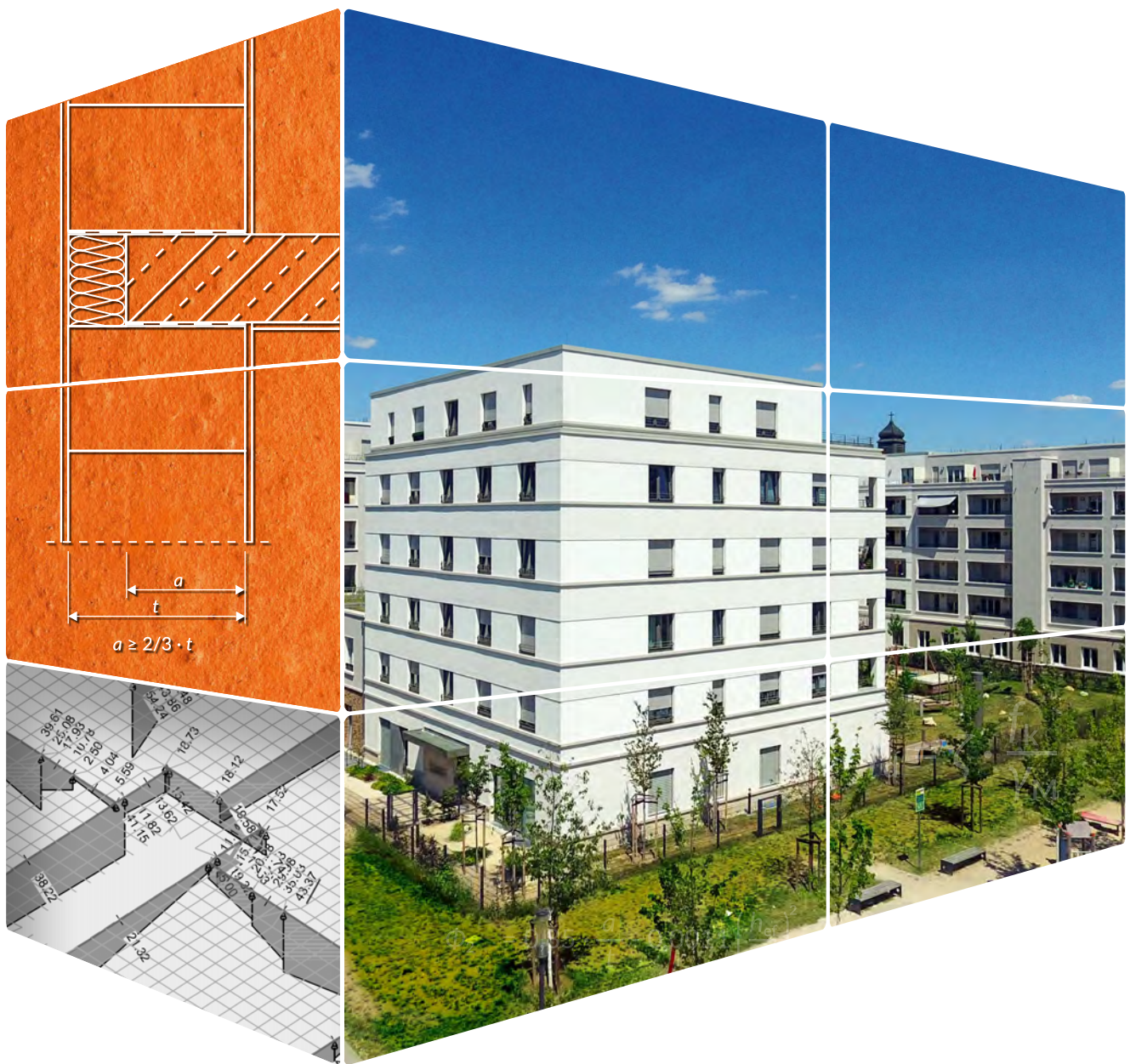


BEMESSUNG VON ZIEGELMAUERWERK

NACH DIN EN 1996-3/NA:2019-12

→ Vereinfachte Berechnungsmethoden



Vorwort

Die Eurocodes für die Berechnung, Bemessung, Konstruktion und Ausführung von Mauerwerk sind nun seit vielen Jahren im Einsatz und es liegen umfangreiche Erfahrungen in der Praxis vor, die zeigen, dass mit diesen Vorschriften eine effiziente Nachweisführung – insbesondere bei Verwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden nach DIN EN 1996-3/NA – möglich ist. Für die Anwendung der europäischen Regelwerke sind in Deutschland zusätzlich die zugehörigen nationalen Anhänge zu beachten, in denen ergänzende Festlegungen und Randbedingungen der Verwendung der Vorschriften determiniert werden. Im Dezember 2019 wurden die Nationalen Anhänge zu EN 1996-1-1 und EN 1996-3 aktualisiert und dabei auch die Anwendungsbedingungen für eine vereinfachte Nachweisführung deutlich erweitert. Darüber hinaus ist nun auch die Bemessung von Kellermauerwerk unter Verwendung eines von Tragwerksplanenden frei wählbaren Erddruckbeiwertes möglich, ohne dass ein genauerer Nachweis der Biege- und der Querkraftbeanspruchung erforderlich ist. Dies sind nur zwei Beispiele, wie durch praxisorientierte Normungsarbeit die tägliche Arbeit der Tragwerksplanenden erleichtert werden kann. Die Bemessung von Mauerwerk des üblichen Hochbaus wird also auch in Zukunft einfach und effizient sein. Ein Ziel, welchem sich die „Normenmachenden“ im Mauerwerksbau stets verpflichtet fühlen.



Die vorliegende Broschüre ist für die in der Praxis tätigen Ingenieurinnen und Ingenieure ein wertvolles Hilfsmittel, um sich zügig mit der Bemessung von unbewehrtem Ziegelmauerwerk nach den vereinfachten Berechnungsmethoden unter Berücksichtigung neuester normativer Festlegungen vertraut zu machen. Anhand von Beispielen wird erläutert, wie eine effiziente Bemessung von Ziegelmauerwerk unter den verschiedensten Beanspruchungssituationen gestaltet werden kann. Zusätzlich werden die für die Bemessung im Brandfall erforderlichen Nachweise nach DIN EN 1996-1-2/NA dargestellt und ergänzende Hinweise zur Ausführung von Mauerwerk nach DIN EN 1996-2/NA gegeben. Diese Publikation berücksichtigt den aktuellen Stand der Technik für die Berechnung und die Bemessung von unbewehrtem Mauerwerk für die überwiegende Anzahl der in der Praxis vorkommenden Anwendungsfälle.

Darmstadt, im Januar 2021

Prof. Dr.-Ing. Carl-Alexander Graubner, Vorsitzender des NABau Spiegelausschusses NA 005-06-01 AA „Mauerwerksbau“ des Deutschen Instituts für Normung e.V. (DIN) und Mitglied des Lenkungsgremiums Fachbereich 06 – Mauerwerksbau

	Seite		Seite
1	Das Wesentliche im Überblick	3	
2	Einführung	4	
3	Sicherheitskonzept und Nachweisverfahren	5	
3.1	Allgemeines	5	
3.2	Bemessungswert der Einwirkung E_d	5	
3.3	Bemessungswert des Widerstandes R_d	7	
3.4	Nachweisverfahren	7	
3.5	Mischungsverbot mit DIN 1053-1	7	
3.6	Ziegelmauerwerk nach allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ) / allgemeinen Bauartgenehmigungen (aBG)	7	
4	Voraussetzungen für die Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden von DIN EN 1996-3/NA	8	
5	Nachweis überwiegend vertikal beanspruchter Wände	10	
5.1	Allgemeines	10	
5.2	Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft N_{Ed}	10	
5.3	Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft N_{Rd}	10	
5.4	Abminderungsbeiwert ϕ	12	
5.5	Stark vereinfachter Nachweis nach DIN EN 1996-3/NA, Anhang A	17	
5.6	Bemessungsbeispiele	19	
5.7	Nachweis der Mindestauflast	22	
6	Nachweis horizontal beanspruchter Wandscheiben nach DIN EN 1996-1-1/NA	23	
6.1	Allgemeines	23	
6.2	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft V_{Ed}	24	
6.3	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit V_{Rdlt}	24	
6.4	Nachweis der Biegedrucktragfähigkeit	26	
6.5	Kombinierte Beanspruchung	27	
6.6	Beispiel	27	
7	Bemessung im Brandfall nach DIN EN 1996-1-2/NA	30	
7.1	Allgemeines	30	
7.2	Ausnutzungsfaktoren im Brandfall	30	
7.3	Beispiele	34	
7.4	Hinweise zu Putzen	35	
8	Vereinfachter Nachweis von Kelleraußenwänden	36	
8.1	Allgemeines	36	
8.2	Beispiel	38	
9	Nichttragende Außenwände	39	
10	Ausführung von Ziegelmauerwerk nach DIN EN 1996-2/NA und DIN EN 1996-1-1/NA	40	
10.1	Allgemeines	40	
10.2	Ausbildung des Wand-Decken-Knotens bei monolithischem Ziegelmauerwerk	40	
10.3	Schlitze und Aussparungen	43	
11	Literatur	46	
Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses		Seite	
A1	Gebäudebeschreibung und Geometrie	48	
A2	Nachweise Außen- und Innenwände (EG – 3. OG)	51	
A2.1	Pos. 1: Tragende Außenwand	51	
A2.2	Pos. 2: Tragende Innenwand im Erdgeschoss	58	
A2.3	Zusammenfassung der Nachweise aller Außen- und Innenwände (EG – 3. OG)	78	
A2.4	Brandbemessung nach DIN EN 1996-1-2	80	
A2.5	Pos. 3: Kelleraußenwand	81	

1 Das Wesentliche im Überblick

DIN EN 1996 (Eurocode 6) ist die bauaufsichtlich eingeführte Bemessungsnorm für Mauerwerk in Deutschland. Zu den nationalen Anhängen der Teile EN 1996-1-1 und EN 1996-3 wurden seit 2012 zwei Änderungsblätter A1 und A2 veröffentlicht. Die Änderung A3 wurde in 2018/2019 bearbeitet und die nationalen Anhänge im Dezember 2019 als konsolidierte Fassungen veröffentlicht.

In dieser Broschüre werden die wichtigsten Regelungen der DIN EN 1996-3 inklusive des zugehörigen Nationalen Anhangs DIN EN 1996-3/NA kompakt zusammengefasst.

