \sqrt{\frac{10 \cdot 0,02}{11,90}} = 0,28 \text{ m} \leq 0,1 \cdot (9,70 + 11,90) = 2,16 \text{ m}$$

Da das Gebäude eine gute Torsionsaussteifung aufweist, kann die zusätzliche Exzentrizität $e_{2,i}$ auch nach DIN EN 1998-1/NA [8], Abschnitt NA.D4(3) bestimmt werden:

$$e_{2,i} = \frac{1}{2 \cdot e_{0,i}} \cdot \left(l_s^2 - e_{0,i}^2 - r_i^2 + \sqrt{(l_s^2 + e_{0,i}^2 - r_i^2)^2 + 4 \cdot e_{0,i}^2 \cdot r_i^2} \right)$$

Verglichen mit den bereits berechneten zusätzlichen Ausmitten $e_{2,i}$ nach DIN EN 1998-1/NA [8], Abschnitt NA.D4(2) ergeben sich mit dem zuvor bestimmten Trägheitsradius I_s , den Trägheitsmomenten r_x, r_y und der tatsächlichen Ausmitte $e_{0,i}$ die zusätzlichen Exzentrizitäten $e_{2,i}$ nach dem Verfahren für Gebäude mit ausreichender Torsionsaussteifung zu:

$$e_{2,x} = \frac{1}{2 \cdot 1,80} \left[4,43^2 - 1,80^2 - 3,42^2 + \sqrt{(4,43^2 + 1,80^2 - 3,42^2)^2 + 4 \cdot 1,80^2 \cdot 3,42^2} \right] = 5,92 \text{ m} > 2,16 \text{ m} \rightarrow \text{nicht maßgebend}$$

$$e_{2,y} = \frac{1}{2 \cdot 0,02} \left[4,43^2 - 0,02^2 - 5,40^2 + \sqrt{(4,43^2 + 0,02^2 - 5,40^2)^2 + 4 \cdot 0,02^2 \cdot 5,40^2} \right] = 0,04 \text{ m} < 0,28 \text{ m} \rightarrow \text{maßgebend}$$

Dabei wird bei der zusätzlichen Exzentrizität $e_{2,i}$ der minimale Wert maßgebend. In Tabelle 7.11 sind die berechneten Exzentrizitäten sowie die daraus resultierenden minimalen und maximalen Ausmitten zusammengestellt.

Tabelle 7.11: Tatsächliche, zufällige und zusätzliche Exzentrizitäten

	Exzentrizitäten				
	e_0 (tatsächlich)	e_1 (zufällig)	e_1 (zufällig)	e_{min}	e_{max}
x-Richtung	1,80 m	0,49 m	2,16 m	0,41 m	4,45 m
y-Richtung	0,02 m	0,60 m	0,04 m	-0,59 m	0,66 m

Unter Annahme einer starren Deckenscheibe erfolgt anschließend die steifigkeitsproportionale Verteilung der horizontalen Geschosskräfte unter Berücksichtigung von Torsionseinflüssen auf die Einzelwandscheiben. Bei Verwendung des genauen Ansatz nach DIN EN 1998-1/NA [8] muss der ungünstigste Fall untersucht werden. Deshalb muss bei jeder Wandscheibe die ungünstigste Kombination aus Translation und Rotation angesetzt werden. Für die beispielhaft betrachtete Wandscheibe 8 ist dies der Fall bei der minimalen Exzentrizität e_{min} und einer Erdbebenanregung in x-Richtung. Der Lastanteil s der Wandscheibe 8 für ein Erdbeben in x-Richtung bestimmt sich dafür zu:

$$s_{8,x} = \frac{k_{8,x}}{k_x} \cdot \left(1 - \frac{e_{min,y} \cdot k_x \cdot r_{8,y}}{k_T} \right) = \frac{637,95}{5572,46} \cdot (1-) = 0,126$$

Für ein Beben in yRichtung ergibt sich:

$$s_{8,y} = e_{max,x} \cdot \frac{k_{8,x} \cdot r_{8,y}}{k_T} = 4,45 \cdot \frac{637,95 \cdot 4,78}{162697,80} = 0,08$$

Hierbei ist $r_{8,y}$ der Abstand zwischen der Wand 8 und dem Steifigkeitsmittelpunkt nach Tabelle 7.6.

7.2.3.5 Kombination der Erdbebeneinwirkungen

Die Kombination der Beiträge aus den einzelnen Schwingformen erfolgt nach Abschnitt 6.1.2.2. Die Kombination der kombinierten Modalbeiträge je Richtung wird mit der 30%-Regel nach Abschnitt 6.1.2.2 durchgeführt.

7.2.4 Nachweis nach DIN EN 1996-1-1

Die Nachweise der Wandscheiben aus Ziegelmauerwerk werden nach DIN EN 1998-1/NA [8], Tabelle NA.9 mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_m = 1,2$ geführt. Die Bemessungssituation Erdbeben wird aus den charakteristischen Werten der ständigen Einwirkungen G_{kj} , der veränderlichen Einwirkungen Q_{kj} mit dem Kombinationsfaktor $\psi_{2,i}$ und dem Bemessungswert der Beanspruchungen A_{Ed} nach Abschnitt 6.5 gebildet.

In Tabelle 7.12 sind die Bemessungswerte der Beanspruchungen auf die einzelnen Wandscheiben im Erdgeschoss für die Bemessungssituation Erdbeben zusammengestellt. Dabei wird zwischen den Bemessungsschnitten Wandfuß, Wandhöhenmitte und Wandkopf unterschieden. Die Normalkräfte in den Wandscheiben wurden mit dem Programm MINEA [18] über Lastezugsflächen ermittelt. Bei den Wandscheiben 2 und 15 sind nur die Normalkräfte angegeben, da diese Wandscheiben nicht zum Abtrag von Horizontallasten angesetzt werden.

Tabelle 7.12: Bemessungswerte der Beanspruchungen der Erdbebensituation, Wände im Erdgeschoss (EG)

Wand	Wandfuß			Wandhöhenmitte			Wandkopf		
	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]
1	142,48	57,31	261,59	127,06	57,31	184,22	111,63	57,31	106,86
2	53,51	-	-	51,31	-	-	49,11	-	-
3	150,18	22,40	102,26	139,75	22,40	72,02	129,32	22,40	41,77
4	53,86	3,95	18,07	50,34	3,95	12,74	46,82	3,95	7,40
5	59,68	5,08	23,22	55,85	5,08	16,36	52,02	5,08	9,50
6	24,09	1,22	5,60	20,95	1,22	3,95	17,81	1,22	2,30
7	67,34	10,61	48,52	62,32	10,61	34,19	57,29	10,61	19,86
8	109,53	31,00	141,69	102,18	31,00	99,84	94,83	31,00	57,99
9	117,12	38,72	177,33	109,36	38,72	125,05	101,60	38,72	72,78
10	129,42	18,67	85,49	123,45	18,67	60,29	117,48	18,67	35,09
11	71,06	3,08	14,09	67,86	3,08	9,94	64,65	3,08	5,78
12	115,85	31,41	143,78	108,57	31,41	101,37	101,28	31,41	58,97
13	69,06	11,01	50,41	64,03	11,01	35,54	59,01	11,01	20,67
14	18,25	0,63	2,89	15,74	0,63	2,04	13,23	0,63	1,19
15	18,85	-	-	17,18	-	-	15,52	-	-
16	61,54	1,39	6,36	59,03	1,39	4,48	56,51	1,39	2,61
17	31,99	2,77	12,67	28,82	2,77	8,93	25,64	2,77	5,20
18	323,65	134,51	615,63	311,72	134,51	434,04	299,78	134,51	252,45
19	213,17	18,88	86,42	207,73	18,88	60,93	202,28	18,88	35,44
20	111,53	38,60	176,56	105,69	38,60	124,46	99,85	38,60	72,35
21	260,91	95,39	436,33	252,63	95,39	307,55	244,36	95,39	178,77

7.2.4.1 Normalkraftnachweis am Wandfuß für kombinierte Beanspruchung

Zum Nachweis der Normalkraft am Wandfuß muss im Grenzzustand der Tragfähigkeit die einwirkende vertikale Belastung kleiner oder gleich dem Bemessungswert des Tragwiderstandes N_{Rd} sein:

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

ϕ Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Schlankheit und Lastausmitte

t Wanddicke

l Wandlänge

f_k Mauerwerksdruckfestigkeit

γ_M Teilsicherheitsbeiwert

ζ Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung von Langzeiteinwirkungen, für die kurzzeitige Beanspruchung infolge Erdbeben: $\zeta = 1,0$

Nach DIN EN 1996-1-1 [3], Abschnitt 6.4 ist der Nachweis unter vertikaler Belastung mit einer kombinierten vertikalen und horizontalen Belastung zu führen. Die horizontalen Belastungen in und senkrecht zur Wandebene werden über die jeweiligen Ausmitten und den daraus resultierenden Abminderungsfaktoren ϕ berücksichtigt. Der Abminderungsfaktor ϕ ergibt sich bei überwiegend biegebeanspruchten Querschnitten in Wandlängsrichtung nach DIN EN 1996-1-1/NA [4], NCI zu 6.1.2.2(NA.3) zu:

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

Bei einer zusätzlichen Belastung senkrecht zur Wand kann der Abminderungsfaktor ϕ nach DIN EN 1996-1-1/NA [4], NCI zu 6.1.2.2 (NA.iii) durch Multiplikation der Abminderungsfaktoren in Scheibenrichtung und senkrecht dazu erfolgen. Hier wird jedoch von einer zentrierten Lasteinleitung ausgegangen, so dass für die Exzentrizität quer zur Wandrichtung nur der Minimalwert der Exzentrizität von $0,05 \cdot t$ berücksichtigt wird.

Scheibenrichtung

Für die Wand 8 ergibt sich die Ausmitte e_w zu:

$$e_{w,8} = \frac{M_{Ewd}}{N_{Ed}} = \frac{141,69}{109,53} = 1,29 \text{ m}$$

Daraus ergibt sich der zugehörige Abminderungsfaktor zu

$$\phi_{II,8} = 1 - 2 \cdot \frac{1,29}{2,34} \Rightarrow \phi_{II,8} = 0$$

Plattenrichtung

Die Ausmitte e_i in Querrichtung wird mit dem Minimalwert angesetzt:

$$0,05t = 0,05 \cdot 0,365 = 0,02 \text{ m}$$

Damit berechnet sich der zugehörige Abminderungsfaktor zu:

$$\phi_{senk,8} = 1 - 2 \cdot \frac{0,02}{0,365} = 0,90$$

Kombination

Unter Berücksichtigung einer kombinierten Beanspruchung ergibt sich:

$$\phi_{komb,8} = 0,0 \cdot 0,90 = 0,0$$

mit dem daraus resultierenden Normalkraftwiderstand

$$\begin{aligned} N_{Rd,8} &= 0,0 \cdot 0,365 \cdot 2,34 \cdot \frac{1,0 \cdot 1700}{1,2} \\ &= 0,0 \text{ kN} < 109,53 = N_{Ed,8} \end{aligned}$$

Die Widerstände und die Normalkraftnachweise der Wandscheiben im Erdgeschoss am Wandfuß sowie ihre zugehörigen Ausmitten und Abminderungsfaktoren sind in Tabelle 7.13 zusammengestellt.

7.2.4.2 Normalkraftnachweis in Wandhöhenmitte für kombinierte Beanspruchung

Der Normalkraftnachweis in Wandhöhenmitte erfolgt analog zum Normalkraftnachweis am Wandfuß mit den entsprechend angepassten Belastungen.

Scheibenrichtung

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

$$e_{m,w,8} = \frac{M_{Ewd}}{N_{Ed}} = \frac{99,84}{102,18} = 0,98 \text{ m}$$

Damit ergibt sich der Abminderungsfaktor zu

$$\phi_{m,II,8} = 1 - 2 \cdot \frac{0,98}{2,34} = 0,165$$

Tabelle 7.13: Nachweis Normalkraft und Biegung am Wandfuß (EG)

Wand	$e_{\text{Scheiben-}}^{\text{richtung}}$	$e_{\text{Platten-}}^{\text{richtung}}$	ϕ_{\parallel}	ϕ_{senk}	ϕ_{komb}	N_{Rd}	N_{Ed}	Nachweis
	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	
1	1,84	0,02	0,25	0,90	0,23	576,24	142,48	✓
2	-	0,02	1,00	0,90	0,90	325,76	53,51	✓
3	0,68	0,02	0,59	0,90	0,53	911,30	150,18	✓
4	0,34	0,02	0,40	0,90	0,36	208,86	53,86	✓
5	0,39	0,02	0,36	0,90	0,33	205,59	59,68	✓
6	0,23	0,02	0,54	0,90	0,48	249,04	24,09	✓
7	0,72	0,02	0,10	0,90	0,09	74,08	67,34	✓
8	1,29	0,02	0,00	0,90	0,00	0,00	109,53	⊗
9	1,51	0,02	0,00	0,90	0,00	0,00	117,12	⊗
10	0,66	0,02	0,31	0,90	0,27	269,36	129,42	✓
11	0,20	0,02	0,61	0,90	0,55	290,16	71,06	✓
12	1,24	0,02	0,00	0,90	0,00	0,00	115,85	⊗
13	0,73	0,02	0,09	0,90	0,08	65,25	69,06	⊗
14	0,16	0,02	0,60	0,90	0,54	224,76	18,25	✓
15	-	0,02	1,00	0,90	0,90	246,65	18,85	✓
16	0,10	0,02	0,74	0,90	0,67	276,14	61,54	✓
17	0,40	0,02	0,22	0,90	0,19	101,39	31,99	✓
18	1,90	0,01	0,26	0,90	0,24	830,18	323,65	✓
19	0,41	0,01	0,66	0,90	0,59	949,46	213,17	✓
20	1,58	0,01	0,00	0,90	0,00	0,00	111,53	⊗
21	1,67	0,01	0,06	0,90	0,06	138,95	260,91	⊗

Plattenrichtung

In Plattenrichtung wird in Wandhöhenmitte die tatsächliche Ausmitte e_{mk} berechnet und nicht wie am Wandfuß nur der Minimalwert angesetzt. Daraus ergibt sich mit der Wanddicke t und der Knicklänge h_{ef} nach DIN EN 1996-1-1/NA [4], NCI Anhang NA.G der Abminderungsfaktor für eine Belastung senkrecht zur Wandrichtung zu:

$$\phi_{m, \text{senk}} = 1,14 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t}\right) - 0,024 \cdot \frac{h_{ef}}{t} \leq 1 - 2 \cdot e_{mk}/t$$

Die Knicklänge h_{ef} von 3-seitig gehaltenen Wandscheiben berechnet sich nach DIN EN 1996-1-1/NA [4], NCI zu 5.5.1.2 (NA.12) zu:

$$h_{ef} = \frac{1}{1 + \left(\alpha_3 \frac{\rho_2 \cdot h}{3 \cdot b'}\right)^2} \cdot \rho_2 \cdot h \geq 0,3 \cdot h$$

Für die Wandscheibe 8 beträgt der Anpassungsfaktor für das planmäßige Überbindemaß von $l_{ol}/h_u \geq 0,4$ zu $\alpha_3 = 1,0$. Für die vorhandene 3-seitige Wandlagerung und der entsprechenden Steingeometrie kann ein Abminderungsfaktor $\rho_2 = 0,75$ angenommen werden. Mit dem Abstand $b' = 2,34$ m ergibt sich die Knicklänge zu:

$$h_{ef,8} = \frac{1}{1 + \left(1,0 \cdot \frac{0,75 \cdot 2,70}{3 \cdot 2,34}\right)^2} \cdot 0,75 \cdot 2,70 = 1,87 \text{ m} \geq 0,3 \cdot 2,70 = 0,81 \text{ m}$$

Die Ausmitte der Last in halber Wandhöhe e_{mk} berechnet sich unter Annahme einer zentrierten Lasteinleitung am Wandkopf und Wandfuß ($M_{md} = 0$) und ohne Ansatz von Horizontallasten in Wandquerrichtung ($e_{hm} = 0$) nach DIN EN 1996-1-1 [3], Abschnitt 6.1.2.2 (ii) und mit einem Endkriechwert von $\phi_\infty = 0,50$ zu:

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

mit:

$$\begin{aligned} e_m &= e_{init} \\ e_{init} &= \frac{h_{ef}}{450} \\ e_k &= 0,002 \cdot \Phi_\infty \cdot \frac{h_{ef}}{t} \cdot \sqrt{t \cdot e_m} \end{aligned}$$

Mit den zuvor berechneten Werten ergibt sich die Ausmitte in Wandmitte zu:

$$e_{m,8} = e_{init,8} = \frac{h_{ef,8}}{450} = \frac{1,87}{450} = 0,0042 \text{ m}$$

$$e_{k,8} = 0,002 \cdot \Phi_\infty \cdot \frac{h_{ef,8}}{t} \cdot \sqrt{t \cdot e_{m,8}} = 0,002 \cdot 0,5 \cdot \frac{1,87}{0,365} \cdot \sqrt{0,365 \cdot 0,0042} = 0,0002 \text{ m}$$

$$e_{mk,8} = e_{m,8} + e_{k,8} = 0,0042 + 0,0002 = 0,0044 \geq 0,05 \cdot t = 0,05 \cdot 0,365 = 0,0183 \text{ m}$$

Der Abminderungsfaktor in Plattenrichtung berechnet sich damit zu:

$$\phi_{m, \text{senk},8} = 1,14 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{0,0183}{0,365}\right) - 0,024 \cdot \frac{1,87}{0,365} = 0,90 \leq 1 - 2 \cdot \frac{0,0183}{0,365} = 0,90$$

Kombination

Der kombinierte Abminderungsbeiwert $\phi_{m, \text{komb}}$ setzt sich aus den beiden zuvor bestimmten Abminderungsfaktoren zusammen:

$$\phi_{m, \text{komb},8} = \phi_{m, II,8} \cdot \phi_{m, \text{senk},8} = 0,165 \cdot 0,90 = 0,148$$

Damit ergibt sich der Normkraftwiderstand in Wandmitte zu:

$$N_{Rd,8,m} = 0,148 \cdot 2,34 \cdot 0,365 \cdot \frac{1,0 \cdot 1700}{1,2} = 179,08 \text{ kN} > 102,18 \text{ kN}$$

Die Widerstände und die Normkraftnachweise der übrigen Wandscheiben in Wandhöhenmitte sowie ihre zugehörigen Ausmitten und Abminderungsfaktoren sind in Tabelle 7.14 angegeben.

Tabelle 7.14: Nachweis Normalkraft und Biegung in Wandmitte (EG)

Wand	$e_{\text{Scheiben-}}^{\text{richtung}}$	$e_{\text{Platten-}}^{\text{richtung}}$	$\phi_{m,II}$	$\phi_{m, \text{senk}}$	$\phi_{m, \text{komb}}$	N_{Rd}	N_{Ed}	Nachweis
	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	
1	1,45	0,02	0,41	0,90	0,37	928,08	127,06	✓
2	0,00	0,02	1,00	0,90	0,90	325,76	51,31	✓
3	0,52	0,02	0,69	0,90	0,62	1.056,94	139,75	✓
4	0,25	0,02	0,55	0,90	0,49	283,47	50,34	✓
5	0,29	0,02	0,52	0,90	0,47	292,71	55,85	✓
6	0,19	0,02	0,62	0,90	0,56	287,67	20,95	✓
7	0,55	0,02	0,31	0,90	0,28	232,15	62,32	✓
8	0,98	0,02	0,17	0,90	0,15	178,10	102,18	✓
9	1,14	0,02	0,07	0,90	0,07	84,44	109,36	⊗
10	0,49	0,02	0,49	0,90	0,44	426,23	123,45	✓
11	0,15	0,02	0,71	0,90	0,64	335,72	67,86	✓
12	0,93	0,02	0,20	0,90	0,18	208,91	108,57	✓
13	0,56	0,02	0,31	0,90	0,28	226,19	64,03	✓
14	0,13	0,02	0,68	0,90	0,61	249,67	15,74	✓
15	0,00	0,02	1,00	0,90	0,90	246,65	17,18	✓
16	0,08	0,02	0,81	0,89	0,72	299,22	59,03	✓
17	0,31	0,02	0,39	0,90	0,35	180,06	28,82	✓
18	1,39	0,01	0,46	0,75	0,34	1.213,08	311,72	✓
19	0,29	0,01	0,75	0,75	0,56	904,39	207,73	✓
20	1,18	0,01	0,07	0,75	0,05	84,57	105,69	⊗
21	1,22	0,01	0,32	0,75	0,24	582,23	252,63	✓

7.2.4.3 Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

Der Nachweis der Querkraftfähigkeit wird in den maßgebenden Schnitten am Wandfuß bzw. Wandmitte geführt. Bei dem Querkraftwiderstand werden die Versagensformen Reibungs- und Steinzugversagen berücksichtigt, wobei der minimale Tragfähigkeitswert maßgebend wird. Die Querkrafttragfähigkeit von Rechteckquerschnitten für Scheibenschub ergibt sich zu:

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

l_{cal} Rechnerische Wandlänge, für Wandscheiben unter Erdbebenbeanspruchung gilt: $l_{cal} = l$ bzw. $l_{c,lin}$, die überdrückte Wandlänge ist $l_{c,lin} = \frac{3}{2} \left(1 - 2 \cdot \frac{e_w}{l}\right) \cdot l \leq l$

l Wandlänge

t Wanddicke

f_{vk} Charakteristische Schubfestigkeit

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

γ_M Teilsicherheitsbeiwert

Für Wand 8 ergibt sich die überdrückte Länge $l_{c,lin}$ zu:

$$l_{c,lin,8} = \frac{3}{2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{1,29}{2,34}\right) \cdot 2,34 = 0,0 \text{ m} \leq 2,34 \text{ m}$$

Damit liegt eine Klaffung über die gesamte Wandlänge vor, so dass die Resultierende außerhalb des Querschnitts steht. Die Wandschlankheit beträgt:

$$\frac{h_8}{l_8} = \frac{2,7}{2,34} = 1,17$$

Da dieser Wert zwischen 1 und 2 liegt ergibt sich der interpolierte Schubspannungsverteilungsfaktor c zu $c_8 = 1,08$.

Die charakteristische Schubfestigkeit f_{vk} berechnet sich aus dem Grenzwert f_{vlt} , der sich für Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen als das Minimum aus dem Widerstand für Scheibenschub bei Reibungsversagen f_{vlt1} und Steinzugversagen f_{vlt2} bestimmt:

$$f_{vlt1} = 0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd}$$

$$f_{vlt2} = 0,45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bt,cal}}}$$

f_{vk0} Haftscherfestigkeit

σ_{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 nach DIN EN 1996-1-1/NA [4], Abschnitt 3.6.2:

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

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

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

$$f_{st} \quad \text{Steindruckfestigkeit}$$

Für Wand 8, die aus Plan-Hochlochziegeln mit einer Steindruckfestigkeit $f_{st} = 7,5 \text{ N/mm}^2$ besteht, ergibt sich am Wandfuß:

$$f_{bt,cal,8} = 0,026 \cdot f_{st,8} = 0,026 \cdot 7,5 = 0,20 \text{ MN/m}^2 = 200,00 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{vlt1,8} = 0,5 \cdot 0,22 + 0,4 \cdot \frac{109,53}{0,0 \cdot 0,365 \cdot 1000} = 0,0 \text{ MN/m}^2 = 0,0 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{vlt2,8} = 0,45 \cdot 0,20 \cdot \sqrt{1 + \frac{109,53}{0,0 \cdot 0,365 \cdot 1000 \cdot 0,20}} = 0,0 \text{ MN/m}^2 = 0,0 \text{ kN/m}^2$$

Aufgrund der rechnerischen Klaffung entlang der gesamten Wandlänge ergibt sich für die Wand 8 keine ansetzbare Schubfestigkeit. Daraus folgt, dass kein Querkraftwiderstand V_{Rdt} vorliegt:

$$V_{Rdt,8} = 0,0 \text{ kN} \not\geq 31,00 \text{ kN}$$

Die Widerstände und die Querkraftnachweise der Wandscheiben im Erdgeschoss sowie ihre Festigkeiten und Ausmitten sind in Tabelle 7.15 angegeben. Da die Wandscheiben 2 und 15 nicht für den Abtrag der horizontalen Nachweise angesetzt werden können, entfällt der Nachweis.

Tabelle 7.15: Querkraftnachweis (EG)

Wand	f_{vit1}	f_{vit2}	f_{vk}	f_{vd}	$e_{u,II}$	c	l_{cal}	V_{Rdt}	V_{Ed}	Nachweis
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[m]	[-]	[m]	[kN]	[kN]	
1	194,07	128,89	128,89	107,41	1,836	1,000	1,857	72,81	57,31	✓
2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	166,03	117,36	117,36	97,80	0,681	1,000	2,937	104,85	22,40	✓
4	197,67	130,29	130,29	108,58	0,336	1,500	0,673	17,79	3,95	✓
5	208,70	134,51	134,51	112,09	0,389	1,500	0,663	18,07	5,08	✓
6	142,89	106,91	106,91	89,09	0,232	1,500	0,803	17,40	1,22	✓
7	419,08	198,48	198,48	165,40	0,720	1,344	0,239	10,73	10,61	✓
8	0,00	0,00	0,00	0,00	1,294	1,077	0,000	0,00	31,00	⊗
9	0,00	0,00	0,00	0,00	1,514	1,047	0,000	0,00	38,72	⊗
10	273,36	156,97	156,97	130,81	0,661	1,211	0,868	34,24	18,67	✓
11	193,27	128,57	128,57	107,14	0,198	1,500	0,935	24,38	3,08	✓
12	0,00	0,00	0,00	0,00	1,241	1,082	0,000	0,00	31,41	⊗
13	469,88	211,04	211,04	175,87	0,730	1,344	0,210	10,05	11,01	⊗
14	137,61	104,38	104,38	86,99	0,159	1,500	0,724	15,33	0,63	✓
15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	✓
16	194,30	128,98	128,98	107,48	0,103	1,500	0,800	20,92	1,39	✓
17	217,28	137,70	137,70	114,75	0,396	1,500	0,327	9,13	2,77	✓
18	476,47	321,18	321,18	267,65	1,902	1,000	2,019	94,55	134,51	⊗
19	321,05	269,20	269,20	224,33	0,405	1,074	2,309	84,36	18,88	✓
20	0,00	0,00	0,00	0,00	1,583	1,036	0,000	0,00	38,60	⊗
21	1.874,99	615,85	615,85	513,21	1,672	1,000	0,338	30,35	95,39	⊗

Die Normalkraftnachweise in Tabelle 7.13 und Tabelle 7.14 und die Querkraftnachweise in Tabelle 7.15 sind nicht für alle Wandscheiben erbracht. Eine Möglichkeit zur Verbesserung der Nachweissituation besteht im Ansatz Rahmentragwirkung der Decken innerhalb der Nachweise. Dies ist mittels der in Abschnitt 6.4.1.2 beschriebenen Nachweismethodik nach DIN EN 1996-1-1/NA [4], NCI Anhang NA.K möglich und wird im folgenden Abschnitt auf das Einfamilienhaus angewendet.

7.2.5 Nachweis mit Momentenumverteilung nach DIN EN 1996-1-1/NA, NCI Anhang NA.K

Das Nachweisverfahren nach DIN EN 1996-1-1/NA [4], NCI Anhang NA.K ermöglicht den Ansatz der Rahmentragwirkung durch Verwendung des Kennwertes zur Beschreibung der Momentenverteilung über die Wandhöhe. Für die wandweise Ermittlung des Kennwertes zur Beschreibung der Momentenverteilung wird das in Abschnitt 6.4.1.2. beschriebene Vorgehen angewendet. Die Berücksichtigung des Kennwertes zur Beschreibung der Momentenverteilung erfolgt innerhalb des Normalkraftnachweises am Wandfuß sowie beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit im maßgebenden Schnitt. Beim Normalkraftnachweis in Wandmitte erfolgt die Berücksichtigung des Kennwertes zur Beschreibung der Momentenverteilung nicht explizit, sondern indirekt über das sich infolge der Verteilung einstellende Moment in Höhe der Wandmitte. Voraussetzung für den Ansatz der Mitwirkung der Deckenscheibe ist eine ausreichende Tragfähigkeit letzterer, für die die Deckenscheibe gemäß DIN EN 1996-1-1/NA [4], NA.K.1 auf Schub und Biegung bemessen sein muss.