Folgende wesentliche Punkte sind bei der Anwendung von DIN EN 1996 zu beachten:

- DIN EN 1996-3 enthält vereinfachte Berechnungsmethoden, mit denen die überwiegende Mehrheit der baupraktisch relevanten Aufgabenstellungen erfolgreich behandelt werden kann.
- Die Bemessung erfolgt nach dem Teilsicherheitskonzept mit differenzierten Sicherheitsbeiwerten für Einwirkungen und Widerstand.
- Der Nachweis erfolgt im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf Bemessungswertniveau mit charakteristischen Festigkeitswerten.
- Beim Druckfestigkeitsnachweis erfolgt eine explizite Unterscheidung hinsichtlich der Leistungsfähigkeit von Steintypen (z. B. Vollziegel, Lochziegel) und Steinarten (z. B. Ziegel, Leichtbeton).
- Mit der konsolidierten Fassung Dezember 2019 (Änderung A3) wurden Innenwand-Planziegel nach DIN EN 771-1 in Verbindung mit DIN 20000-401 in DIN EN 1996-3 aufgenommen. Wärmedämmende Planziegel werden weiterhin in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ) bzw. allgemeinen Bauartgenehmigungen (aBG) geregelt. Diese Zulassungen / Bauartgenehmigungen beziehen sich im Grundsatz auf normative Regelungen, können jedoch auch Festlegungen enthalten, die die normativen Regelungen erweitern oder einschränken.
- Mit der Änderung A3 wird die Anwendung der DIN EN 1996-3/NA mit höheren maximalen Wandhöhen möglich.
- Ein rechnerischer Nachweis der Querkrafttragfähigkeit ist bei offensichtlich ausreichend ausgesteiften Gebäuden bei Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden nach DIN EN 1996-3/NA nicht erforderlich.
- Bei einschaligen Außenwänden wird die teilweise Auflagerung der Decken (Auflagertiefe $a <$ Wanddicke t) normativ explizit im Nachweis berücksichtigt.
- Für Außenwände, die als Endauflager für Decken oder Dächer dienen und durch Wind beansprucht werden, ist ein Nachweis der Mindestauflast der Wand zu führen. Dieser Nachweis wird in der Regel allenfalls in den Windzonen III und IV bei Gebäudehöhen von mehr als 10 m über Geländeoberkante relevant.
- Der vereinfachte Nachweis von gemauerten Kellerwänden kann bis zu einer Anschütthöhe von 115 % der lichten Kellerhöhe geführt werden, um z. B. einen barrierearmen Ausgang zu ermöglichen. Für die Verdichtung des Arbeitsraumes werden Randbedingungen definiert.
- Wenn die Ausführung nach den Teilen 1-1 und 2 von DIN EN 1996 erfolgt, muss die Gebrauchstauglichkeit nicht gesondert nachgewiesen werden.
- Der Nachweis des Brandschutzes erfolgt nach DIN EN 1996-1-2/NA, worauf in Abschnitt 7 eingegangen wird.

2 Einführung

Mit Ausgabedatum Dezember 2010 hat das DIN die deutschsprachige Fassung des Eurocode 6 „Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten“ mit den Teilen

- DIN EN 1996-1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk [1]
- DIN EN 1996-2: Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk [2]
- DIN EN 1996-3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten [3]

veröffentlicht.

Der Teil 1-1 [2] wurde korrigiert noch einmal mit Ausgabedatum Februar 2013 veröffentlicht.

Im April 2011 wurde zur Brandschutz-Bemessung

- DIN EN 1996-1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall [4]

veröffentlicht.

Die Eurocodes räumen die Möglichkeit ein, eine Reihe von sicherheitsrelevanten Parametern national festzulegen. Diese national festzulegenden Parameter (NDP) umfassen alternative Nachweisverfahren und Angaben einzelner Werte sowie die Wahl von Klassen aus gegebenen Klassifizierungssystemen. Die entsprechenden Parameter sowie ergänzende, nicht widersprechende Angaben zur Anwendung der Eurocodes sind in den sogenannten „Nationalen Anhängen“ zu den einzelnen Teilen der Eurocodes enthalten. Sie sind beim Entwurf und der Bemessung von Mauerwerk zusätzlich zu beachten.

Die Veröffentlichung der Nationalen Anhänge zu den Teilen 1-1, 2 [5] und 3 ist im Januar 2012 erfolgt. Der Nationale Anhang zu Teil 1-2 [6] erschien im Juni 2013. Die nationalen Anhänge zu den Teilen 1-1 [7] und 3 [8] wurden im Dezember 2019 nach einer dritten Änderung als konsolidierte Fassung veröffentlicht.

DIN EN 1996-3 mit ihren „Vereinfachten Berechnungsmethoden“ wurde insbesondere auf Wunsch Deutschlands mit in den Eurocode 6 aufgenommen. Damit soll in Anlehnung an das in Deutschland bewährte vereinfachte Verfahren nach DIN 1053-1 [9] sichergestellt werden, dass auch bei Anwendung des Eurocodes der statische Nachweis eines Großteils aller im Mauerwerksbau auftretenden Problemstellungen innerhalb kürzester Zeit und ohne großen Aufwand möglich ist.

In dieser Broschüre werden die wichtigsten Regelungen der „Vereinfachten Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten“ nach DIN EN 1996-3 in Verbindung mit dem zugehörigen Nationalen Anhang [8] vorgestellt und mit einfachen Zahlenbeispielen ergänzt. Die Bemessung von Ziegelmauerwerk im Brandfall nach DIN EN 1996-1-2 wird ebenfalls kurz dargestellt.

Im Sinne einer besseren Übersichtlichkeit wird auf die Kennzeichnung, welche Regelungen auf dem Eurocode, dem Nationalen Anhang oder den Änderungen basieren, verzichtet und stets die Formulierung DIN EN 1996-3/NA verwendet.

Den Abschluss der Broschüre bildet der statische Nachweis eines mehrgeschossigen Wohngebäudes, der aufzeigt, dass derartige Gebäude mit monolithischem Ziegelmauerwerk einfach realisierbar sind.

3 Sicherheitskonzept und Nachweisverfahren

3.1 Allgemeines

Die Bemessung von Baukonstruktionen nach Eurocode erfolgt baustoffübergreifend auf Grundlage des semi-probabilistischen Teilsicherheitskonzeptes. Während in DIN 1053-1 Unsicherheiten (Streuungen der Einwirkungen und des Tragwiderstandes) mit einem globalen Sicherheitsbeiwert, in der Regel auf der Widerstandsseite, abgedeckt wurden, wird in den Eurocodes mit unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerten auf der Einwirkungs- und der Widerstandsseite gearbeitet. Die Größe der einzelnen Teilsicherheitsbeiwerte ist dabei in Abhängigkeit der Streuungen der jeweiligen Einwirkungen und Widerstände festgelegt.

Die Standsicherheit wird im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GdT) durch die Gegenüberstellung einwirkender und aufnehmbarer Schnittgrößen nachgewiesen. Die Bemessungswerte von Einwirkung (E_d) und Widerstand (R_d) ergeben sich aus den jeweiligen charakteristischen Größen (E_k) und (R_k) unter Berücksichtigung der entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerte γ .

Der Bemessungswert des Widerstandes R_d muss mindestens so groß wie der Bemessungswert der Einwirkungen E_d sein:

$$E_k \cdot \gamma_F = E_d \leq R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (1)$$

DIN EN 1990:2010, Abschnitt 6.4.2, Glg. (6.8)

mit:

- E_k Charakteristischer Wert der Einwirkungen
- γ_F Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkungen, siehe Tabelle 1
- E_d Bemessungswert der Einwirkung
- R_d Bemessungswert des Widerstandes
- R_k Charakteristischer Wert des Widerstandes
- γ_M Teilsicherheitsbeiwert des Widerstandes (bzw. des Materials), siehe Tabelle 3

Die neben der Standsicherheit ebenfalls sicherzustellende Gebrauchstauglichkeit von Bauteilen und Bauwerken kann im Mauerwerksbau ohne weiteren Nachweis als erfüllt angesehen werden, wenn der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit den vereinfachten Berechnungsmethoden nach DIN EN 1996-3/NA erfolgt ist und die Ausführungsregeln eingehalten sind.

3.2 Bemessungswert der Einwirkung E_d

Bei der Bestimmung der Bemessungswerte der Einwirkungen (E_d) ist zwischen zwei Bemessungssituationen zu unterscheiden:

Ständige und vorübergehende Bemessungssituation:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \oplus \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \oplus \sum_{j \geq 2} \gamma_{Q,j} \cdot \psi_{0,j} \cdot Q_{k,j} \right\} \quad (2)$$

DIN EN 1990:2010, Abschnitt 6.4.3.2, Glg. (6.9b) und Glg. (6.10)

Vereinfacht (auf der sicheren Seite liegend mit $\psi_{0,i} = 1,0$):

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \oplus \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q,j} \cdot Q_{k,j} \right\} \quad (3)$$

Außergewöhnliche Bemessungssituation:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \oplus A_d \oplus \psi_{1,1} Q_{k,1} \oplus \sum_{j \geq 2} \psi_{2,j} \cdot Q_{k,j} \right\} \quad (4)$$

DIN EN 1990:2010, Abschnitt 6.4.3.3, Glg. (6.11a) und Glg. (6.11b)

mit:

- $\gamma_{G,j}$ Teilsicherheitsbeiwerte der ständigen Einwirkungen gemäß Tabelle 1
- $G_{k,j}$ Charakteristische Werte der ständigen Einwirkungen gemäß DIN EN 1991/NA
- $\gamma_{Q,1}$ Teilsicherheitsbeiwerte der veränderlichen Leiteinwirkung gemäß Tabelle 1
- $Q_{k,1}$ Charakteristische Werte der veränderlichen Leiteinwirkung gemäß DIN EN 1991/NA
- $\gamma_{Q,i}$ Teilsicherheitsbeiwerte der weiteren veränderlichen Einwirkungen gemäß Tabelle 1
- $Q_{k,i}$ Charakteristische Werte der weiteren veränderlichen Einwirkungen gemäß DIN EN 1991/NA
- E_{dA} Bemessungswert unter Berücksichtigung der außergewöhnlichen Einwirkung
- A_d Bemessungswert der außergewöhnlichen Einwirkung gemäß DIN EN 1991/NA
- $\psi_{0,i}, \psi_{1,i}, \psi_{2,i}$ Kombinationsbeiwerte gemäß Tabelle 2
- $\oplus$ „zu kombinieren mit“: Die einwirkenden Lasten müssen ungünstigst miteinander kombiniert werden; günstig wirkende, veränderliche Lasten sind zu vernachlässigen

Weitere vereinfachte Kombinationsregeln sind zulässig (siehe Abschnitt 5.2).