7.2.5.1 Ansatz der Rahmentragwirkung

Für die Berechnung der Momentenverteilungsfaktoren zur Berücksichtigung der Rahmentragwirkung werden als Eingangsgrößen die Geometrie- und Materialeigenschaften der Wandscheibe sowie die Dicke der Decke, die mitwirkende Plattenbreite und die sogenannten freien Wandlängen im Bereich der betrachteten Wandscheibe benötigt. Abbildung 7.4 zeigt die benötigten Eingabeparameter am Beispiel einer zweigeschossigen Schubwand mit benachbarten Querwänden.

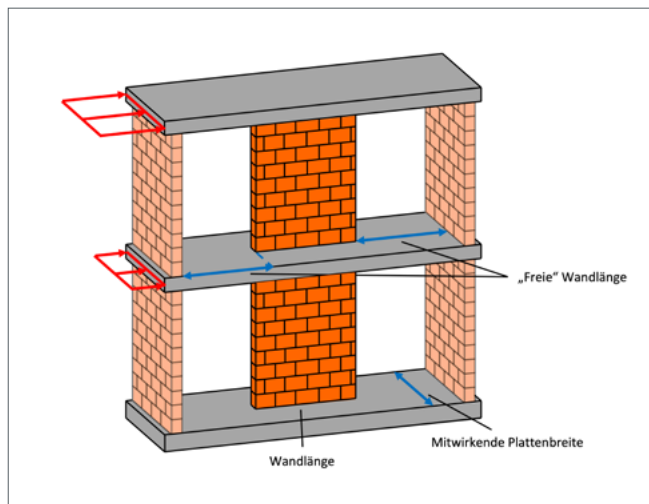


Abbildung 7.4: Darstellung der Eingabeparameter am Beispiel einer zweigeschossigen Schubwand mit Querwänden [14]

Die mitwirkenden Plattenbreiten b_m und freien Längen l_{FL} werden für alle Wände nach Tabelle 6.2 berechnet. Für die Wandscheibe 8 ergibt sich die freie Wandlänge $l_{FL,8}$ als Maximum der beiden Abstände an den Wandenden zu den benachbarten Wandscheiben (0,0 m und 1,25 m) zu:

$$l_{FL,8} = 1,25/2 = 0,63 \text{ m}$$

Die mitwirkende Plattenbreite kann über den Abstand der Momentennullpunkte in Richtung der Wandebene $l_{0,8}$ abgeschätzt werden. Dieser ergibt sich mit Tabelle 6.2 zu:

$$l_{0,8} = 2,34 + \frac{(1,25 + 0,0)}{2} = 2,97 \text{ m}$$

Daraus resultiert die mitwirkende Plattenbreite $b_{m,8}$ für Wandscheibe 8 (Außenwand) zu:

$$b_{m,8} = \frac{l_{0,8}}{6} + a = \frac{2,97}{6} + \frac{2}{3} \cdot 0,365 = 0,74 \text{ m}$$

Hierbei entspricht a der Auflagertiefe der Decke auf der Wandscheibe, die hier entsprechend den konstruktiven Empfehlungen für monolithisches Ziegelmauerwerk in Abschnitt

4.2.2 zu 2/3 der Wanddicke angesetzt wird. Mit Hilfe dieser Werte kann, basierend auf den Tabellenwerken des Schriftenreihenhefts der DAfM: Bemessung von Mauerwerksbauten nach Eurocode 8, 2023, Butenweg et al. [20], der Kennwert zur Beschreibung der Momentenverteilung mit $\psi_{EG} = 1,11$ für das Erdgeschoss und $\psi_{OG} = 0,7$ für das Obergeschoss ermittelt werden. In Tabelle 7.16 sind die für die Ermittlung der Kennwerte zur Beschreibung der Momentenverteilung zugrunde gelegten Eingangswerte, die mitwirkenden Plattenbreiten und freien Wandlängen sowie die resultierenden

Momentenverteilungsfaktoren für die Wände im Erdgeschoss und 1. Obergeschoss zusammengestellt.

Bei Ansatz der Rahmentragwirkung und mindestens sechs durchgehenden Schubwänden unterschiedlicher Längen in der betrachteten Gebäuerichtung kann nach DIN EN 1998-1/NA [8], Tabelle NA.7 der Verhaltensbeiwert für die Ermittlung der Erdbebenbeanspruchung zu $q = 1,70 \cdot 1,15 = 1,96$ angesetzt werden. Dieser wird im Weiteren für die Berechnung der Beanspruchungen zugrunde gelegt.

Tabelle 7.16: Kennwerte zur Beschreibung der Momentenverteilung

Wand	Wandlänge l	Mitw. Plattenbreite b_m	Freie Wandlänge l_{FL}	ψ_{EG}	ψ_{OG}
	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]
1	4,91	1,14	0,45	1,33	0,77
2	0,70	-	-	-	-
3	3,32	0,87	0,45	1,20	0,72
4	1,12	0,58	0,90	0,91	0,62
5	1,22	0,60	0,90	0,93	0,62
6	1,00	0,41	0,01	1,14	0,78
7	1,60	0,61	0,63	1,02	0,66
8	2,34	0,74	0,63	1,11	0,70
9	2,47	0,82	1,00	1,13	0,70
10	1,90	0,99	1,55	0,96	0,60
11	1,02	0,67	1,55	0,79	0,53
12	2,32	0,73	0,60	1,11	0,70
13	1,60	0,61	0,60	1,03	0,67
14	0,80	0,38	0,01	1,19	0,81
15	0,53	-	-	-	-
16	0,80	0,53	0,55	0,95	0,65
17	1,01	0,47	0,35	1,03	0,71
18	5,15	2,20	0,92	1,39	0,78
19	2,35	1,26	0,92	0,98	0,60
20	2,52	0,71	0,68	1,18	0,73
21	3,57	1,61	0,72	1,20	0,67

7.2.5.2 Normalkraftnachweis am Wandfuß für kombinierte Beanspruchung

Zum Nachweis der Normalkraft am Wandfuß muss im Grenzzustand der Tragfähigkeit die einwirkende vertikale Belastung kleiner oder gleich dem Bemessungswert des Tragwiderstandes N_{Rd} sein. Die Nachweisführung erfolgt analog zu Abschnitt 7.2.4.1 mit einer kombinierten vertikalen und horizontalen Belastung. Abweichend zum Nachweis entsprechend dem allgemeinen Teil von DIN EN 1996-1-1 [3] erfolgt die Berechnung des Abminderungsfaktors ϕ nach DIN EN 1996-1-1/NA [4], NA.K.2 wie folgt:

$$\phi = \phi_{II} = 1 - 2 \cdot \frac{V_{Ed}}{N_{Ed}} \cdot \lambda_v$$

- ϕ Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung der Schlankheit und Lastausmitte
- V_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Querkraft
- N_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft
- λ_v Schubschlankheit: $\lambda_v = \psi \cdot h/l$
- ψ Kennwert zur Beschreibung der Momentenverteilung
- l Länge der Wandscheibe
- h Lichte Höhe der Wand

Bei einer Belastung zusätzlich zur Scheibenrichtung senkrecht zur Wand kann der Abminderungsfaktor ϕ nach DIN EN 1996-1-1/NA [4], NCI zu 6.1.2.2(NA.iii) vereinfachend durch Multiplikation der Abminderungsfaktoren in Scheibenrichtung und senkrecht dazu berechnet werden. Hier wird von einer zentrierten Lasteinleitung ohne Berücksichtigung von Lastausmitten senkrecht zur Wand ausgegangen. Deshalb wird für die Exzentrizität quer zur Wandrichtung lediglich der Minimalwert der Exzentrizität quer zur Wandrichtung von $0,05 t$ berücksichtigt.

Scheibenrichtung

Im Erdgeschoss ergibt sich die Schubschlankheit für Wand 8 unter Berücksichtigung des Kennwerts der Momentenverteilung aus Tabelle 7.16 zu:

$$\lambda_{v,8} = \psi \cdot \frac{h}{l} = 1,11 \cdot \frac{2,70}{2,34} = 1,28$$

Der zugehörige Abminderungsfaktor in Wandrichtung beträgt:

$$\phi_{II,8} = 1 - 2 \cdot \frac{26,89}{109,53} \cdot 1,28 = 0,37$$

Plattenrichtung

Die Ausmitte e_i in Querrichtung wird mit dem Minimalwert angenommen

$$0,05 t = 0,05 \cdot 0,365 = 0,02 \text{ m}$$

Der zugehörige Abminderungsfaktor senkrecht zur Wand beträgt:

$$\phi_{senk,8} = 1 - 2 \cdot \frac{0,02}{0,365} = 0,90$$

Kombination

Unter Berücksichtigung einer kombinierten Beanspruchung ergibt sich

$$\phi_{komb,8} = 0,37 \cdot 0,90 = 0,33$$

mit dem daraus resultierenden Normalkraftwiderstand

$$N_{Rd,8} = 0,33 \cdot 0,365 \cdot 2,34 \cdot \frac{1,0 \cdot 1700}{1,2} = 399,3 \text{ kN} > 109,53 = N_{Ed,8}$$

Die Widerstände und die Normalkraftnachweise der übrigen Wandscheiben im Erdgeschoss am Wandfuß sowie ihre zugehörigen Ausmitten und Abminderungsfaktoren sind in Tabelle 7.17 angegeben.

Tabelle 7.17: Nachweis Normalkraft und Biegung am Wandfuß (EG) gemäß DIN EN 1996-1-1/NA [4], NCI Anhang NA.K

Wand	λ_v	$e_{\text{Plattenrichtung}}$	ϕ_{II}	ϕ_{senk}	ϕ_{komb}	N_{Rd}	N_{Ed}	Nachweis
	[-]	[m]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	
1	0,73	0,02	0,49	0,90	0,44	1.118,99	142,48	✓
2	-	0,02	1,00	0,90	0,90	325,76	53,51	✓
3	0,98	0,02	0,75	0,90	0,67	1.154,16	150,18	✓
4	2,20	0,02	0,72	0,90	0,65	375,25	53,86	✓
5	2,06	0,02	0,70	0,90	0,63	395,41	59,68	✓
6	3,08	0,02	0,73	0,90	0,66	339,0	24,09	✓
7	1,73	0,02	0,53	0,90	0,48	393,2	67,34	✓
8	1,29	0,02	0,37	0,90	0,33	401,43	109,53	✓
9	1,24	0,02	0,29	0,90	0,26	332,67	117,12	✓
10	1,36	0,02	0,66	0,90	0,59	582,48	129,42	✓
11	2,10	0,02	0,84	0,90	0,76	399,69	71,06	✓
12	1,30	0,02	0,39	0,90	0,35	421,94	115,85	✓
13	1,73	0,02	0,52	0,90	0,47	388,3	69,06	✓
14	4,00	0,02	0,76	0,90	0,68	282,75	18,25	✓
15	-	0,02	1,00	0,90	0,90	246,65	18,85	✓
16	3,20	0,02	0,88	0,90	0,79	325,7	61,54	✓
17	2,76	0,02	0,59	0,90	0,53	275,63	31,99	✓
18	0,73	0,01	0,47	0,90	0,43	1.503,76	323,65	✓
19	1,12	0,01	0,83	0,90	0,75	1.199,89	213,17	✓
20	1,27	0,01	0,24	0,90	0,22	371,42	111,53	✓
21	0,91	0,01	0,43	0,90	0,38	937,89	260,91	✓

7.2.5.3 Normalkraftnachweis in Wandhöhenmitte für kombinierte Beanspruchung

Die Nachweisführung in Wandhöhenmitte für die kombinierte Beanspruchung unter Berücksichtigung der Rahmentragwirkung erfolgt analog zum Nachweis nach Abschnitt 7.2.4.2. Der Unterschied ergibt sich durch die

veränderte Momentenbeanspruchung in den einzelnen Wandscheiben, die aus dem Ansatz der Rahmentragwirkung resultiert. Die Nachweisergebnisse sind in Tabelle 7.18 zusammengestellt.

Tabelle 7.18: Nachweis Normalkraft und Biegung in Wandmitte (EG) gemäß DIN EN 1996-1-1/NA [4], NCI Anhang NA.K

Wand	λ_v	$e_{\text{Plattenrichtung}}$	ϕ_{II}	ϕ_{senk}	ϕ_{komb}	N_{Rd}	N_{Ed}	Nachweis
	[-]	[m]	[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	
1	0,88	0,02	0,64	0,89	0,57	1.457,28	127,06	✓
2	0,00	0,02	1,00	0,90	0,90	325,76	51,31	✓
3	0,26	0,02	0,84	0,89	0,75	1.289,36	139,75	✓
4	0,08	0,02	0,87	0,89	0,77	447,09	50,34	✓
5	0,09	0,02	0,85	0,89	0,76	478,91	55,85	✓
6	0,09	0,02	0,82	0,89	0,74	380,65	20,95	✓
7	0,21	0,02	0,74	0,89	0,66	546,11	62,32	✓
8	0,44	0,02	0,63	0,89	0,56	677,18	102,18	✓
9	0,53	0,02	0,58	0,89	0,51	655,34	109,36	✓
10	0,16	0,02	0,83	0,89	0,74	726,87	123,45	✓
11	0,03	0,02	0,94	0,89	0,84	442,02	67,86	✓
12	0,42	0,02	0,64	0,89	0,57	687,59	108,57	✓
13	0,21	0,02	0,74	0,89	0,66	543,40	64,03	✓
14	0,07	0,02	0,84	0,89	0,75	309,74	15,74	✓
15	0,00	0,02	1,00	0,90	0,90	246,65	17,18	✓
16	0,03	0,02	0,94	0,89	0,84	346,59	59,03	✓
17	0,12	0,02	0,76	0,89	0,68	356,06	28,82	✓
18	0,90	0,01	0,65	0,75	0,49	1.715,29	311,72	✓
19	0,10	0,01	0,91	0,75	0,68	1.101,37	207,73	✓
20	0,58	0,01	0,54	0,75	0,40	693,08	105,69	✓
21	0,62	0,01	0,66	0,75	0,49	1.198,89	252,63	✓

7.2.5.4 Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

Der Nachweis der Querkraftfähigkeit wird in den maßgebenden Schnitten am Wandfuß bzw. Wandmitte geführt. Die Nachweisführung erfolgt analog zu Abschnitt 7.2.4.3 unter Berücksichtigung der Versagensmechanismen Reibungs- und Steinzugversagen, wobei der minimale Tragfähigkeitswert maßgebend wird. Abweichend zum Vorgehen des allgemeinen Teils berechnet sich die anzusetzende überdrückte Länge der Wandscheibe nach DIN EN 1996-1-1/NA [4], NA.K.3 unter Berücksichtigung der Schubslankheit zu

$$l_{cal} = \frac{3}{2} \left(1 - 2 \cdot \frac{V_{Ed}}{N_{Ed}} \cdot \lambda_v \right) \cdot l \leq l$$

V_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Querkraft

N_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft

λ_v Schubslankheit: $\lambda_v = \psi \cdot h/l$

ϕ Kennwert zur Beschreibung der Momentenverteilung

l Länge der Wandscheibe

h Lichte Höhe der Wand

Außerdem erfolgt die Ermittlung des Schubspannungsverteilungsfaktors c gemäß DIN EN 1996-1-1/NA [4], NA.K.3 in Abhängigkeit der Schubslankheit durch

$$c = \begin{cases} 1,0 & \text{für } \lambda_v \leq 1 \\ 1,5 & \text{für } \lambda_v \geq 2 \end{cases}$$

wobei Zwischenwerte linear interpoliert werden dürfen.

Für die betrachtete Wand 8 ergibt sich somit die überdrückte Länge $l_{c,lin}$ zu:

$$l_{c,lin,8} = \frac{3}{2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{26,89}{109,53} \cdot 1,28 \right) \cdot 2,34 = 1,30 \text{ m} \leq 2,34 \text{ m}$$

Die Schubslankheit der Wand 8 beträgt $\lambda_v = 1,28$. Da dieser Wert zwischen 1 und 2 liegt ergibt sich der Schubspannungsverteilungsfaktor c interpoliert zu $c_8 = 1,14$.

Die charakteristische Schubfestigkeit f_{vk} berechnet sich aus dem Grenzwert f_{vlt} , der sich für Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen als das Minimum aus dem Widerstand für Scheibenschub bei Reibungsversagen f_{vlt1} und Steinzugversagen f_{vlt2} bestimmt.

Für die Wand 8, die aus Hochlochsteinen mit einer Steindruckfestigkeit $f_{st} = 7,5 \text{ N/mm}^2$ besteht, ergibt sich am Wandfuß:

$$f_{bt,cal,8} = 0,026 \cdot f_{st,8} = 0,026 \cdot 7,5 = 0,20 \text{ MN/m}^2 = 200,00 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{vlt1,8} = 0,5 \cdot 0,22 + 0,4 \cdot \frac{109,53}{1,30 \cdot 0,365 \cdot 1000} = 0,202 \text{ MN/m}^2 = 202,3 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{vlt2,8} = 0,45 \cdot 0,20 \cdot \sqrt{1 + \frac{109,53}{1,30 \cdot 0,365 \cdot 1000 \cdot 0,20}} = 0,132 \text{ MN/m}^2 = 132,1 \text{ kN/m}^2$$

Die charakteristische Schubfestigkeit ergibt sich als das Minimum dieser beiden Werte zu $132,1 \text{ kN/m}^2$. Daraus folgt ein Querkraftwiderstand $V_{Rdl,8}$ von:

$$V_{Rdl,8} = 45,5 \text{ kN} > 26,9 \text{ kN}$$

Die Widerstände und die Querkraftnachweise der übrigen Wandscheiben sowie ihre Festigkeiten sind in Tabelle 7.19 dargestellt. Da die Wandscheiben 2 und 15 nicht für den Abtrag der horizontalen Nachweise angesetzt werden können, entfällt der Nachweis.

Tabelle 7.19: Querkraftnachweis (EG) gemäß DIN EN 1996-1-1/NA [4], NCI Anhang NA.K

Wand	f_{vit1}	f_{vit2}	f_{vk}	f_{vd}	λ_v	c	l_{cal}	V_{Rdl}	V_{Ed}	Nachweis
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[m]	[-]	[m]	[kN]	[kN]	
1	153,29	111,73	111,73	93,11	0,73	1,00	3,61	122,57	49,70	✓
2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	159,57	114,54	114,54	95,45	0,98	1,00	3,32	115,67	19,43	✓
4	162,70	115,91	115,91	96,59	2,20	1,50	1,12	26,32	3,43	✓
5	163,61	116,31	116,31	96,93	2,06	1,50	1,22	28,77	4,41	✓
6	136,40	103,79	103,79	86,50	3,08	1,50	1,00	21,05	1,06	✓
7	168,23	118,31	118,31	98,59	1,73	1,36	1,27	33,46	9,21	✓
8	202,77	132,26	132,26	110,22	1,29	1,14	1,29	45,54	26,89	✓
9	229,70	142,20	142,20	118,50	1,24	1,12	1,07	41,43	33,58	✓
10	185,54	125,49	125,49	104,58	1,36	1,18	1,88	60,64	16,19	✓
11	186,35	125,82	125,82	104,85	2,10	1,50	1,02	26,02	2,67	✓
12	203,36	132,49	132,49	110,40	1,30	1,15	1,36	47,75	27,24	✓
13	170,47	119,26	119,26	99,38	1,73	1,37	1,25	33,26	9,55	✓
14	135,01	103,11	103,11	85,93	4,00	1,50	0,80	16,73	0,55	✓
15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
16	194,30	128,98	128,98	107,48	3,20	1,50	0,80	20,92	1,20	✓
17	149,46	109,98	109,98	91,65	2,76	1,50	0,89	19,81	2,40	✓
18	312,32	265,98	265,98	221,65	0,73	1,00	3,66	141,83	116,67	✓
19	317,34	267,84	267,84	223,20	1,12	1,06	2,35	86,54	16,38	✓
20	392,27	294,16	294,16	245,13	1,27	1,13	0,90	34,17	33,48	✓
21	371,49	287,10	287,10	239,25	0,91	1,00	2,28	95,49	82,74	✓

Die Normalkraftnachweise in Tabelle 7.17 und Tabelle 7.18 sowie die Querkraftnachweise Tabelle 7.19 sind für alle Wandscheiben erbracht. Somit sind für den Lastfall Erdbeben keine weiteren Nachweise für die Mauerwerkswände erforderlich. Infolge der angesetzten Rahmentragwirkung ist gemäß DIN EN 1996-1-1/NA [4], NA.K.1(2) ein Nachweis

der Deckenscheiben für die Zusatzbeanspruchungen aus der Rahmentragwirkung nach Abschnitt 6.4.1.2 erforderlich, der aber an dieser Stelle nicht geführt wird.

7.2.6 Verformungsbasierter Nachweis unter Verwendung nichtlinear statischer Rechenverfahren

Alternativ zu den vorangegangenen kraftbasierten Nachweisverfahren erlaubt DIN EN 1998-1/NA [8] auch einen verformungsbasierten Nachweis mit einer statisch-nichtlinearen Berechnung. Die Grundlagen, der Berechnungsablauf und die Ermittlung der Kapazitätskurve sind in Abschnitt 6.2 beschrieben. Ein verformungsbasierter Nachweis unter Verwendung der Kapazitätsspektrummethode ist auf Grund der berücksichtigten Nichtlinearitäten ausschließlich unter Anwendung entsprechender Software praktikabel. Hier kommt die Software MINEA [18] zum Einsatz, die in der nichtlinearen Programmversion die Möglichkeit eines verformungsbasierten Nachweises mit der Kapazitätsspektrummethode bietet. Die Ermittlung der Gebäudekapazität erfolgt durch Aufsummieren der Einzelwandkapazitäten, die unter Verwendung der normativen Tragfähigkeiten nach DIN EN 1996-1-1/NA [4] Anhang K für die drei Versagensformen Biegung mit Längskraft, Reibungs- und Steinzugversagen in Kombination mit den zugehörigen Grenzwerten für die Verformungen aus DIN EN 1998-1/NA [8] ermittelt werden. Die Gebäudekapazität, die sich hieraus ergibt, ist in Abbildung 7.5 dargestellt. Das erste Wandversagen tritt bei einer Verformung von 1,06 cm auf. Im Anschluss kommt es zu Wandversagen mit einer Reduktion der Gesamtkapazität von mehr als 20 %, so dass der abfallende Bereich nicht mehr in Ansatz gebracht wird.

Mit zunehmender Verformung des Gebäudes nehmen die Dämpfungseffekte zu, die durch eine Reduktion des elastischen Antwortspektrums berücksichtigt werden können. Mit der Reduktion ergibt sich ein gedämpftes Antwortspektrum. Der Schnittpunkt dieses gedämpften Spektrums mit der transformierten Gebäudekapazität im S_a - S_d -Diagramm liefert für die Erdbebeneinwirkung einen „Performance Point“ bei einer Spektralverschiebung von 0,06 cm. Dieser liegt noch im nahezu linearen Bereich der Kapazitätskurve. Die zugehörige 1,5-fache Zielverschiebung von 0,09 cm ist kleiner als die Verschiebung der Gebäudekapazität beim Versagen der ersten Wand von 1,06 cm. Der Nachweis ist somit erbracht. Die grafische Darstellung mit dem Schnittpunkt zeigt Abbildung 7.6.

In einem weiteren Schritt wird nun die maximal aufnehmbare seismische Einwirkung, für die ein verformungsbasierter Nachweis gerade noch erbracht werden kann, ermittelt. Dazu wird das elastische Antwortspektrum skaliert, sodass die 1,5-fache Zielverschiebung des „Performance Points“ der Verschiebung beim ersten Wandversagen entspricht. Die so ermittelte maximal aufnehmbare spektrale Antwortbeschleunigung für die Untergrundkombination C-S ergibt sich daraus zu $S_{aPR} = 1,61 \text{ m/s}^2$ (Abbildung 7.6). Das Ergebnis zeigt das große Potential des nichtlinearen Nachweises.

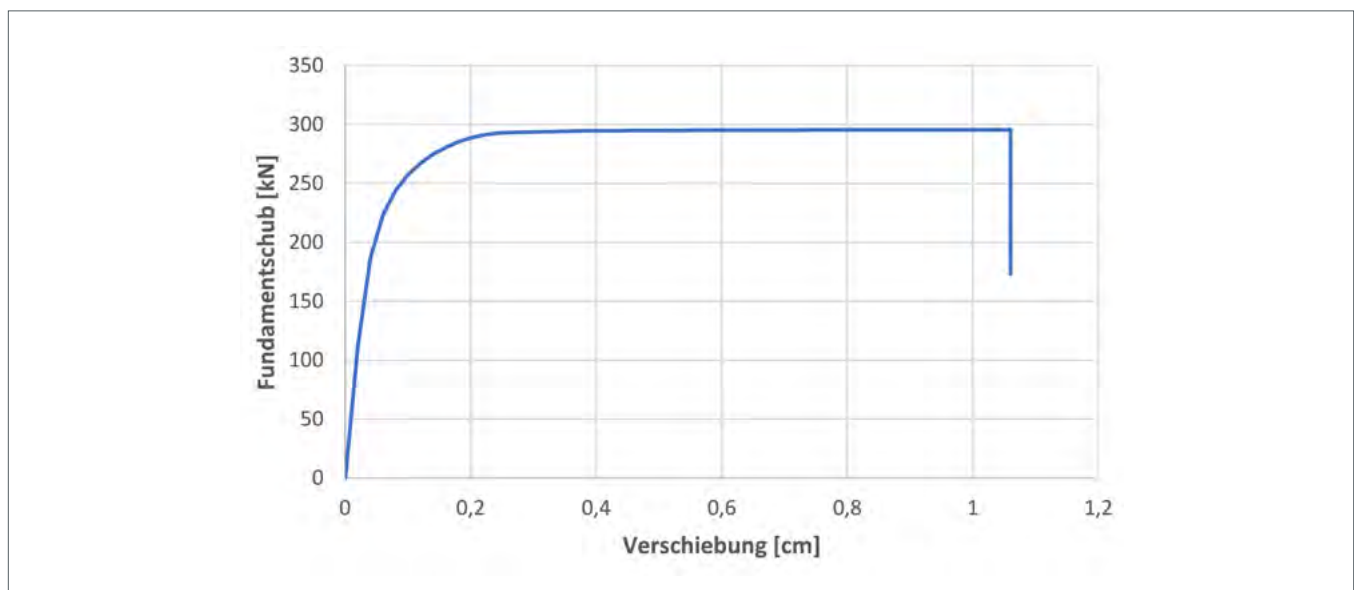


Abbildung 7.5: Gebäudekapazität für das beispielhafte Einfamilienhaus aus MINEA [18]

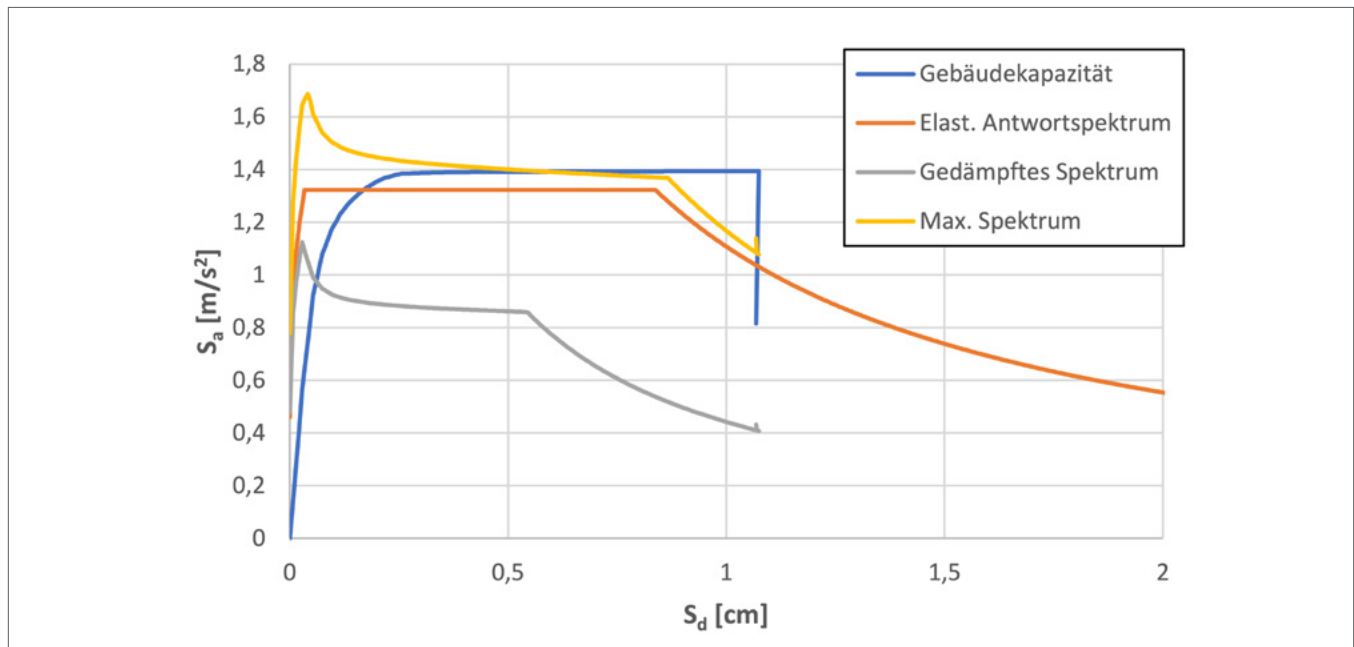


Abbildung 7.6: Nichtlinearer Nachweis für das Einfamilienhaus in MINEA [18]

7.3 Beispiel 3: Mehrfamilienhaus – Rechnerischer Nachweis mit räumlichem Tragwerksmodell und multimodalem Antwortspektrumverfahren

Betrachtet wird ein Mehrfamilienhaus mit Staffelgeschoss. Das Objekt ist in Mischbauweise aus Mauerwerks- und Betonwänden geplant. Das betrachtete Mehrfamilienhaus ist mit seinen Abmessungen in Abbildung 7.7 und Abbildung 7.8 dargestellt. Es besteht aus drei Vollgeschossen, einem Staffelgeschoss mit als begehbare Dachterrasse ausgebautem Flachdach und einem als starren Kasten ausgebildeten Keller.