Tabelle 1 Wichtige Teilsicherheitsbeiwerte γ_F der Einwirkungen für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit aus DIN EN 1990/NA

Einwirkung	ungünstige Wirkung	günstige Wirkung	außergewöhnliche Bemessungssituation
ständige Einwirkung (G) z.B. Eigengewicht, Ausbaulast, Erddruck	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_{GA} = 1,0$
veränderliche Einwirkung (Q) z.B. Wind, Schnee, Nutzlasten	$\gamma_Q = 1,5$	$\gamma_Q = 0$	$\gamma_{QA} = 1,0$

Tabelle 2 Kombinationsbeiwerte gemäß DIN EN 1990/NA (Tabelle NA.A.1.1)

Einwirkung	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nutzlasten im Hochbau, Kategorien siehe DIN EN 1991-1-1			
I Wohn-, Aufenthalts- und Büroräume	0,7	0,5	0,3
I Versammlungsräume, Verkaufsräume	0,7	0,7	0,6
I Lagerräume	1,0	0,9	0,8
Schnee- und Eislasten, siehe DIN EN 1991-1-3			
I Orte bis zu NN + 1000 m	0,5	0,2	0,0
I Orte über NN + 1000 m	0,7	0,5	0,2
Windlasten, siehe DIN EN 1991-1-4	0,6	0,2	0,0
Temperatur (nicht Brand), siehe DIN EN 1991-1-5	0,6	0,5	0,0

Tabelle 3 Teilsicherheitsbeiwert γ_M für das Material (DIN EN 1996-3/NA, Tabelle NA.1)

	ständige und vorübergehende Bemessungssituationen	außergewöhnliche Bemessungssituationen
Unbewehrtes Mauerwerk	1,5	1,3

3.3 Bemessungswert des Widerstandes R_d

Der Bemessungswert des Widerstandes R_d wird aus den charakteristischen Werten des Widerstandes R_k , den Teilsicherheitsbeiwerten γ_M (gemäß Tabelle 3) sowie dem Beiwert zur Berücksichtigung von festigkeitsmindernden Langzeiteinflüssen ζ ermittelt:

$$R_d = \zeta \cdot \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (5)$$

DIN EN 1990:2010, Abschnitt 6.3.5, Glg. (6.6c)

mit:

- ζ Beiwert zur Berücksichtigung festigkeitsmindernder Langzeiteinflüsse auf das Mauerwerk, im Allgemeinen gilt $\zeta = 0,85$; für kurzzeitige Beanspruchungen (z. B. infolge Wind, Erdbeben, Brand) darf $\zeta = 1,0$ gesetzt werden.

3.4 Nachweisverfahren

Der Nachweis von Mauerwerksbauteilen kann nach DIN EN 1996 nach einem genaueren Verfahren (DIN EN 1996-1-1: Allgemeine Regeln) oder mittels eines vereinfachten Verfahrens (DIN EN 1996-3: Vereinfachte Berechnungsmethoden) geführt werden.

Bei üblichen Bauteilen aus Ziegelmauerwerk sind die vereinfachten Berechnungsmethoden nach DIN EN 1996-3/NA in der Regel völlig ausreichend. Der erhöhte Nachweisaufwand der allgemeinen Regeln ist nur in seltenen Fällen in wirtschaftlichere Konstruktionen umsetzbar. Es besteht allerdings kein Mischungsverbot, so dass einzelne Bauteile eines Gebäudes durchaus mit den allgemeinen Regeln von DIN EN 1996-1-1/NA nachgewiesen werden können.

Diese Broschüre behandelt vorwiegend die vereinfachten Berechnungsmethoden. Ist ein Gebäude offensichtlich ausgesteift (siehe Abschnitt 6.1), so ist bei Einhaltung der zugehörigen Randbedingungen (siehe Abschnitt 4) ein Querkraftnachweis in Platten- oder Scheibenrichtung nicht erforderlich. Daher enthält DIN EN 1996-3/NA diesbezüglich auch keine Regelungen. Falls ein rechnerischer Nachweis der Gebäudeaussteifung erforderlich ist, wird auf die allgemeinen Regeln nach DIN EN 1996-1-1/NA verwiesen.

3.5 Mischungsverbot mit DIN 1053-1

Die Bemessungsregeln der DIN EN 1996/NA dürfen innerhalb eines Bauwerks nicht mit den Bemessungsregeln der DIN 1053-1 kombiniert werden. Die Mauerwerksbemessung muss also für alle Bauteile innerhalb eines Bauwerks entweder nach dem globalen Sicherheitskonzept oder nach dem Teilsicherheitskonzept erfolgen.

3.6 Ziegelmauerwerk nach allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ) / allgemeinen Bauartgenehmigungen (aBG)

Die überwiegende Mehrzahl der Ziegelkonstruktionen wird weiterhin nach allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ) bzw. allgemeinen Bauartgenehmigungen (aBG) bemessen und ausgeführt. Diese Zulassungen beziehen sich im Grundsatz auf normative Regelungen, können jedoch auch Festlegungen enthalten, die die normativen Regelungen erweitern oder einschränken.

Die Gültigkeit von Zulassungen bzw. deren Inhalt ist unabhängig von der bauaufsichtlichen Einführung oder Zurückziehung der in den Zulassungen genannten Normen.

4 Voraussetzungen für die Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden von DIN EN 1996-3/NA

Bei Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden brauchen bestimmte Beanspruchungen, z. B.:

- Biegemomente aus Deckeneinspannung oder -auflagerung
- ungewollte Ausmitten beim Knicknachweis
- Wind auf tragende Wände

nicht nachgewiesen zu werden, da sie im Sicherheitsabstand, der dem Nachweisverfahren zugrunde liegt oder durch konstruktive Regeln berücksichtigt sind. Grundsätzlich wird vorausgesetzt, dass in der Wand nur Biegemomente aus der Deckeneinspannung oder -auflagerung und aus Windlasten auftreten.

Aufgrund der genannten Vereinfachungen ist die Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden nur unter bestimmten Randbedingungen zulässig. Ist eine dieser Anforderungen nicht erfüllt, so ist eine genauere Berechnung mit den Regeln des Teils 1-1 zwingend erforderlich. Die notwendigen Randbedingungen sind in Tabelle 4 dargestellt.

Zusätzlich ist zu beachten:

- Gebäudehöhe über Gelände $h \leq 20$ m (bei geneigten Dächern das Mittel von First- und Traufhöhe)
- Stützweite der aufliegenden Decken $l \leq 6,0$ m, sofern nicht die Biegemomente aus dem Deckendrehwinkel durch konstruktive Maßnahmen, z. B. Zentrierungen, begrenzt werden (bei zweiachsig gespannten Decken ist für l die kürzere der beiden Stützweiten einzusetzen). Hinsichtlich der Erweiterung der Anwendungsgrenzen für Ziegelmauerwerk bei weit gespannten Decken ($l > 6,0$ m) siehe [14].
- Bei einem Versatz der Wandachsen infolge einer Änderung der Wanddicken umschreibt der Querschnitt der dickeren tragenden Wand den Querschnitt der dünneren Wand.
- Der Einfluss der Windlast senkrecht zur Wandebene von tragenden Wänden darf vernachlässigt werden, wenn die Bedingungen zur Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden eingehalten sind und ausreichende horizontale Halterungen vorhanden sind. Als solche gelten z. B. Decken mit Scheibenwirkung oder statisch nachgewiesene Ringbalken im Abstand der zulässigen Wandhöhen.
- Die Deckenaufлагertiefe a muss $a \geq t/2$, mindestens jedoch 100 mm betragen. Für die Wanddicke $t = 365$ mm beträgt abweichend die Mindestauflagertiefe $a \geq 0,45 \cdot t$.
- Das Überbindemaß l_{oi} muss mindestens $0,4 \cdot h_u$ (h_u Steinhöhe) und mindestens 45 mm betragen.

Tabelle 4 Anwendungsgrenzen des vereinfachten Verfahrens nach DIN EN 1996-3/NA (Tabelle NA.2) für übliches Ziegelmauerwerk

Bauteil	Wanddicke t mm	Lichte Wandhöhe h m	Nutzlast q_k ¹⁾ kN/m ²	Windlast w_k kN/m ²
Tragende Innenwände	≥ 115 < 240	$\leq 2,75$ ²⁾	$\leq 5,0$	-
		$\leq 3,60$ ³⁾		-
	≥ 240	keine Einschränkung		-
Tragende Außenwände und zweischalige Haustrennwände	≥ 115	$\leq 2,75$ ⁴⁾	$\leq 3,0$	keine Einschränkung
	≥ 175	$\leq 2,75$ ²⁾	$\leq 5,0$	keine Einschränkung
		$\leq 3,00$ ³⁾		$\leq 1,25$
		$\leq 3,30$ ⁵⁾		$\leq 1,25$
	≥ 240	$\leq 12 t$ ²⁾		keine Einschränkung
		$\leq 3,60$ ³⁾		$\leq 1,25$
	≥ 300	$\leq 12 t$ ²⁾		keine Einschränkung

¹⁾ einschließlich Zuschlag für nichttragende innere Trennwände

²⁾ allgemein

³⁾ gilt für Ziegelmauerwerk mit $f_k \geq 3,5 \text{ N/mm}^2$

⁴⁾ Als einschalige Außenwand nur bei eingeschossigen Garagen und vergleichbaren Bauwerken, die nicht zum dauernden Aufenthalt von Menschen vorgesehen sind. Als Tragschale zweischaliger Außenwände und bei zweischaligen Haustrennwänden bis maximal zwei Vollgeschosse zuzüglich ausgebautes Dachgeschoss; aussteifende Querwände im Abstand $b \leq 4,50 \text{ m}$ bzw. Randabstand von einer Öffnung $b' \leq 2,0 \text{ m}$ (vergleiche DIN EN 1996-3/NA Tabelle NA.2, Fußnote a und Bild NA.2).

⁵⁾ gilt für Ziegelmauerwerk mit $f_k \geq 4,7 \text{ N/mm}^2$ (vergleiche DIN EN 1996-3/NA Tabelle NA.2, Fußnote g)

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen (abZ) bzw. allgemeine Bauartgenehmigungen (aBG) können weitere Regelungen beinhalten.