Die Wandscheiben sind aus den folgenden Materialien ausgeführt:

- Außenwände Mauerwerk: Plan-Hochlochziegel vorzugsweise mit integriertem Dämmstoff, SFK 6, Rohdichteklasse 0,55, Wanddicke 365 mm, Dünnbettmörtel, Stoßfugen unvermörtelt
- Innenwände Mauerwerk: Planfüllziegel mit bauaufsichtlicher Zulassung, SFK 12, Rohdichteklasse 2,0, Wanddicke 240 mm, Dünnbettmörtel, Stoßfugen unvermörtelt. Alternativ ist auch eine Ausführung mit Schalungsziegeln möglich. In diesem Falle sind die Nachweise entsprechend der zugehörigen bauaufsichtlichen Zulassung zu führen.

- Innenwände Stahlbeton: Stahlbeton, Betonfestigkeitsklasse C25/30, Wanddicke 240 mm

Im Folgenden werden ausschließlich die Nachweise der Mauerwerkswände dargestellt. Die Ermittlung der erforderlichen Bewehrung für die Stahlbetonwände muss nach den entsprechenden normativen Vorgaben der DIN EN 1992-1-1 [2] erfolgen. Auf eine Darstellung der Stahlbetonbemessung wird hier verzichtet.

Die Geschossdecken und das begehbare Flachdach sind ausgebildet als:

- Stahlbetondecke, Betonfestigkeitsklasse C25/30, scheibenartige Tragwirkung, Dicke 22 cm
- Stahlbetondachdecke, Betonfestigkeitsklasse C25/30, scheibenartige Tragwirkung, Dicke 18 cm

Die Bedeutungskategorie und Parameter am Standort sind:

- Bedeutungskategorie II (Wohnhaus), Bedeutungsfaktor $\gamma_I = 1,0$
- Untergrundklasse S, Baugrundklasse C
- Spektrale Antwortbeschleunigung im Plateaubereich auf Fels: $S_{aPR} = 1,35 \frac{m}{s^2}$

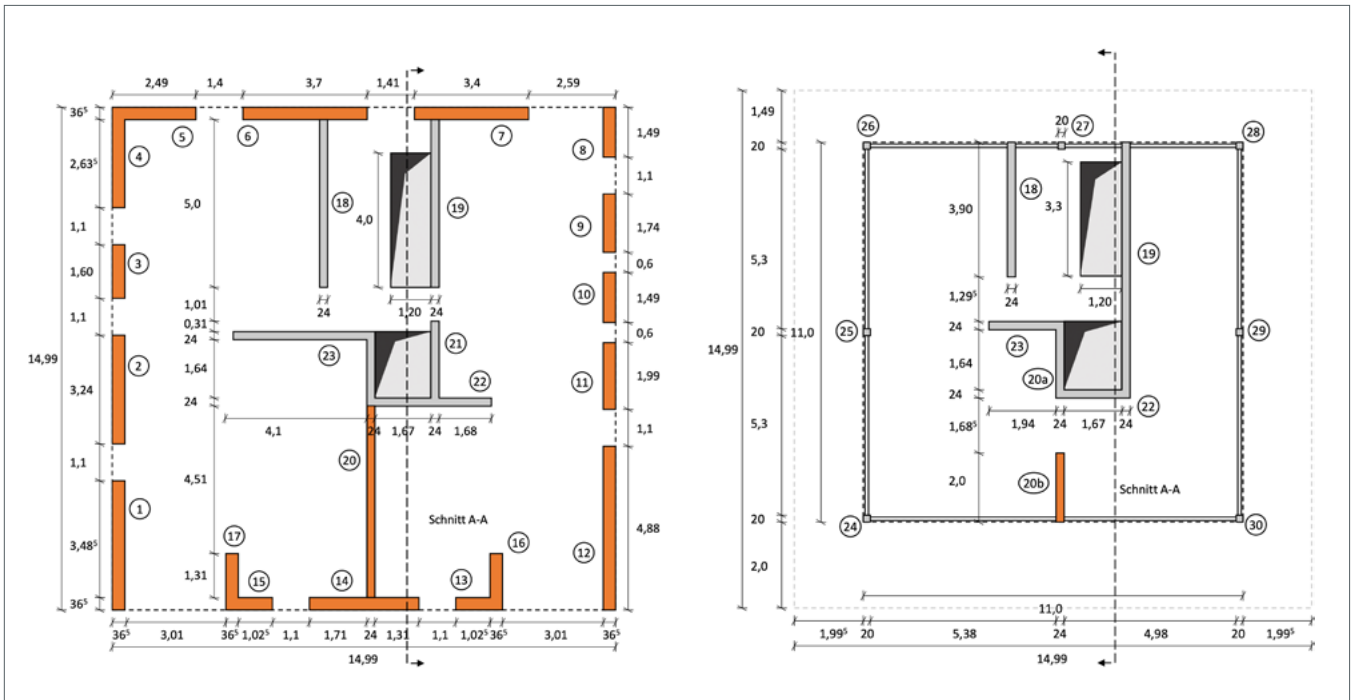


Abbildung 7.7: Grundrisse der Geschosse 1-3 (links) und des Staffelgeschosses (rechts) des Mehrfamilienhauses

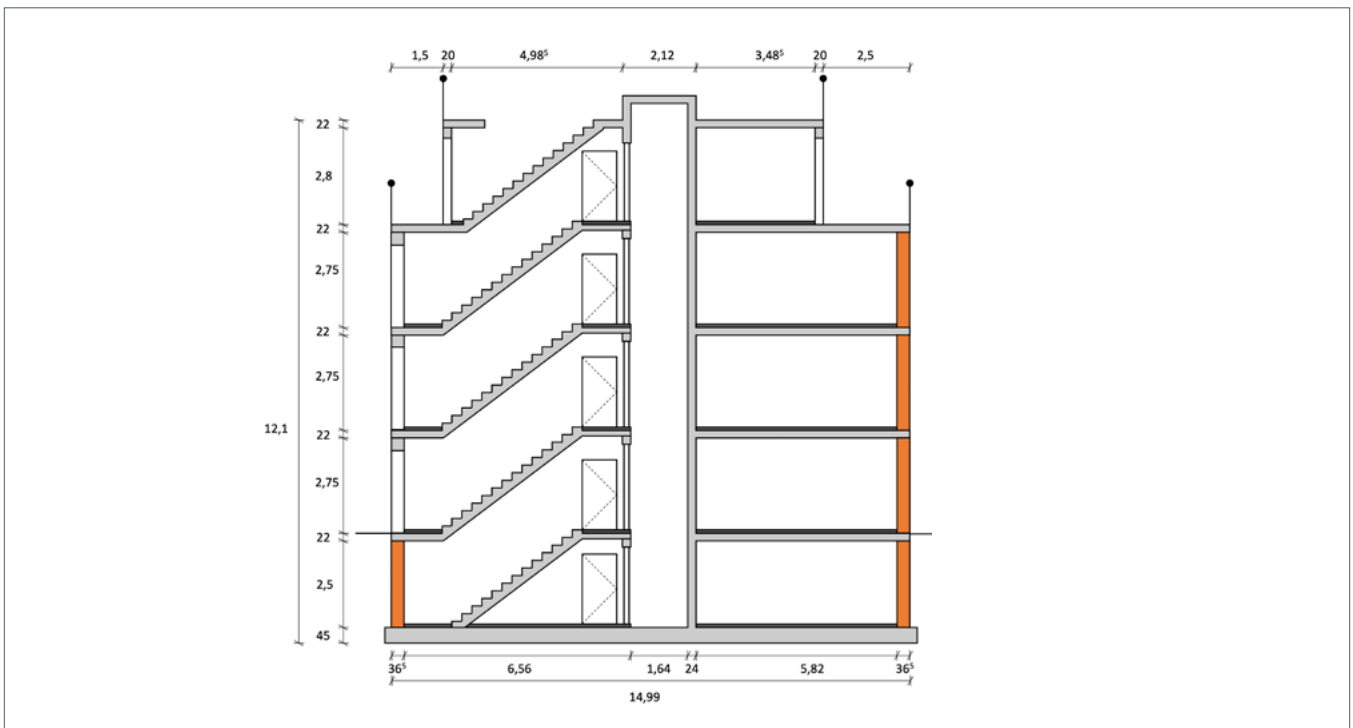


Abbildung 7.8: Schnitt A-A durch das Mehrfamilienhaus

7.3.1 Grundlagen des rechnerischen Standsicherheitsnachweises

Für den rechnerischen Nachweis des Mehrfamilienhauses werden die in Tabelle 7.20 angegebenen Belastungen aus den ständigen und veränderlichen Lasten berücksichtigt. Da die Masse des Staffelgeschosses mehr als 50 % des Obergeschosses beträgt, wird das Staffelgeschoss als Vollgeschoss berücksichtigt.

7.3.2 Materialkennwerte

Die Außenwände werden mit Mauerwerk aus Plan-Hochlochziegeln mit integriertem Dämmstoff, mit Dünnbettmörtel und charakteristischen Materialeigenschaften ausgeführt. Dabei werden für die folgenden Berechnungen die Druckfestigkeit f_k , die Haftscherfestigkeit f_{vk0} , der Elastizitätsmodul E und der Schubmodul G benötigt. Der Elastizitätsmodul von Mauerwerk lässt sich nach DIN EN 1996-1-1/NA [4],

Tabelle NA.12 für Mauerziegel zu $K_E \cdot f_k$ bestimmen, wobei für Mauerziegel die Kennzahl $K_E = 1100$ zu verwenden ist. Allgemein darf der Schubmodul für Mauerwerkswände zu 40 % des Elastizitätsmoduls angenommen werden. Zusammenfassend ergeben sich die folgenden Materialkennwerte für das Mauerwerk:

Außenwände: HLz 6/DM (Wandscheiben 1-17)

$$f_k = 1,70 \text{ MN/m}^2, f_{vk0} = 0,22 \text{ MN/m}^2, E = 1870 \text{ MN/m}^2, G = 748 \text{ MN/m}^2$$

Innenwände: PLFz 12/DM (Wandscheiben 20 und 4 (DG))

$$f_k = 4,70 \text{ MN/m}^2, f_{vk0} = 0,22 \text{ MN/m}^2, E = 5170 \text{ MN/m}^2, G = 2068 \text{ MN/m}^2$$

Tabelle 7.20: Stockwerkslasten

		Decke über Vollgeschossen (1-3)	Decke über Staffelgeschoss (4)
Deckenlasten	Geschossfläche	$A_{EG} = 216,69 \text{ m}^2$	$A_{OG} = 113,74 \text{ m}^2$
	Ständige Lasten	Stahlbetondecke inkl. Bodenaufbau	Stahlflachdach inkl. Ausbaulasten
		$g_k = 5,50 \text{ kN/m}^2$	$g_k = 6,50 \text{ kN/m}^2$
	Veränderliche Lasten	Nutzlast inkl. Trennwandzuschlag	Verkehrslast Dachterrassen
		$q_k = 2,70 \text{ kN/m}^2$	$q_k = 4,0 \text{ kN/m}^2$
		ϕ -Beiwert	0,7
	ψ_2 -Beiwert	0,3	0,3
Wandlasten	Wandfläche	$A_{\text{Außenwände}} = 105,02 \text{ m}^2$ $A_{\text{Innenwände}} = 6,68 \text{ m}^2$ $A_{\text{Stützen}} = 0,00 \text{ m}^2$	$A_{\text{Außenwände}} = 0,00 \text{ m}^2$ $A_{\text{Innenwände}} = 4,60 \text{ m}^2$ $A_{\text{Stützen}} = 0,28 \text{ m}^2$
	Wandhöhe	$h = 2,97 \text{ m}$	$h = 3,02 \text{ m}^2$
	Dichte	$\rho_{\text{Außenwände}} = 0,65 \text{ t/m}^3$ $\rho_{\text{Innenwände/Stützen}} = 2,50 \text{ t/m}^3$	$\rho_{\text{Außenwände}} = 0,65 \text{ t/m}^3$ $\rho_{\text{Innenwände/Stützen}} = 2,50 \text{ t/m}^3$
	Eigengewicht	$G_{k,W} = 176,76 \text{ t} = 1734,05 \text{ kN}$	$G_{k,W} = 122,00 \text{ t} = 1196,82 \text{ kN}$
Summe	$\Sigma G_{k,j}$	$216,69 \cdot (2,7 \cdot 0,7 \cdot 0,3) = 2925,85 \text{ kN}$	$113,74 \cdot 6,5 + 1196,82 = 1936,13 \text{ kN}$
	$\Sigma \phi \cdot \psi_2 \cdot Q_{ki}$	$216,69 \cdot (2,7 \cdot 0,7 \cdot 0,3) = 122,86 \text{ kN}$	$113,74 \cdot (4,0 \cdot 1,0 \cdot 0,3) = 136,49 \text{ kN}$
	$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \phi \cdot \psi_2 \cdot Q_{ki}$	$3048,71 \text{ kN} \approx 310,78 \text{ t}$	$2072,62 \text{ kN} \approx 211,28 \text{ t}$

7.3.3 Tragwerksmodell

Zur Ermittlung der Beanspruchungen wird ein Tragwerksmodell erstellt. Bei den Tragwerksmodellen können in Abhängigkeit der Regelmäßigkeitskriterien ein Ersatzstab, ebene Modelle oder ein räumliches Modell verwendet werden (Abschnitt 6.4). Zur Beurteilung der Modellierungsanforderungen des Mehrfamilienhauses werden nachfolgend die Regelmäßigkeitskriterien überprüft.

Tabelle 7.21: Regelmäßigkeit im Aufriss nach DIN EN 1998-1 [7], 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 [7], Abschnitt 4.2.3.3(5) erfüllen	⊗

7.3.3.1 Überprüfung der Regelmäßigkeitskriterien im Aufriss und Grundriss

Die Überprüfung der Kriterien für die Regelmäßigkeit im Aufriss werden in DIN EN 1998-1 [7], Abschnitt 4.2.3.3 geregelt und sind in Tabelle 7.21 zusammengefasst. Da das Staffelgeschoss auf Grund seiner hohen Masse nicht vernachlässigt werden kann und sich die Anordnung der aussteifenden Elemente durch das Bauwerk ändert, liegen weder durchgehende Wände noch eine konstante Systemsteifigkeit vor. Außerdem zeigt der Aufriss am Staffelgeschoss einen Rücksprung von über 20% der Gebäudeabmessungen. Diese Punkte führen dazu, dass die Anforderungen an die Regelmäßigkeit im Aufriss nach DIN EN 1998-1 [7], Abschnitt 4.2.3.3 nicht erfüllt sind. Deshalb ist eine Berechnung mit dem multimodalen Antwortspektrumverfahren erforderlich.

Die Überprüfung der Kriterien für die Regelmäßigkeit im Grundriss sind in DIN EN 1998-1 [7], Abschnitt 4.2.3.2 geregelt und sind in Tabelle 7.22 aufbereitet.

Tabelle 7.22: Regelmäßigkeit im Grundriss nach DIN EN 1998-1 [7], 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 zueinanderstehender 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, so dass 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} des Gebäudes im Grundriss darf nicht größer als 4 sein, wobei L_{max} und L_{min} jeweils die senkrecht zueinander gemessene größte und kleinste Gebäudeabmessung im Grundriss darstellt:	$\lambda = \frac{L_{min}}{L_{max}} = \frac{L_x}{L_y} = \frac{14,99}{14,99} = 1,0 \leq 4$	✓
(6)	Für jede Berechnungsrichtung müssen die tatsächliche Ausmitte e_0 und der Torsionsradius r die beiden folgenden Bedingungen erfüllen:	$e_{0x/y} \leq 0,3 \cdot r_{x/y} = 0,3 \cdot \sqrt{\frac{k_T}{k_{y/x}}} \quad \text{und} \quad r_{x/y} \geq l_s$ $e_{0x} = 0,31 \leq 0,3 \cdot r_x = 0,3 \cdot 2,03 = 0,61 \quad \text{und} \quad r_x = 2,03 \geq l_s = 6,20$ $e_{0y} = 0,18 \leq 0,3 \cdot r_y = 0,3 \cdot 4,62 = 1,39 \quad \text{und} \quad r_y = 4,62 \geq l_s = 6,20$	⊗

Da in Tabelle 7.22 die Regelmäßigkeitskriterien nach DIN EN 1998-1 [7], Abschnitt 4.2.3.2 in x- und y-Richtung in Punkt (6) nicht erfüllt sind, werden die erweiterten Regelmäßigkeitskriterien nach DIN EN 1998-1 [7], Abschnitt 4.3.3.1(8) zusätzlich überprüft. Diese Überprüfung ist in Tabelle 7.23 zusammengestellt.

Tabelle 7.23: Erweiterte Regelmäßigkeit nach DIN EN 1998-1 [7], 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. $H = 12,1 \text{ m} \not\leq 10 \text{ m}$	⊗
c)	Die Steifigkeit der Decke in ihrer Ebene ist im Vergleich zur Horizontalsteifigkeit der vertikalen tragenden Bauteile ausreichend groß, so dass die Verformung der Decke sich nur unwesentlich auf die Verteilung der Kräfte an die vertikalen tragenden Bauteile auswirkt.	✓
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: $r_y^2 = 4,62^2 = 21,37 \not> I_s^2 + e_{0y}^2 = 6,20^2 + 0,18^2 = 38,48$ Beben in y-Richtung: $r_x^2 = 2,03^2 = 4,12 \not> I_s^2 + e_{0x}^2 = 6,20^2 + 0,31^2 = 38,54$	⊗

Da auch die Regelmäßigkeitskriterien im Grundriss nicht erfüllt sind, ist eine ebene Berechnung nicht zulässig, die Berechnung muss mit dem multimodalen Antwortspektrumverfahren am räumlichen Tragwerksmodell erfolgen. Die räumliche Modellbildung und die Berechnungen werden mit der Software MINEA [18] durchgeführt, da die Software eine automatische Tragwerksmodellierung aus den Grundrissdaten und eine einfache anschließende Nachweisführung der Mauerwerkswandscheiben ermöglicht.

7.3.4 Grundlagen der Berechnung an einem räumlichen Tragwerksmodell mit dem multimodalen Antwortspektrumverfahren

Bei der Berechnung mit dem räumlichen Tragwerksmodell werden sowohl die Wandscheiben als auch die Geschossdecken und das Dach aus Schalenelementen in einem Finite-Elemente Modell abgebildet. Das Geometriemodell und das zugehörige Berechnungsmodell des Mehrfamilienhauses sind in Abbildung 7.9 dargestellt. Ein wesentlicher Aspekt bei der dreidimensionalen Modellierung ist die Festlegung der Kopplungen zwischen den Wandscheiben und den Decken sowie die Kopplung zwischen den Einzelwandscheiben. Für die Kopplung zwischen Wandscheiben und Decke ist in diesem Fall eine gelenkige Kopplung die treffendste Wahl, auch wenn dadurch eine in der Realität so nicht vorhandene Zugkraftübertragung zugelassen wird. Da es sich aber bei einer Berechnung mit dem multimodalen Antwortspektrum um ein linear-elastisches dynamisches Rechenverfahren handelt, kann ein Ausfall der Kopplung auf Zugkräfte ohnehin nicht berücksichtigt werden. Die einzelnen Wandscheiben untereinander hingegen werden als entkoppelt angenommen, da ansonsten der Schubübertrag in der Wandfuge nachgewiesen werden muss und mit einer Entkopplung der komplexe Kraftverlauf in dem dreidimensionalen Tragwerksmodell besser kontrollierbar ist.

Bei einer multimodalen Berechnung am räumlichen Modell sind die Ergebnisse der Modalanalyse genau zu betrachten und die einzelnen Eigenschwingungsformen auf Plausibilität zu prüfen. Außerdem ist nach DIN EN 1998-1 [7], Abschnitt 4.3.3.3.1 sicherzustellen, dass die Antwort aller Modalformen berücksichtigt werden, die wesentlich zur Gesamtantwort beitragen. Dies kann dadurch sichergestellt werden, dass die Summe der effektiven Modalmassen der berücksichtigten Modalbeiträge in beide Hauptgebäuderichtungen mindestens 90 % der Gesamtmasse des Bauwerks beträgt. Die Eigenformen und aktivierten Massen des hier betrachteten Mehrfamilienhauses sind für die beiden Hauptrichtungen der ersten zehn Eigenformen in Tabelle 7.24 zusammengestellt.

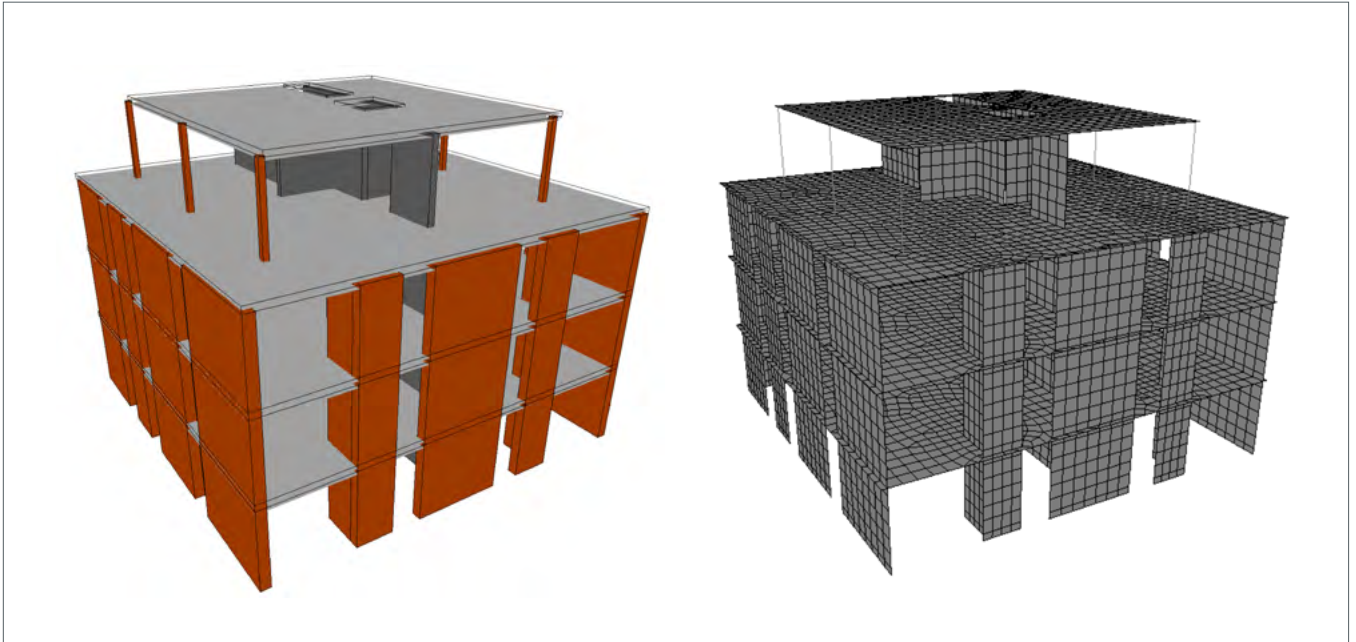


Abbildung 7.9: Gebäudemodell (links) und Finite-Elemente Modell (rechts) des Mehrfamilienhauses

Tabelle 7.24: Eigenformen und aktivierte Massen

Eigenform	Frequenz [Hz]	Periode [s]	Aktivierte Masse x-Richtung [%]	Aktivierte Masse y-Richtung [%]
1	5,70	0,18	20,26	2,05
2	6,29	0,16	48,97	0,33
3	8,52	0,12	0,47	0,06
4	10,12	0,10	2,66	19,44
5	10,91	0,09	0,27	1,36
6	11,39	0,09	0,22	0,12
7	11,51	0,09	0,17	0,26
8	12,28	0,08	1,00	49,67
9	13,21	0,08	0,35	1,19
10	14,06	0,07	0,27	0,06
...				
Summe			97,74	93,40

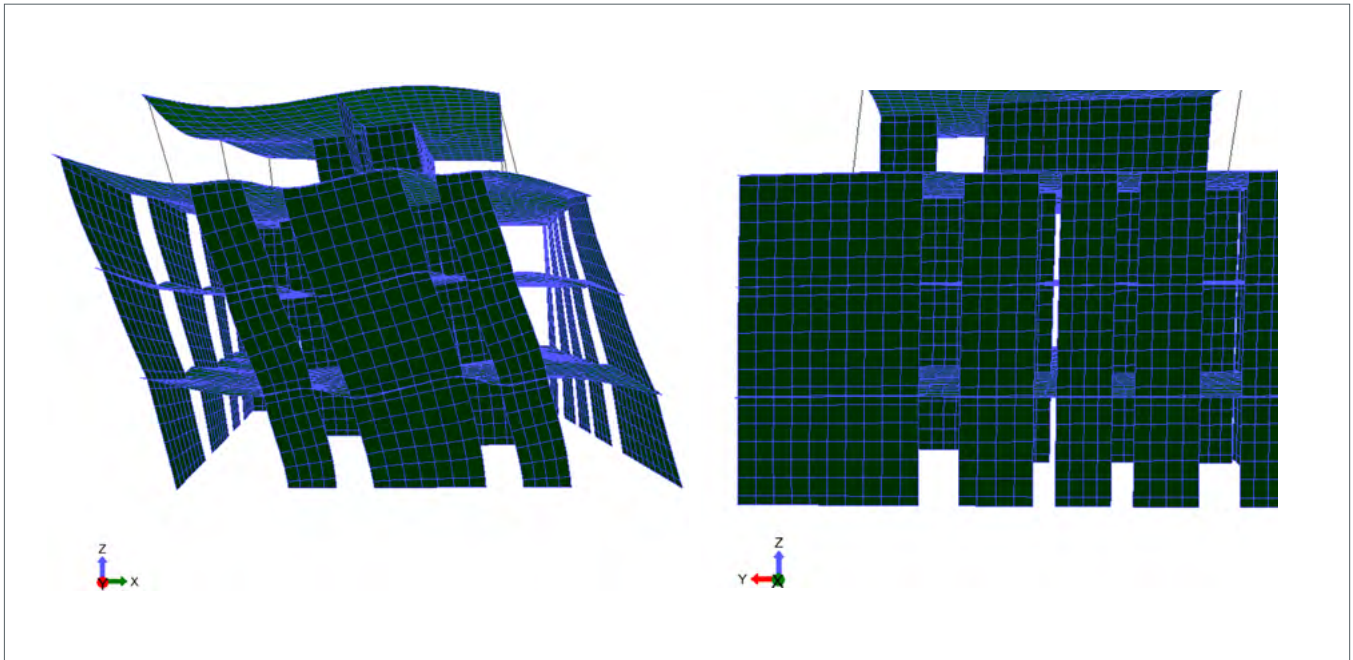


Abbildung 7.10: 2. Eigenform in x-Richtung (links) und 8. Eigenform in , y-Richtung (rechts)

In Abbildung 7.10 sind die wesentlichen Eigenformen 2 und 8 des Tragwerks in den Hauptgebäuerichtungen dargestellt.