5 Nachweis überwiegend vertikal beanspruchter Wände

5.1 Allgemeines

Die Standsicherheit von Wänden bei überwiegender (vertikaler) Normalkraft-Beanspruchung erfolgt gemäß DIN EN 1996-3/NA durch den Vergleich der vorhandenen Normalkraft N_{Ed} mit der maximal aufnehmbaren Normalkraft N_{Rd} :

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (6)$$

DIN EN 1996-3:2010, Abschnitt 4.2.2.1, Glg. (4.3)

mit:

N_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft

N_{Rd} Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft

5.2 Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft N_{Ed}

Bei üblichen Wohn- und Bürogebäuden darf eine gegenüber Gleichung (3) noch weiter vereinfachte Ermittlung des Bemessungswertes der einwirkenden Normalkraft erfolgen:

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot \sum N_{Gk} + 1,5 \cdot \sum N_{Qk} \quad (7)$$

DIN EN 1996-1-1/NA:2019, NCI zu 2.4.2, Glg. (NA.1)

mit:

N_{Gk} Charakteristischer Wert der einwirkenden Normalkraft infolge ständiger Lasten (z. B. Eigengewicht)

N_{Qk} Charakteristischer Wert der einwirkenden Normalkraft infolge veränderlicher Lasten (z. B. Nutzlast)

In Hochbauten mit Stahlbetondecken und charakteristischen Nutzlasten (einschließlich Trennwandzuschlag) $q_k \leq 3,0 \text{ kN/m}^2$ darf vereinfacht angesetzt werden:

$$N_{Ed} = 1,4 \cdot \sum (N_{Gk} + N_{Qk}) \quad (8)$$

DIN EN 1996-1-1/NA:2019, NCI zu 2.4.2, Glg. (NA.2)

Bei größeren Biegemomenten um die starke Achse (z. B. Windscheiben) ist auch die Lastkombination $\max M \oplus \min N$ zu analysieren:

$$\min N_{Ed} = 1,0 \cdot \sum N_{Gk} \quad (9)$$

DIN EN 1996-1-1/NA:2019, NCI zu 2.4.2, Glg. (NA.3)

$$\max M_{Ed} = 1,0 \cdot \sum M_{Gk} + 1,5 \cdot \sum M_{Qk} \quad (10)$$

5.3 Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft N_{Rd}

Der Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft N_{Rd} wird unter der Annahme starrplastischen Materialverhaltens mit Hilfe eines rechteckigen Spannungsblocks ermittelt, dessen Schwerpunkt mit dem Angriffspunkt der Lastresultierenden übereinstimmt. Die Abminderung der Traglast infolge Knicken und/oder Lastexzentrizitäten erfolgt dabei über den Abminderungsbeiwert Φ :

$$N_{Rd} = \Phi \cdot A \cdot f_d \quad (11)$$

DIN EN 1996-3:2010, Abschnitt 4.2.2.2, Glg. (4.4)

mit:

Φ Abminderungsbeiwert $\Phi = \min(\Phi_1, \Phi_2)$, siehe Abschnitt 5.4

A = $l \cdot t$ (Bruttoquerschnittsfläche des nachzuweisenden Wandabschnittes)

f_d Bemessungswert der Druckfestigkeit von Mauerwerk

$$f_d = \zeta \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (12)$$

DIN EN 1996-3/NA:2019, NCI zu 4.2.2.2, (NA.2)

Bei Wandquerschnitten $< 0,1 \text{ m}^2$ ist die Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerks f_d durch Multiplikation mit dem Faktor 0,8 zu verringern.

mit:

- f_k charakteristischer Wert der Druckfestigkeit von Mauerwerk siehe Tabelle 5
- γ_M Teilsicherheitsbeiwert für Materialeigenschaften, siehe Tabelle 3
- ζ Beiwert zur Berücksichtigung festigkeitsmindernder Langzeiteinflüsse auf das Mauerwerk, im Allgemeinen gilt $\zeta = 0,85$; für kurzzeitige Beanspruchungen (z. B. infolge Wind, Erdbeben, Brand) darf $\zeta = 1,0$ gesetzt werden

Tabelle 5

Charakteristische Werte der Druckfestigkeit f_k für Ziegelmauerwerk aus Hochlochziegeln HLzA, HLzB, HLzE¹⁾ und Mauertafelziegeln T1 nach DIN EN 771-1 [11] in Verbindung mit DIN 20000-401 [12] sowie Planhochlochziegel PHLzB und PHLzE in N/mm²

Ziegel- festigkeits- klasse	Normalmauermörtel ²⁾				Leichtmauermörtel ³⁾		Dünnbett- mörtel ⁴⁾
	M 2,5	M 5	M 10	M 20	LM 21	LM 36	
4	2,1	2,4	2,9	-	1,6	2,2	-
6	2,7	3,1	3,7	-	2,2	2,9	3,1
8	3,1	3,9	4,4	-	2,5	3,3	3,7
10	3,5	4,5	5,0	5,6	2,8		4,2
12	3,9	5,0	5,6	6,3	3,0		4,7
16	4,6	5,9	6,6	7,4			5,5
20	5,3	6,7	7,5	8,4			6,3
28			9,2	10,3			
36			10,6	11,9			

¹⁾ Hochlochziegel mit Lochung E (HLzE) nur bei Druckfestigkeitsklassen 8 bis 20 und Mörtelklassen M 5 und M 10

²⁾ Vergleiche DIN EN 1996-3/NA:2019; Tabelle NA.D.1

³⁾ Vergleiche DIN EN 1996-3/NA:2019; Tabelle NA.D.5

⁴⁾ Vergleiche DIN EN 1996-3/NA:2019; Tabelle NA.D.10

5.4 Abminderungsbeiwert Φ

5.4.1 Φ_1 bei Traglastminderung am Wandkopf und Wandfuß durch den Deckendrehwinkel bei Endauflagern

Bei Decken zwischen Geschossen gilt:
für $f_k < 1,8 \text{ N/mm}^2$

$$\Phi_1 = \left(1,6 - \frac{l_f}{5} \right) \cdot \frac{a}{t} \leq 0,9 \cdot \frac{a}{t} \quad (13)$$

DIN EN 1996-3/NA:2019 Abschnitt NCI zu 4.2.2.3; Gleichung (NA.2)

für $f_k \geq 1,8 \text{ N/mm}^2$

$$\Phi_1 = \left(1,6 - \frac{l_f}{6} \right) \cdot \frac{a}{t} \leq 0,9 \cdot \frac{a}{t} \quad (14)$$

DIN EN 1996-3/NA:2019 Abschnitt NCI zu 4.2.2.3; Gleichung (NA.1)

Dabei ist

- f_k der charakteristische Wert der Druckfestigkeit von Mauerwerk
- l_f die Stützweite der angrenzenden Geschossdecke in m, bei zweiachsig gespannten Decken mit $0,5 \leq l_1/l_2 \leq 2,0$ darf für l_f das 0,85-fache der kürzeren Stützweite eingesetzt werden
- a die Deckenaufлагertiefe
- t die Dicke der Wand

Bei Decken über dem obersten Geschoss, insbesondere bei Dachdecken mit geringen Auflasten gilt:

Bei einachsig gespannten Decken

$$\Phi_1 = 0,333 \cdot \frac{a}{t} \quad (15)$$

DIN EN 1996-3/NA:2019 Abschnitt NCI zu 4.2.2.3; Gleichung (NA.3)

bei zweiachsig gespannten Decken mit
 $0,5 \leq l_1/l_2 \leq 2,0$

$$\Phi_1 = 0,4 \cdot \frac{a}{t} \quad (16)$$

DIN EN 1996-3/NA:2019 Abschnitt NCI zu 4.2.2.3; Ergänzung zu Gleichung (NA.3)

Wird die Traglastminderung infolge Deckendrehwinkel durch konstruktive Maßnahmen, z. B. Zentrierung, vermieden, so gilt unabhängig von der Deckenstützweite:

Bei teilweise aufliegender Deckenplatte

$$\Phi_1 = 0,9 \cdot \frac{a}{t} \quad (17)$$

Bei vollaufliegender Deckenplatte

$$\Phi_1 = 0,9 \quad (18)$$

DIN EN 1996-3/NA:2019 Abschnitt NCI zu 4.2.2.3; Abschnitt (NA.4)

Als konstruktive Maßnahme zur Begrenzung der Biegemomente aus dem Deckendrehwinkel bei weit gespannten Decken und geringem bis mittlerem Auflastniveau empfiehlt es sich, am Wandkopf an der inneren Wandkante eine Weicheinlage (sogenannte Lastfreistreifen, z. B. Filzstreifen) einzulegen (vergleiche auch Kapitel 10.2).

Deckenaufleger werden bei monolithischem Ziegelmauerwerk häufig mit einer Auflagertiefe a von $2/3$ bis $4/5$ der Mauerwerksdicke t ausgeführt. Gemäß DIN 4108 Beiblatt 2:2019-06 [20] sind größere Deckenaufлагertiefen zulässig. So kann beispielsweise eine Massivdecke mit einer Auflagertiefe $a = 285 \text{ mm}$ auf der Außenwand der Dicke $t = 365 \text{ mm}$ aufliegen. Dies entspricht einem Verhältnis $a/t = 78 \%$. Bei dieser Deckenaufлагertiefe vergrößert sich der Wert des Abminderungsbeiwertes Φ_1 zur Berücksichtigung der Traglastminderung am Wandkopf und Wandfuß durch den Deckendrehwinkel bei Endauflagern. Dieses führt in der Regel zu einer Erhöhung der aufnehmbaren Lasten N_{Rd} .

5.4.2 Φ_2 bei Traglastminderung infolge Knickgefahr in halber Wandhöhe

$$\Phi_2 = 0,85 \cdot \frac{a}{t} - 0,0011 \cdot \left(\frac{h_{\text{ef}}}{t} \right)^2 \quad (19)$$

DIN EN 1996-3/NA:2019 Abschnitt NCI zu 4.2.2.3, (NA.5), Glg. (NA.4)

mit:

h_{ef} Knicklänge

Bei flächig aufgelagerten massiven Plattendecken oder Rippendecken nach DIN EN 1992-1/NA mit lastverteilenden Balken darf bei zweiseitig gehaltenen Wänden die Einspannung der Wand in den Decken durch eine Abminderung der Knicklänge berücksichtigt werden:

$$h_{\text{ef}} = \rho_2 \cdot h \quad (20)$$

DIN EN 1996-3/NA:2019 Abschnitt NCI zu 4.2.2.4; Glg. (NA.5)

mit:

ρ_2 Knicklängenbeiwert gemäß DIN EN 1996-3/NA:2019 Abschnitt NCI zu 4.2.2.4 (NA.8)

= 0,75 für Waddicken $t \leq 175 \text{ mm}$

= 0,90 für Waddicken $175 \text{ mm} < t \leq 250 \text{ mm}$

= 1,00 für Waddicken $t > 250 \text{ mm}$

h lichte Geschosshöhe

Die Schlankheit $\frac{h_{\text{ef}}}{t}$ darf nicht größer als 27 sein

(vergleiche DIN EN 1996-3:2006 Abschnitt 4.2.2.5).

Sofern keine genaueren Betrachtungen angestellt werden, kann gemäß DIN EN 1996-3/NA:2019, Abschnitt NCI zu 4.2.2.3 (NA.6) vereinfachend für die Bemessung der kleinere Wert von Φ_1 und Φ_2 angesetzt werden (siehe Tabellen 6 bis 8).

In den folgenden Tabellen 6, 7 und 8 werden die Abminderungsfaktoren für die Schlankheit h_{ef}/t dargestellt. Übliche Schlankheiten für monolithische Außenwände liegen zwischen $h_{\text{ef}}/t = 5$ (2,50 m / 0,49 m) und 10 (3,60 m / 0,365 m).