7.3.4.1 Ermittlung der Erdbebeneinwirkungen in x- und y-Richtung

Das Bemessungsspektrum wird in Abhängigkeit der Standortbedingungen aufgestellt. Für eine spektrale Antwortbeschleunigung auf Fels von $S_{aPR} = 1,35 \text{ m/s}^2$, den Untergrundtyp C-S und einem Verhaltensbeiwert von $q = 1,7$ ergibt sich nach DIN EN 1998-1/NA [8] das in Abbildung 7.11 dargestellte Bemessungsspektrum. Auf Grundlage des Bemessungsspektrums werden die Erdbebeneinwirkungen des Systems getrennt in x- und y-Richtung aufgebracht.

7.3.4.2 Kombination der Erdbebeneinwirkungen

Die Kombination der Beiträge aus den einzelnen Schwingformen erfolgt nach Abschnitt 6.1.2.2. Die Kombination der kombinierten Modalbeiträge je Richtung wird mit der 30%-Regel nach Abschnitt 6.1.2.2 durchgeführt.

7.3.5 Nachweis nach DIN EN 1996-1-1

Der Nachweis der Mauerwerkswände unter der ermittelten Erdbebeneinwirkung wird im Folgenden analog zu Beispiel 2 nach DIN EN 1998-1/NA [8], Tabelle 11 für Mauerwerk mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_m von 1,2 geführt. Die Einwirkungskombination wird aus den charakteristischen Werten der ständigen Einwirkungen $G_{k,j}$, der veränderlichen Einwirkungen $Q_{k,i}$ mit dem Kombinationsfaktor $\psi_{2,i}$ und dem Bemessungswert der Beanspruchungen A_{Ed} nach Abschnitt 6.5 gebildet.

Auf die ausführliche Darstellung aller Wandscheibenschnittkräfte und der Wandnachweise wird an dieser Stelle aus Übersichtlichkeitsgründen verzichtet. Im Folgenden werden beispielhaft der Schnittkraftverlauf und die Nachweise für die Wandscheibe 7 vorgestellt.

Aufgrund der verschiedenen Richtungsüberlagerungen der Erdbebenkräfte sind insgesamt acht Lastfallkombinationen zu überprüfen. In Abbildung 7.12 sind der Normkraft-, Querkraft- und Momentenverlauf dieser Wandscheibe für die maßgebende Lastfallkombination dargestellt. Im 4. Geschoss werden keine Schnittgrößen angezeigt, da diese

Wandscheibe nicht in das Staffelgeschoss fortgeführt wird. Die maßgebende Lastfallkombination beinhaltet die statischen Lasten, die Lasten der Überlagerung der Erdbebenkräfte in x-Richtung sowie 30 % der überlagerten Erdbebenkräfte in y-Richtung und wird damit mit „STAT + 1,0 SRSS-x + 0,3 SRSS-y“ bezeichnet.

In Tabelle 7.25 sind die zugehörigen Nachweise an den maßgebenden Nachweisschnitten für die Wandscheibe 7 und ihre Ausnutzungsgrade für die Erdbebenkombination dargestellt. Mit maximalen Auslastungsgraden von 44 % für den Querkraftnachweis am Wandfuß im Erdgeschoss des Gebäudes können die Nachweise alle erbracht werden.

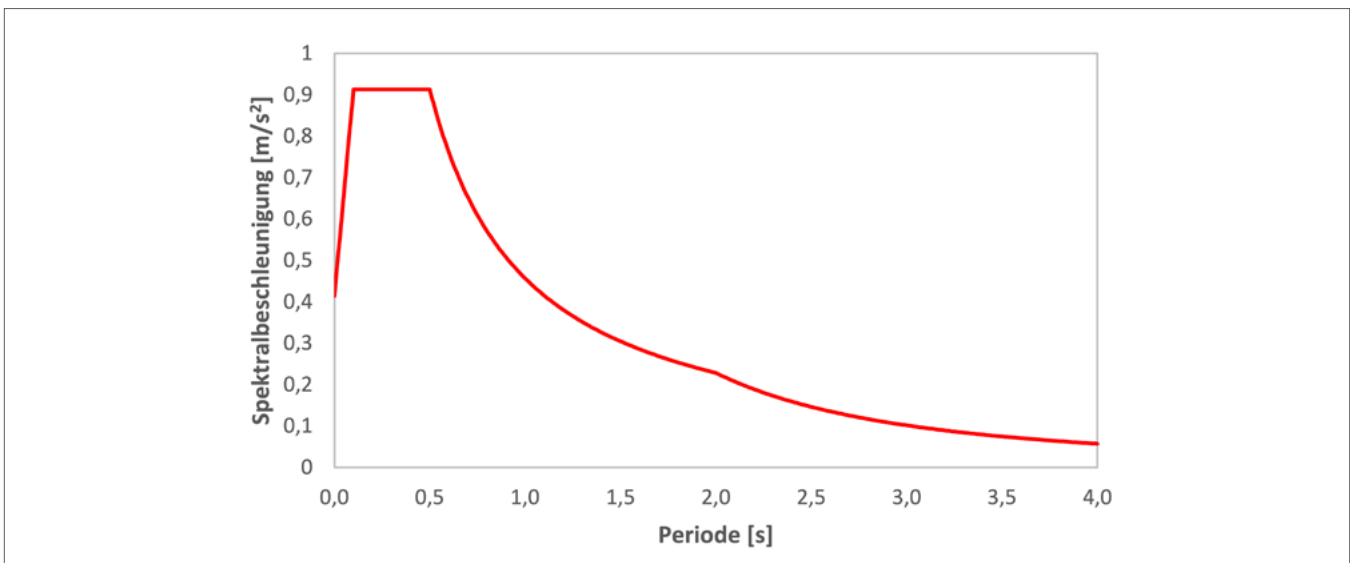


Abbildung 7.11: Bemessungsspektrum ($S_{aPR} = 1,35 m/s^2$, Untergrundkombination C-S, $q = 1,7$)

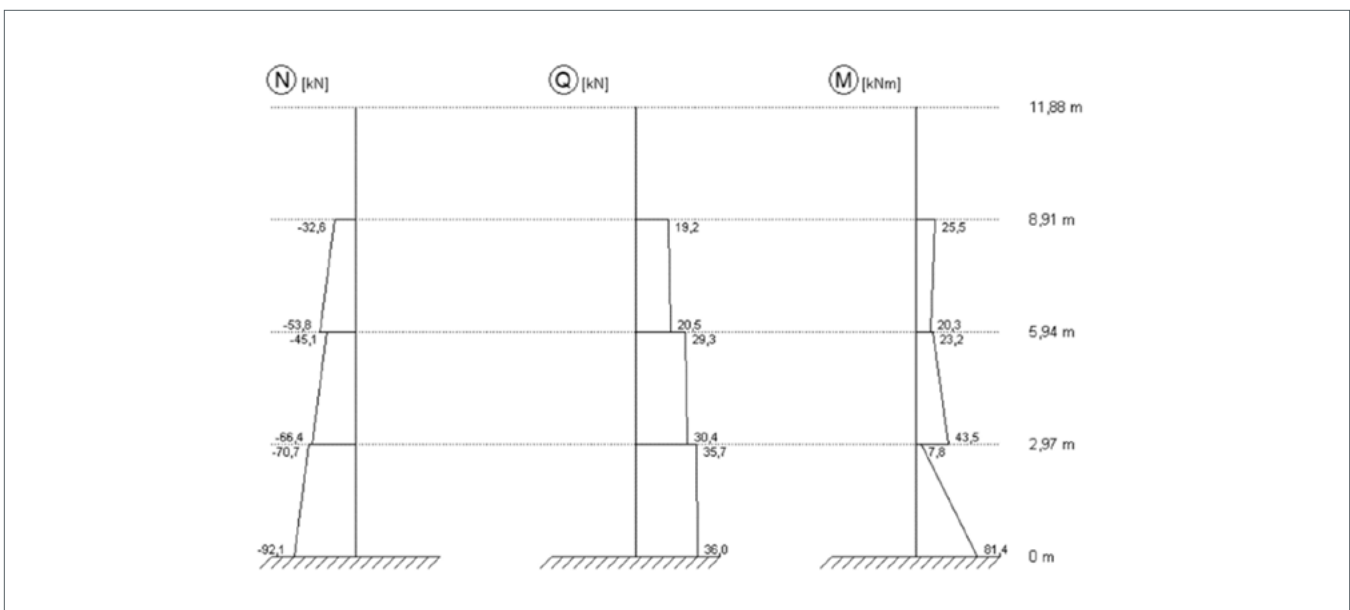


Abbildung 7.12: Schnittgrößenverlauf der Wandscheibe 7 für Einwirkungskombination „STAT + 1,0 SRSS-x + 0,3 SRSS-y“

Tabelle 7.25: Nachweise der Wandscheibe 7 unter der Einwirkungskombination „STAT + 1,0 SRSS-x + 0,3 SRSS-y“

Geschoss	Position	Nachweis	E_D	R_D	E_D/R_D
			[kN]	[kN]	[-]
1	Wandfuß	Normalkraft	92,09	760,09	0,12
	Wandfuß	Querkraft	35,99	82,55	0,44
	Wandmitte	Normalkraft	81,38	1048,14	0,08
2	Wandfuß	Normalkraft	66,37	972,25	0,07
	Wandfuß	Querkraft	30,35	97,44	0,31
	Wandmitte	Normalkraft	55,75	1002,39	0,06
3	Wandfuß	Normalkraft	53,75	1230,38	0,04
	Wandfuß	Querkraft	20,52	102,66	0,20
	Wandmitte	Normalkraft	43,15	1063,66	0,04

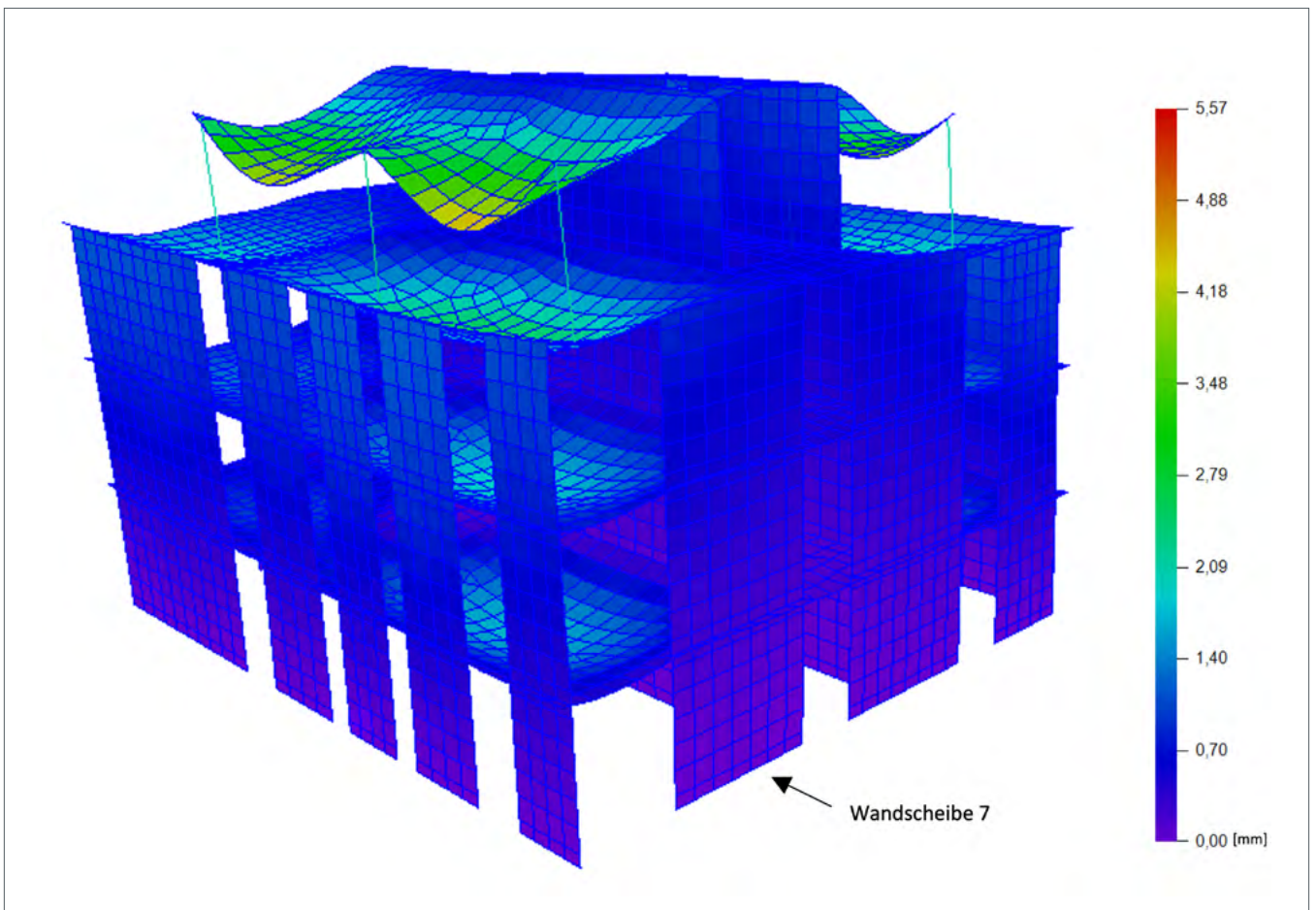


Abbildung 7.13: Verformungsfigur [mm] für die Einwirkungskombination „STAT + 1,0 SRSS-x + 0,3 SRSS-y“