Tabelle 6 Maßgebender Abminderungsfaktor $\Phi = \min(\Phi_1, \Phi_2)$ bei **einachsig** gespannten Decken

	$f_k \geq 1,8 \text{ N/mm}^2$								$f_k < 1,8 \text{ N/mm}^2$											
	$a/t = 1,0$				$a/t = 67 \% \text{ (z. B. 245 mm / 365 mm)}$															
	Keine Reduzierung der Deckenstützweite zulässig, da Decken einachsig gespannt																			
h_{ef}/t	4,5	5,0	5,5	6,0	4,5	5,0	5,5	6,0	4,5	5,0	5,5	6,0								
5,0	0,82	0,77	0,68	0,60	0,54	0,51	0,46	0,40	0,47	0,40	0,33	0,27								
5,5					0,53															
6,0					0,53															
6,5					0,52															
7,0	0,80				0,51															
7,5	0,79				0,50															
8,0	0,78																			
8,5	0,77				0,49															
9,0	0,76				0,48															
9,5	0,75				0,47															
10,0	0,74				0,46				0,46											
10,5	0,73				0,45				0,45											
11,0	0,72				0,43				0,43											
11,5	0,70				0,42				0,42											
12,0	0,69				0,41				0,41											
12,5	0,68				Der Nachweis von monolithischen Außenwänden mit $h_{\text{ef}}/t > 12$ erfolgt gemäß den allgemeinen Regeln nach DIN EN 1996-1-1/NA															
13,0	0,66																			
13,5	0,65																			
14,0	0,63																			

Bei Außenwänden im obersten Geschoss, insbesondere unter Dachdecken gilt stets $\Phi = 0,333 \cdot a/t$ ¹⁾ Beispiele jeweils unter Berücksichtigung der Abminderung der Knicklänge p_2 gemäß DIN EN 1996-3/NA:2019-12, NCI zu 4.2.2.4; Abschnitt (NA.8).

Tabelle 7 Maßgebender Abminderungsfaktor $\Phi = \min(\Phi_1, \Phi_2)$ bei **zweiachsig** gespannten Decken

	$f_k \geq 1,8 \text{ N/mm}^2$								$f_k < 1,8 \text{ N/mm}^2$														
	$a/t = 1,0$				$a/t = 67\%$ (z. B. 245 mm / 365 mm)																		
	Deckenstützweite min (l_1, l_2) [m] ^{1) 2)}																						
h_{ef}/t	4,5	5,0	5,5	6,0	4,5	5,0	5,5	6,0	4,5	5,0	5,5	6,0											
5,0	0,82			0,75	0,54			0,50	0,54	0,50	0,44	0,39											
5,5					0,53				0,53														
6,0					0,53				0,53														
6,5					0,52				0,52														
7,0					0,51				0,51														
7,5	0,50				0,50																		
8,0																							
8,5	0,49																						
9,0	0,48																						
9,5	0,47																						
10,0	0,46																						
10,5	0,45																						
11,0	0,43																						
11,5	0,42																						
12,0	0,41																						
12,5	0,68							Der Nachweis von monolithischen Außenwänden mit $h_{\text{ef}}/t > 12$ erfolgt gemäß den allgemeinen Regeln nach DIN EN 1996-1-1/NA															
13,0																0,66							
13,5																			0,65				
14,0																						0,63	

Bei Außenwänden im obersten Geschoss, insbesondere unter Dachdecken, gilt bei zweiachsig gespannten Decken mit $0,5 \leq l_1/l_2 \leq 2,0$: $\Phi_1 = 0,4 \cdot a/t$ (vergleiche DIN EN 1996-3/NA:2019-12, Abschnitt NCI zu 4.2.2.3; Gleichung (NA.3)).

¹⁾ Bei zweiachsig gespannten Decken darf für die Deckenstützweite l_i das 0,85-fache der kürzeren Stützweite eingesetzt werden, wenn gilt: $0,5 \leq l_1/l_2 \leq 2,0$ (vergleiche DIN EN 1996-3/NA:2019-12, NCI zu 4.2.2.3, Abschnitt (NA.2)).

²⁾ Die maßgebenden Abminderungsfaktoren Φ in der Tabelle wurden mit $l_i = 0,85 \cdot \min(l_1, l_2)$ ermittelt.

Tabelle 8 Maßgebender Abminderungsfaktor $\Phi = \min(\Phi_1, \Phi_2)$ bei **zweiachsig** gespannten Decken

	$f_k \geq 1,8 \text{ N/mm}^2$				$f_k < 1,8 \text{ N/mm}^2$					
	$a/t = 78 \% \text{ (z. B. 285 mm / 365 mm)}$									
	Deckenstützweite min (l_1, l_2) [m] ^{1) 2)}									
h_{ef}/t	4,5	5,0	5,5	6,0	4,5	5,0	5,5	6,0		
5,0	0,64			0,59	0,64	0,59	0,52	0,45		
5,5	0,63				0,63					
6,0	0,62				0,62					
6,5	0,62				0,62					
7,0	0,61				0,61					
7,5	0,60				0,60					
8,0	0,59			0,59						
8,5	0,58									
9,0	0,57									
9,5	0,56									
10,0	0,55									
10,5	0,54									
11,0	0,53									
11,5	0,52									
12,0	0,50									
12,5	Der Nachweis von monolithischen Außenwänden mit $h_{\text{ef}}/t > 12$ erfolgt gemäß den allgemeinen Regeln nach DIN EN 1996-1-1/NA									
13,0										
13,5										
14,0										

Bei Außenwänden im obersten Geschoss, insbesondere unter Dachdecken, gilt bei zweiachsig gespannten Decken mit $0,5 \leq l_1/l_2 \leq 2,0$: $\Phi_1 = 0,4 \cdot a/t$ (vergleiche DIN EN 1996-3/NA:2019-12, Abschnitt NCI zu 4.2.2.3; Gleichung (NA.3)).

¹⁾ Bei zweiachsig gespannten Decken darf für die Deckenstützweite l_t das 0,85-fache der kürzeren Stützweite eingesetzt werden, wenn gilt: $0,5 \leq l_1, l_2 \leq 2,0$ (vergleiche DIN EN 1996-3/NA:2019-12, NCI zu 4.2.2.3, Abschnitt (NA.2)).

²⁾ Die maßgebenden Abminderungsfaktoren Φ in der Tabelle wurden mit $l_t = 0,85 \cdot \min(l_1, l_2)$ ermittelt.

5.5 Stark vereinfachter Nachweis nach DIN EN 1996-3/NA, Anhang A

Alternativ bietet DIN EN 1996-3/NA, Anhang A eine noch weiter vereinfachte Möglichkeit, um den Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft N_{Rd} von Gebäuden aus unbewehrtem Mauerwerk mit höchstens drei Geschossen zu ermitteln.

Die zusätzlichen bzw. gegenüber den in Abschnitt 4 aufgeführten verschärften Anwendungsvoraussetzungen für diese Art der Ermittlung von N_{Rd} lauten wie folgt:

- maximal drei Geschosse über Gelände
- kleinste Gebäudeabmessung im Grundriss beträgt mindestens 1/3 der Gebäudehöhe
- Schlankheit $h_{ef}/t \leq 21$
- lichte Geschosshöhe $h \leq 3,0$ m
- Wanddicke $t \geq 365$ mm, wenn $a/t < 1$
- Deckenaufgarttiefe $a \geq 2/3 \cdot t$

$$N_{Rd} = c_A \cdot f_d \cdot A \quad (21)$$

DIN EN 1996-3:2010 Anhang A, Abschnitt A.2; Glg. (A.1)

mit:

N_{Rd} Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft
 c_A Abminderungsbeiwert

= 0,50 bei Wänden mit einer Schlankheit $h_{ef}/t \leq 18$ generell bei $f_k \geq 1,8 \text{ N/mm}^2$ und bei $f_k < 1,8 \text{ N/mm}^2$ und gleichzeitiger Deckenspannweite $l \leq 5,5$ m

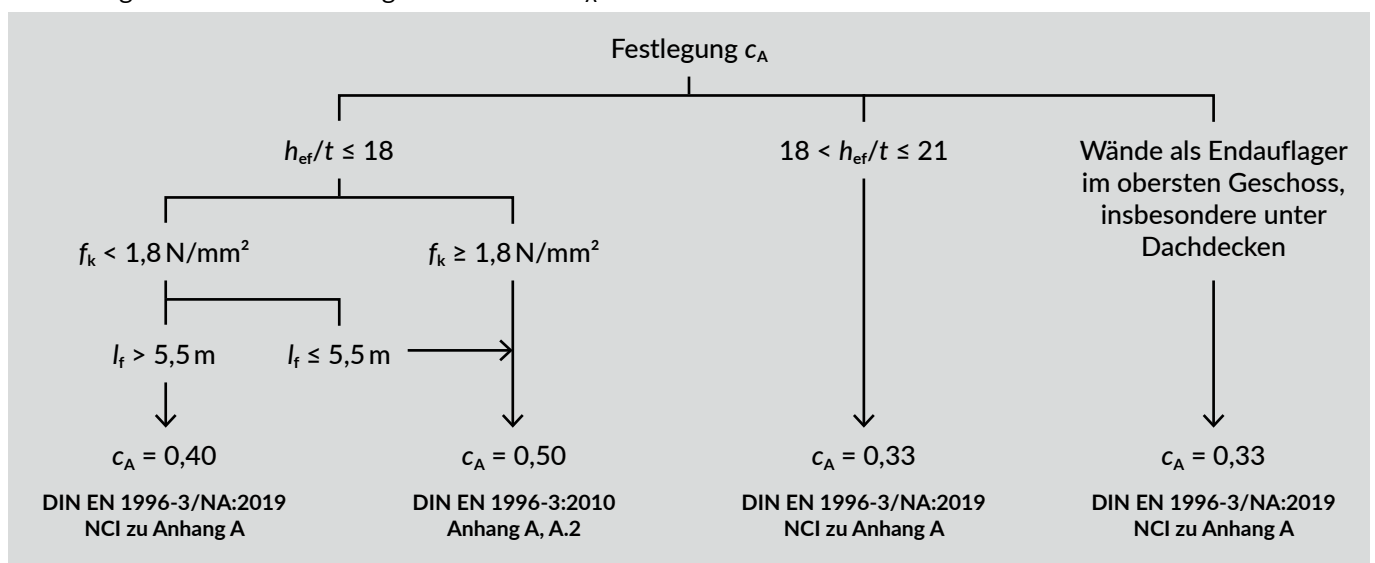
= 0,40 bei Wänden mit einer Schlankheit $h_{ef}/t \leq 18$ in Verbindung mit einer charakteristischen Druckfestigkeit des Mauerwerks von $f_k < 1,8 \text{ N/mm}^2$ und gleichzeitig Deckenspannweiten $l > 5,5$ m

= 0,33 bei Wänden mit einer Schlankheit $18 < h_{ef}/t \leq 21$ sowie generell bei Wänden als Endauflager im obersten Geschoss, insbesondere unter Dachdecken

A = $l \cdot t$ Bruttoquerschnittsfläche des nachzuweisenden Wandabschnittes

f_d Bemessungswert der Druckfestigkeit des Mauerwerks

Ablaufdiagramm zur Bestimmung der Konstante c_A :