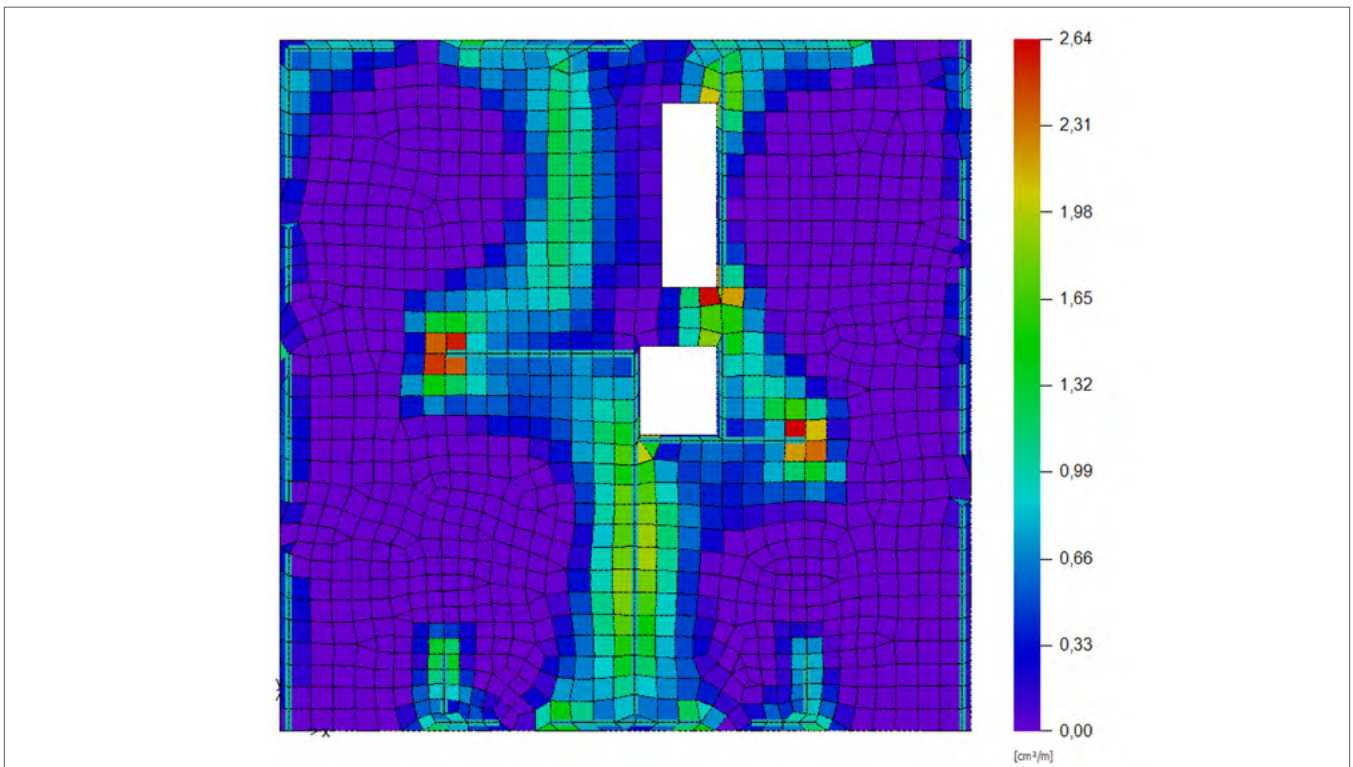


Abbildung 7.14 Erforderliche Bewehrung [cm²/m] in der oberen Bewehrungslage der Erdschossdecke in x-Richtung für die Bemessungssituation Erdbeben

Die zugehörige Verformungsfigur des Mehrfamilienhauses unter der betrachteten Lastfallkombination ist in Abbildung 7.13 dargestellt. Die Verformungsfigur verdeutlicht, dass durch die Schrägstellung des Gebäudes infolge der horizontalen Erdbebeneinwirkung eine zusätzliche Biegebeanspruchung der Decken insbesondere oberhalb der Wandscheiben auftritt. Auf Grund der Interaktion der Wandscheiben mit der Decke führt die Biegebeanspruchung der Decken zu einer Einspannwirkung der Wandscheiben, die sich auch im Schnittgrößenverlauf in Abbildung 7.12 durch Momentensprünge auf den Geschossebenen zeigt.

Die Ergebnisse der räumlichen Berechnung zeigen die Notwendigkeit die Decken auf die Zusatzbeanspruchungen zu bemessen. Abbildung 7.14 zeigt exemplarisch die resultierende Deckenbewehrung der oberen Bewehrungslage in x-Richtung für die Erdbebenkombination. Es ist zu beachten, dass die in der Erdbebenkombination reduzierten Verkehrslasten zu geringeren Feldbewehrungen führen. Durch die hohen Horizontallasten und die Aktivierung der

Decken ergeben sich aber an den Wandenden der hauptabtragenden Schubwände Zusatzbeanspruchungen in den Decken. Deshalb ist zusätzlich noch zu prüfen, ob an den Wandenden eine Durchstanzbewehrung erforderlich ist. Die Überprüfung für das Mehrfamilienhaus ergab, dass keine Durchstanzbewehrung erforderlich ist.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass für das Mehrfamilienhaus die Nachweise aller Mauerwerkswandscheiben erbracht werden können. Mit einer entsprechenden Bemessung der Deckenbewehrung und Bewehrung der Wandscheiben ist das Mehrfamilienhaus somit für die Bemessungssituation Erdbeben nachweisbar. Die Berechnungsergebnisse mit dem multimodalen Antwortspektrumverfahren anhand eines mehrdimensionalen Tragwerksmodells sind komplexer und können nicht mit den Ergebnissen vereinfachter Systeme verglichen werden. Aufgrund der aufwändigen Modellierung, der großen Anzahl von Nachweisen für mehrere Lastfallkombinationen und der Deckenbemessung ist eine Anwendung grundsätzlich nur softwareunterstützt möglich.

8 Berechnungsbeispiele und Webinare für MINEA

Die Zielsetzung dieser Broschüre ist es dem Tragwerksplaner die Grundlagen der seismischen Auslegung von Gebäuden aus Ziegelmauerwerk an Praxisbeispielen zu demonstrieren. Zur besseren Nachvollziehbarkeit werden in den Berechnungsbeispielen auszugsweise händische Berechnungen präsentiert. In Ergänzung zu dieser Broschüre können die Inhalte in drei aufgezeichneten Webinaren auf der Website

<https://minea-design.de/webinare> nachvollzogen werden. In diesen Webinaren wird die Bearbeitung der drei Anwendungsbeispiele mit der Software MINEA [18] demonstriert. Den Berechnungsablauf der Software zeigt Abbildung 81. Mit der Broschüre und den Webinaren stehen sämtliche Informationen für einen erfolgreichen und effektiven Nachweis von Gebäuden aus Ziegelmauerwerk zur Verfügung.

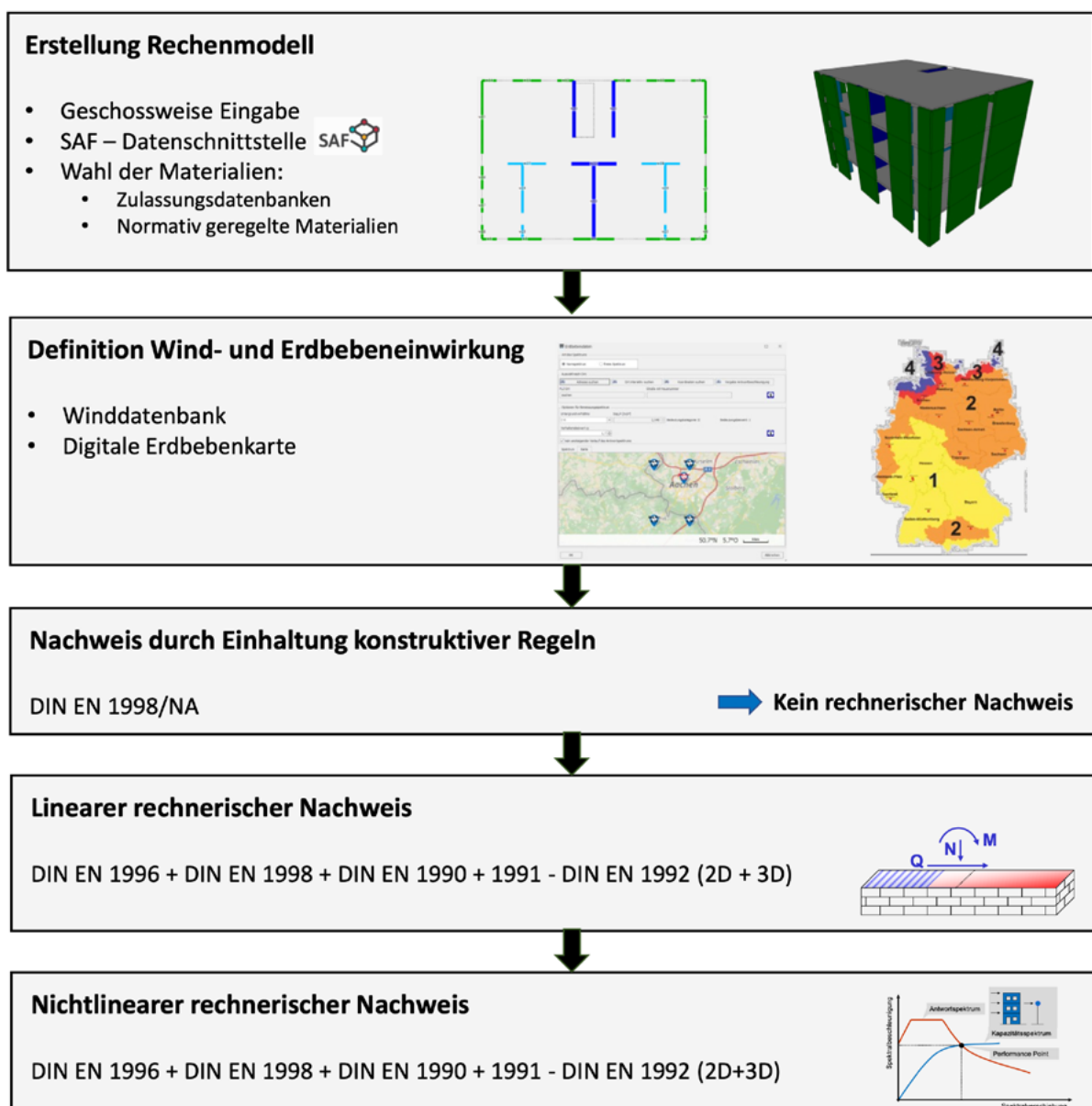


Abbildung 8.1 Berechnungsablauf und Nachweismöglichkeiten mit MINEA [18]

9 Literatur

- [1] Butenweg, C., Kubalski, T., Gellert, C., El-Deib, K.: Erdbebennachweis von Mauerwerksbauten, Mauerwerk-Kalender 2023: Instandsetzung – Erdbeben - Lehm- und Ziegelbau, Eurocode-Praxis, Schermer, D., Brehm, E. (Hrsg.), ISBN: 978-3-433-03373-9, Verlag Ernst & Sohn, 2023.
- [2] DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010, Januar 2011.
- [3] DIN EN 1996-1-1 – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk, Dezember 2010.
- [4] 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, Dezember 2019.
- [5] DAfM-Richtlinie – Nr. 1: Nichttragende innere Trennwände – eine bewährte Lösung im Massivbau, Deutscher Ausschuss für Mauerwerksbau e.V., 2019.
- [6] DIN EN 1991-1-4/NA: Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten, Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin, 2010.
- [7] DIN EN 1998-1 – Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, Dezember 2010.
- [8] DIN EN 1998-1/NA - Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, 2023-11.
- [9] Grünthal, G., Stromeyer, D., Bosse, C., Cotton, F., Bindi, D. (2018): Neueinschätzung der Erdbebengefährdung Deutschlands - Version 2016 - für DIN EN 1998-1/NA. Bautechnik, 95(5): 371-384. <https://doi.org/10.1002/bate.201700098>.
- [10] DIN EN 1990: Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010, Dezember 2010.
- [11] DIN EN 1990/NA – Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung, Dezember 2010.
- [12] DIN 4149: Bauten in deutschen Erdbebengebieten, Beuth-Verlag, Deutsches Institut für Normung (DIN), Berlin, 2005.
- [13] Kranzler, Th.: Zur Planung, Ausführung und Leistungsfähigkeit des Außenwand-Decken-Knotens von monolithischem Ziegelmauerwerk, Mauerwerk 18, Heft 2, 2014.
- [14] Kubalski, T., Butenweg, C., El-Deib, K.: Vereinfachte Berücksichtigung der Rahmentragwirkung in Mauerwerksgebäuden, Bautechnik, Vol. 99, Ausgabe 12, S. 902-911, <https://doi.org/10.1002/bate.202200081>, 2022.
- [15] Mann, W.; Müller, H.: Schubtragfähigkeit von Mauerwerk. In: Mauerwerk-Kalender 3, Heft 1, S. 35-65, 1978.
- [16] Meskouris, K., Hinzen, K.-G., Butenweg, C., Mistler, M.: Bauwerke und Erdbeben, 3. erweiterte und aktualisierte Auflage mit Anwendungen nach DIN 4149:2005 und DIN EN 1998-1, Vieweg-Verlag, 2011.
- [17] Meskouris, K., Butenweg, C., Hinzen, K.-G., Höffer, R.: Structural Dynamics with Applications in Earthquake and Wind Engineering, Springer Verlag, 2019.
- [18] MINEA, Bemessungsprogramm für Mauerwerksbauten, SDA-engineering GmbH, Herzogenrath, <http://www.minea-design.de>, Stand 2023.
- [19] Müller, F. P., Keintzel, E.: Erdbebensicherung von Hochbauten, Ernst und Sohn, 1978.
- [20] Butenweg, C., Kubalski, T.: Schriftenreihenheft DAfM: Bemessung von Mauerwerksbauten nach Eurocode 8, 2023.
- [21] SDA-engineering GmbH: <https://www.sda-engineering.de/erdbebenkarten-deutschland/>, 2023.
- [22] H & H Bautechnische Details.
- [23] Alfred Emhee, Schlagmann/Poroton.
- [24] BMP von Thermopor.

Ihre Notizen

IMPRESSUM

Herausgeber

Bundesverband der Deutschen Ziegelindustrie e. V.
Fachgruppe Hintermauerziegel
Reinhardtstraße 12-16 · 10117 Berlin
www.ziegel.de/hintermauerziegel

Alle Rechte vorbehalten. Nachdruck, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Genehmigung von © Bundesverband
der Deutschen Ziegelindustrie e. V.
Fachgruppe Hintermauerziegel,
Berlin, 2023

Bildnachweis Titelseite

© Adobe Stock, metamorworks

Technische Zeichnungen

SDA-engineering GmbH

Verfasser

Prof. Dr.-Ing. Christoph Butenweg
Dr.-Ing. Thomas Kubalski

Gestaltung und Satz

INVIA Marketing, München

Januar 2024