Bei teilaufliegenden Decken auf Wänden mit

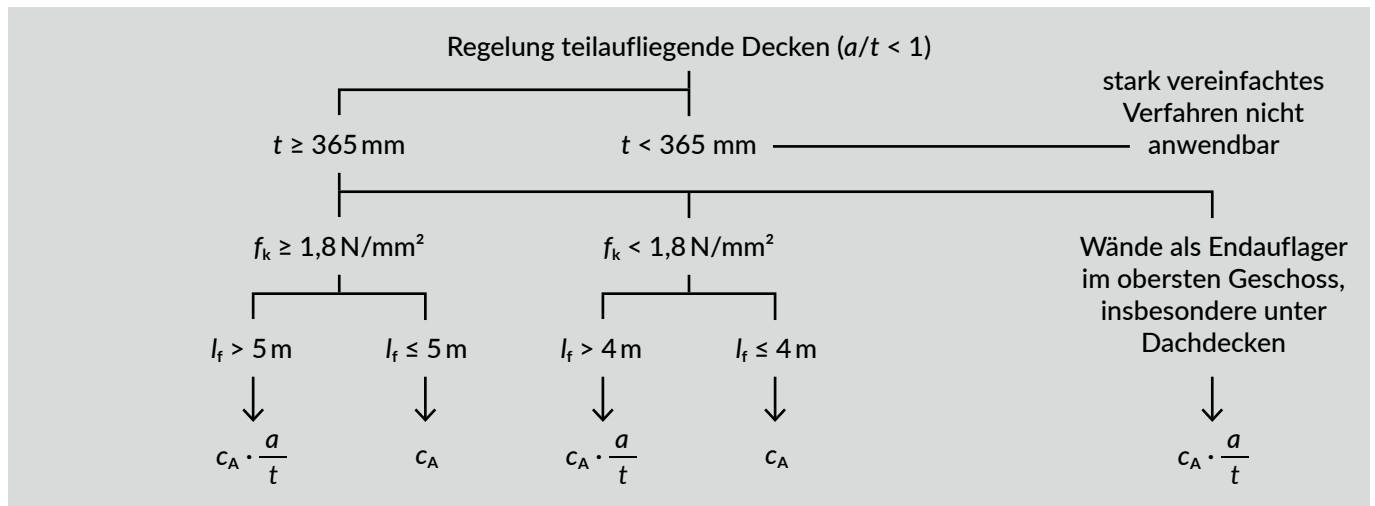
- $f_k \geq 1,8 \text{ N/mm}^2$ und einer Deckenstützweite $> 5 \text{ m}$

oder

- $f_k < 1,8 \text{ N/mm}^2$ und einer Deckenstützweite $> 4 \text{ m}$

sowie generell bei Wänden als Endauflager im obersten Geschoss, insbesondere unter Dachdecken sind die Werte für c_A mit a/t zu multiplizieren.

Die Fälle, für die c_A mit a/t zu multiplizieren sind, können dem folgenden Ablaufdiagramm entnommen werden:



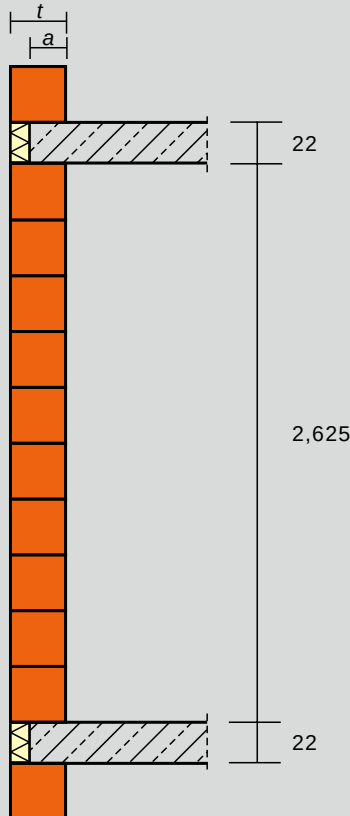
5.6 Bemessungsbeispiele

Beispiel 1 Monolithische Außenwand

Hochwärmedämmender Planziegel mit Dünnbettmörtel nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung (abZ) mit $f_k = 3,0 \text{ N/mm}^2$

Stützweite	$l = l_f = 5,50 \text{ m} < 6,00 \text{ m}$
Wanddicke	$t = 0,365 \text{ m}$
lichte Geschosshöhe	$h = 2,625 \text{ m} < 12 \cdot t = 4,38 \text{ m}$
Auflagertiefe	$a = 0,245 \text{ m}$
	$a/t = 0,67 > 0,45$
Nutzlast auf Decke	$q_k = 2,3 \text{ kN/m}^2 < 5 \text{ kN/m}^2$

Die Randbedingungen gemäß DIN EN 1996-3/NA:2019, NCI zu 4.2.1.1 zur Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden sind erfüllt.



Berechnung mit einachsiger gespannter Decke:

$$\begin{aligned}
 N_{Gk} &= 130 \text{ kN/m} \\
 N_{Qk} &= 55 \text{ kN/m} \\
 N_{Ed} &= 1,4 \cdot (N_{Gk} + N_{Qk}) = 1,4 \cdot (130 + 55) = 259 \text{ kN/m} \\
 h_{ef} &= \rho_2 \cdot h && \text{NCI zu 4.2.2.4; Glg. (NA.5)} \\
 &= 1,0 \cdot 2,625 = 2,625 \text{ m}
 \end{aligned}$$

für Wanddicken
 $t > 250 \text{ mm}$ gemäß
NCI zu 4.2.2.4, (NA.8)

$$\begin{aligned}
 \Phi_1 &= \left(1,6 - \frac{l_f}{6} \right) \cdot \frac{a}{t} \leq 0,9 \cdot \frac{a}{t} \\
 &= \left(1,6 - \frac{5,5}{6} \right) \cdot \frac{0,245}{0,365} \leq 0,9 \cdot \frac{0,245}{0,365} \\
 &= 0,459
 \end{aligned}$$

NCI zu 4.2.2.3, (NA.2),
Glg. (NA.1),
da $f_k \geq 1,8 [\text{N/mm}^2]$

$$\begin{aligned}
 \Phi_2 &= 0,85 \cdot \frac{a}{t} - 0,0011 \left(\frac{h_{ef}}{t} \right)^2 && \text{NCI zu 4.2.2.3, (NA.5),} \\
 &= 0,85 \cdot \frac{0,245}{0,365} - 0,0011 \left(\frac{2,625}{0,365} \right)^2 && \text{Glg. (NA.4)} \\
 &= 0,514
 \end{aligned}$$

$$\Phi = \min(\Phi_1; \Phi_2) \Rightarrow \Phi_1 = 0,459 \quad \text{NCI zu 4.2.2.3, (NA.6)}$$

$$f_d = \zeta \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} = 0,85 \cdot \frac{3,0}{1,5} = 1,70 \text{ N/mm}^2 \quad \text{NCI zu 4.2.2.2, (NA.2)}$$

$$\begin{aligned}
 N_{Rd} &= A \cdot f_d \cdot \Phi \\
 &= 1,0 \cdot 0,365 \cdot 1,70 \cdot 0,459 \\
 &= 0,285 \text{ MN/m}
 \end{aligned}$$

DIN EN 1996-3:2010;
Abschnitt 4.2.2.1 (1P),
Glg. (4.3)

$$\begin{aligned}
 \text{Nachweis:} \\
 N_{Ed} &= 259 \text{ kN/m} \leq 285 \text{ kN/m} = N_{Rd} \\
 \text{Nachweis erfüllt!}
 \end{aligned}$$

DIN EN 1996-3:2010;
Abschnitt 4.2.2.2 (1),
Glg. (4.4)

Stark vereinfachtes Verfahren:

$$\begin{aligned}
 h_{ef}/t &= 2,625/0,365 = 7,19 && \text{DIN EN 1996-3:2010; Anhang A, A.2} \\
 N_{Rd} &= c_A \cdot a/t \cdot A \cdot f_d \\
 &= 0,50 \cdot 0,67 \cdot 1,0 \cdot 0,365 \cdot 1,70 = 208 \text{ kN/m} \\
 &&& \text{DIN EN 1996-3:2010; Anhang A, A.2 (1), Glg. (A.1)}
 \end{aligned}$$

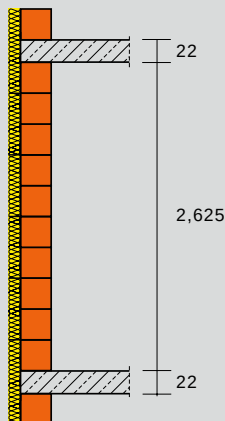
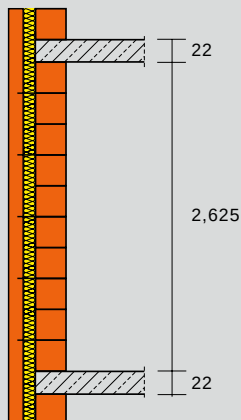
$$\begin{aligned}
 \text{Nachweis (stark vereinfachtes Verfahren):} \\
 N_{Ed} &= 259 \text{ kN/m} > 208 \text{ kN/m} = N_{Rd} \\
 \text{Nachweis nach stark vereinfachtem Verfahren nicht erfüllt!}
 \end{aligned}$$

Beispiel 2 Zweischalige Außenwand oder zusatzgedämmte Wand

HLzB 12 mit Normalmauermörtel M 5 mit
 $f_k = 5,0 \text{ N/mm}^2$

Stützweite $l = l_f = 5,50 \text{ m} < 6,00 \text{ m}$
 Wanddicke $t = 0,24 \text{ m}$
 lichte Geschosshöhe $h = 2,625 \text{ m} < 3,6 \text{ m}$
 Auflagertiefe $a = 0,24 \text{ m}$
 $a/t = 1,0 > 0,5$
 Nutzlast auf Decke $q_k = 2,3 \text{ kN/m}^2 < 5 \text{ kN/m}^2$

Die Randbedingungen gemäß DIN EN 1996-3/NA:2019, NCI zu 4.2.1.1 zur Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden sind erfüllt.



Berechnung mit einachsrig gespannter Decke:

$$\begin{aligned}
 N_{Gk} &= 130 \text{ kN/m} \\
 N_{Qk} &= 55 \text{ kN/m} \\
 N_{Ed} &= 1,4 \cdot (N_{Gk} + N_{Qk}) = 1,4 \cdot (130 + 55) = 259 \text{ kN/m} \\
 h_{ef} &= \rho_2 \cdot h && \text{NCI zu 4.2.2.4; Glg. (NA.5)} \\
 &= 0,9 \cdot 2,625 = 2,36 \text{ m} && \text{für Wanddicken } 175 \text{ mm} < t \leq 250 \text{ mm gemäß NCI zu 4.2.2.4, (NA.8)} \\
 \Phi_1 &= \left(1,6 - \frac{l_f}{6} \right) \cdot \frac{a}{t} \leq 0,9 \cdot \frac{a}{t} && \text{NCI zu 4.2.2.3, (NA.2), Glg. (NA.1), da } f_k \geq 1,8 [\text{N/mm}^2] \\
 &= \left(1,6 - \frac{5,5}{6} \right) \cdot \frac{0,24}{0,24} \leq 0,9 \cdot \frac{0,24}{0,24} \\
 &= 0,683
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi_2 &= 0,85 \cdot \frac{a}{t} - 0,0011 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{t} \right)^2 && \text{NCI zu 4.2.2.3, (NA.5), Glg. (NA.4)} \\
 &= 0,85 \cdot \frac{0,24}{0,24} - 0,0011 \cdot \left(\frac{2,36}{0,24} \right)^2 \\
 &= 0,743
 \end{aligned}$$

$$\Phi = \min(\Phi_1, \Phi_2) \Rightarrow \Phi_1 = 0,683 \quad \text{NCI zu 4.2.2.3, (NA.6)}$$

$$f_d = \zeta \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} = 0,85 \cdot \frac{5,0}{1,5} = 2,83 \text{ N/mm}^2 \quad \text{NCI zu 4.2.2.2, (NA.2)}$$

$$\begin{aligned}
 N_{Rd} &= A \cdot f_d \cdot \Phi \\
 &= 1,0 \cdot 0,24 \cdot 2,83 \cdot 0,683 \\
 &= 0,465 \text{ MN/m}
 \end{aligned}
 \quad \text{DIN EN 1996-3:2010; Abschnitt 4.2.2.1 (1P), Glg. (4.3)}$$

Nachweis:
 $N_{Ed} = 259 \text{ kN/m} \leq 465 \text{ kN/m} = N_{Rd}$
 Nachweis erfüllt!
 DIN EN 1996-3:2010; Abschnitt 4.2.2.2 (1), Glg. (4.4)

Stark vereinfachtes Verfahren:

$$\begin{aligned}
 h_{ef}/t &= 2,36/0,24 = 9,84 \\
 c_A &= 0,50 && \text{DIN EN 1996-3:2010; Anhang A, A.2} \\
 N_{Rd} &= c_A \cdot A \cdot f_d = 0,5 \cdot 1,0 \cdot 0,24 \cdot 2,83 = 340 \text{ kN/m} && \text{DIN EN 1996-3:2010; Anhang A, A.2 (1), Glg. (A.1)}
 \end{aligned}$$

Nachweis (stark vereinfachtes Verfahren):

$$N_{Ed} = 259 \text{ kN/m} < 340 \text{ kN/m} = N_{Rd}$$

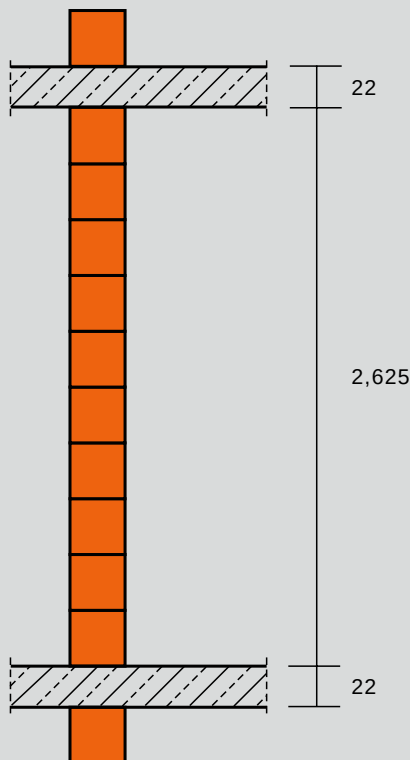
Nachweis erfüllt!

Beispiel 3 Innenwand

Planziegel PHLzB 12 mit Dünnbettmörtel mit $f_k = 4,7 \text{ N/mm}^2$ (siehe Tabelle 5)

Stützweite	$l = l_f = 5,50 \text{ m} < 6,00 \text{ m}$
Wanddicke	$t = 0,24 \text{ m}$
lichte Geschosshöhe	$h = 2,625 \text{ m} < 3,6 \text{ m}$
Auflagertiefe	$a = 0,24 \text{ m}$
	$a/t = 1,0 > 0,5$
Nutzlast auf Decke	$q_k = 2,3 \text{ kN/m}^2 < 5 \text{ kN/m}^2$

Die Randbedingungen gemäß DIN EN 1996-3/NA:2019, NCI zu 4.2.1.1 zur Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden sind erfüllt.



Berechnung mit einachsiger gespannter Decke:

$$\begin{aligned}
 N_{Gk} &= 210 \text{ kN/m} \\
 N_{Qk} &= 90 \text{ kN/m} \\
 N_{Ed} &= 1,4 \cdot (N_{Gk} + N_{Qk}) = 1,4 \cdot (210 + 90) = 420 \text{ kN/m} \\
 h_{ef} &= \rho_2 \cdot h && \text{NCI zu 4.2.2.4; Glg. (NA.5)} \\
 &= 0,9 \cdot 2,625 = 2,36 \text{ m} && \text{für Wanddicken} \\
 &&& \text{175 mm} < t \leq 250 \text{ mm gemäß} \\
 &&& \text{NCI zu 4.2.2.4, (NA.8)}
 \end{aligned}$$

Φ_1 Nicht maßgebend, da kein Endauflager.

$$\begin{aligned}
 \Phi_2 &= 0,85 \cdot \frac{a}{t} - 0,0011 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{t} \right)^2 && \text{NCI zu 4.2.2.3, (NA.5),} \\
 &= 0,85 \cdot \frac{0,24}{0,24} - 0,0011 \cdot \left(\frac{2,36}{0,24} \right)^2 && \text{Glg. (NA.4)} \\
 &= 0,743
 \end{aligned}$$

$$\Phi = \Phi_2 = 0,743 \quad \text{NCI zu 4.2.2.3, (NA.6)}$$

$$f_d = \zeta \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} = 0,85 \cdot \frac{4,7}{1,5} = 2,66 \text{ N/mm}^2 \quad \text{NCI zu 4.2.2.2, (NA.2)}$$

$$\begin{aligned}
 N_{Rd} &= A \cdot f_d \cdot \Phi \\
 &= 1,0 \cdot 0,24 \cdot 2,66 \cdot 0,743 \\
 &= 0,475 \text{ MN/m}
 \end{aligned}$$

DIN EN 1996-3:2010;
Abschnitt 4.2.2.1 (1P,
Glg. (4.3))

Nachweis:
 $N_{Ed} = 420 \text{ kN/m} \leq 475 \text{ kN/m} = N_{Rd}$
 Nachweis erfüllt!

DIN EN 1996-3:2010;
Abschnitt 4.2.2.2 (1),
Glg. (4.4))

Stark vereinfachtes Verfahren:

$$\begin{aligned}
 h_{ef}/t &= 2,36/0,24 = 9,84 \\
 c_A &= 0,50 && \text{DIN EN 1996-3:2010; Anhang A, A.2} \\
 N_{Rd} &= c_A \cdot A \cdot f_d = 0,50 \cdot 1,0 \cdot 0,24 \cdot 2,66 = 320 \text{ kN/m} \\
 &&& \text{DIN EN 1996-3:2010; Anhang A, A.2 (1), Glg. (A.1)}
 \end{aligned}$$

Nachweis (stark vereinfachtes Verfahren):
 $N_{Ed} = 420 \text{ kN/m} > 320 \text{ kN/m} = N_{Rd}$
 Nachweis nach stark vereinfachtem Verfahren **nicht erfüllt!**

5.7 Nachweis der Mindestauflast

Für Wände, die als Endauflager für Decken oder Dächer dienen und durch Wind beansprucht werden, ist nach DIN EN 1996-3/NA, NCI zu 4.2.1.2 (NA.4) ein Nachweis der Mindestauflast der Wände zu führen. Der Nachweis darf in Wandhöhenmitte unter Berücksichtigung des dort wirkenden Eigengewichtsanteils der Wand erfolgen:

$$N_{Ed} \geq \frac{3 \cdot q_{Ewd} \cdot h^2 \cdot b}{16 \cdot \left(a - \frac{h}{300} \right)} \quad (22)$$

DIN EN 1996-3/NA:2019, NCI zu 4.2.1.2, (NA.4), Glg. (y)

mit:

- N_{Ed} Bemessungswert der kleinsten vertikalen Belastung in Wandhöhenmitte im nachzuweisenden Wandquerschnitt
- q_{Ewd} Bemessungswert der Windlast je Flächeneinheit
- h lichte Geschosshöhe
- b Einwirkungsbreite der Windlast
- a Deckenauflagertiefe

Im Bild 1 ist die zulässige maximale Wandhöhe h in Abhängigkeit der vorhandenen Bemessungswindlast w_d und Wanddicke t für eine bezogene Deckenauflagertiefe $a/t = 2/3$ aufgetragen.

Es ist ersichtlich, dass in den Windzonen 1 und 2 im Binnenland die praxisüblichen Geschosshöhen problemlos realisiert werden können. Der Nachweis der Mindestauflast kann in diesen Windzonen in der Regel entfallen.

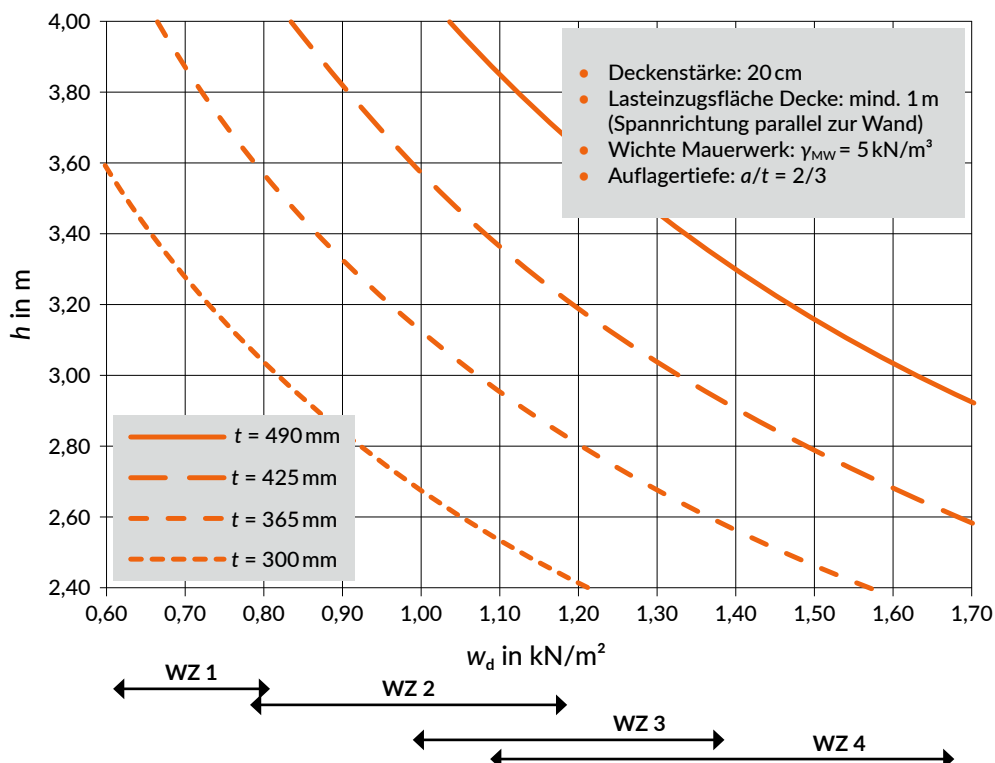


Bild 1: Maximale Wandhöhe in Abhängigkeit der Bemessungswindlast [13]

Zu beachten ist, dass sich der Nachweis nach Gleichung (22) auf der sicheren Seite liegend auf zweiseitig (oben und unten) gehaltene Wände bezieht, da bei vierseitig gehaltenen Wänden der Abtrag der Windlasten ohnehin als gegeben angesehen werden kann.

Ist der Nachweis nicht erfüllt, können die betreffenden Wände bzw. Wandabschnitte – auf der sicheren Seite liegend – als nichttragende Außenwände nach Abschnitt 9 bemessen und ausgeführt werden.

In [14] wird der Nachweis mit Gleichung (22) auf Basis eines erweiterten Bogenmodells unter Berücksichtigung der Auswirkungen aus Theorie II. Ordnung derart weiterentwickelt, dass sich günstigere Werte (geringere erforderliche Mindestauflasten) als nach Gleichung (22) ergeben.

Durch Berücksichtigung realitätsnaher Randbedingungen und Bemessungsansätze kann gezeigt werden, dass in den Windzonen 1 bis 3 und Wandschlankheiten $h/t \leq 15$ der Nachweis der erforderlichen Mindestauflasten in der Regel erfüllt ist und daher entfallen kann.

6 Nachweis horizontal beanspruchter Wandscheiben nach DIN EN 1996-1-1/NA

6.1 Allgemeines

Auf einen rechnerischen Nachweis der Aussteifung darf nach DIN EN 1996-3/NA verzichtet werden, wenn die Geschossdecken als steife Scheiben ausgebildet sind bzw. statisch nachgewiesene, ausreichend steife Ringbalken vorliegen und wenn in Längs- und Querrichtung des Gebäudes eine offensichtlich ausreichende Anzahl von genügend langen aussteifenden Wänden vorhanden ist, die ohne größere Schwächungen und ohne Versprünge bis auf die Fundamente geführt sind.

Ist bei einem Bauwerk nicht von vornherein erkennbar, dass seine Aussteifung ausreichend ist, so ist gemäß DIN EN 1996-3/NA, NDP zu 4.1 (1) ein rechnerischer Nachweis der Aussteifung nach den allgemeinen Regeln von DIN EN 1996-1-1/NA, Abschnitt 6.2 zu führen. Dies erfolgt durch den Vergleich der einwirkenden Querkraft V_{Ed} mit der Querkrafttragfähigkeit V_{Rdlt} :

$$V_{Ed} \leq V_{Rdlt} \quad (23)$$

DIN EN 1996-1-1/NA:2019, NCI zu 6.2 (NA.8), Glg. (NA.18)

mit:

V_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Querkraft

V_{Rdlt} Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit

6.2 Bemessungswert der einwirkenden Querkraft V_{Ed}

Die maßgebenden horizontalen Einwirkungen auf Mauerwerksgebäude können z. B. aus

- Winddruck und Windsog,
- Imperfektionen (z. B. ungewollte Schiefstellung),
- Erddruck und
- Erdbeben

resultieren. Sie werden zunächst über die Fassade in die steifen Deckenscheiben eingeleitet und von dort weiter in die aussteifenden Wandscheiben. Die Aufteilung auf die Wandscheiben erfolgt in Abhängigkeit des statischen Systems (bestimmt oder unbestimmt).

Die Modellierung von Pfeilern sowie kurzen und/oder vertikal gering belasteten Außenwänden als Pendelstützen ist eine in Betracht zu ziehende Möglichkeit, um die horizontalen Lasten über vertikal hoch belastete Innenwände nachzuweisen.

6.3 Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit V_{Rdlt}

Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit wird wie folgt ermittelt:

$$V_{Rdlt} = I_{cal} \cdot f_{vd} \cdot \frac{t}{c} \quad (24)$$

DIN EN 1996-1-1/NA:2019, NCI zu 6.2 (NA.12), Glg. (NA.19)

mit:

I_{cal} Rechnerische Wandlänge, siehe 6.3.1

f_{vd} Bemessungswert der Schubfestigkeit

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{f_{vlt}}{\gamma_M} \quad (25)$$

DIN EN 1996-1-1:2013, Abschnitt 2.4.1 (1)P

mit:

f_{vk} = f_{vlt} charakteristische Schubfestigkeit, siehe 6.3.2

γ_M Teilsicherheitsbeiwert für Materialeigenschaften (hier: $\gamma_M = 1,5$)

t Wanddicke

c Schubspannungsverteilungsfaktor

= 1,0 für $h/l \leq 1,0$

= 1,5 für $h/l \geq 2,0$

Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden

h lichte Wandhöhe

l Länge der Wandscheibe

6.3.1 Rechnerische Wandlänge I_{cal}

Für den Nachweis von als Kragmodell modellierten Wandscheiben unter Windbeanspruchung darf eine rechnerisch vergrößerte Wandlänge nach Gleichung (26) in Ansatz gebracht werden. In allen anderen Fällen ist $I_{cal} = l$ bzw. $I_{c,lin}$.

$$I_{cal} = 1,125 \cdot l \leq 1,333 \cdot I_{c,lin} \quad (26)$$

DIN EN 1996-1-1/NA:2019, NCI zu 6.2 (NA.12), Glg. (NA.19)

mit:

l Länge der Wandscheibe

$I_{c,lin}$ für die Berechnung anzusetzende überdrückte Länge der Wandscheibe

$$I_{c,lin} = \frac{3}{2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_w}{l} \right) \cdot l \leq l \quad (27)$$

DIN EN 1996-1-1/NA:2019, NCI zu 6.2 (NA.12), Glg. (NA.20)

e_w Exzentrizität der einwirkenden Normalkraft in Wandlängsrichtung

$$e_w = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \quad (28)$$

DIN EN 1996-1-1/NA:2019, NCI zu 6.1.2.2 (NA.3), Glg. (NA.15)

M_{Ed} Bemessungswert des einwirkenden Momentes in Wandlängsrichtung

N_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft

6.3.2 Charakteristische Schubfestigkeit $f_{vk} = f_{vit}$

Die charakteristische Schubfestigkeit $f_{vk} = f_{vit}$ ergibt sich in Abhängigkeit davon, ob Reibungs- oder Steinzugversagen rechnerisch maßgebend wird:

$$f_{vk} = f_{vit} = \min(f_{vit1}, f_{vit2}) \quad (29)$$

DIN EN 1996-1-1/NA:2019, NDP zu 3.6.2 (3) b)

Für Scheibenschub gilt bei unvermörtelten Stoßfugen:

f_{vit1} Charakteristische Schubfestigkeit bei Reibungsversagen

$$f_{vit1} = 0,5 \cdot f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd} \quad (30)$$

DIN EN 1996-1-1/NA:2019, NDP zu 3.6.2 (4) b) i.V.m. NDP zu 3.6.2 (3) b) Glg. (NA.4)

f_{vko} Haftscherfestigkeit nach Tabelle 9
vergleiche DIN EN 1996-1-1/NA:2019, Tab.NA.12
siehe hierzu auch 6.3.3

σ_{Dd} Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung.
Für Rechteckquerschnitte gilt:

$$\sigma_{Dd} = \frac{N_{Ed}}{I_{c,lin} \cdot t} \quad (31)$$

DIN EN 1996-1-1/NA:2019, NDP zu 3.6.2 (3) b), Glg. (NA.5)

f_{vit2} Charakteristische Schubfestigkeit bei Steinzugversagen

$$f_{vit2} = 0,45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bt,cal}}} \quad (32)$$

DIN EN 1996-1-1/NA:2019, NDP zu 3.6.2 (3) b), Glg. (NA.5)

$f_{bt,cal} = 0,020 \cdot f_{st}$ für Hohlblocksteine
 $= 0,026 \cdot f_{st}$ für Hochlochsteine und Steine mit Griff-
 löchern oder Griffaschen
 $= 0,032 \cdot f_{st}$ für Vollsteine ohne Grifflöcher oder
 Griffaschen

f_{st} umgerechnete mittlere Mindestdruckfestigkeit der
 Ziegel nach Tabelle 10
 (vergleiche DIN EN 1996-1-1/NA:2019, Tab.NA.3)

Tabelle 9 Charakteristische Werte f_{vko} der Haftscherfestigkeit in N/mm²

Mauermörtel nach DIN 20000-412 oder DIN 18580	M 2,5	M 5	M 10	M 20
Mörtelgruppen nach DIN 1053-1	NM II	NM IIa LM21 LM36	NM III DM	NM IIIa
Mörteldruckfestigkeit f_m [N/mm ²]	2,5	5,0	10,0	20,0
Haftscherfestigkeit f_{vko} [N/mm ²]	0,08	0,18	0,22	0,26

Tabelle 10 Umgerechnete mittlere Mindestdruckfestigkeit Rechenwerte für
 f_{st} in Abhängigkeit von der Druckfestigkeitsklasse

Druckfestigkeitsklasse der Mauerziegel (SFK)	4	6	8	10	12	16	20	28	36	48	60
Umgerechnete mittlere Min- destdruckfestigkeit f_{st} [N/mm ²]	5,0	7,5	10,0	12,5	15,0	20,0	25,0	35,0	45,0	60,0	75,0

6.3.3 Randdehnungsnachweis

Gemäß DIN EN 1996-1-1/NA, NCI zu 7.2 ist ein Randdehnungsnachweis nur erforderlich, sofern die Haftscherfestigkeit f_{vk0} bei Ermittlung der Schubfestigkeit in Ansatz gebracht wird.

Wird die Haftscherfestigkeit f_{vk0} bei der Ermittlung der charakteristischen Schubfestigkeit für Reibungsversagen nach Gleichung (30) in Ansatz gebracht, ist bei Wandscheiben mit klaffender Fuge unter charakteristischen Lasten ($e_{w,k} > l/6$) zusätzlich die rechnerische Randdehnung $\varepsilon_R \leq 10^{-4}$ nachzuweisen:

$$\varepsilon_R = \frac{1}{E} \cdot \left[\frac{l}{l_{c,lin}} - 1 \right] \cdot \sigma_D \leq 10^{-4} \quad (33)$$

DIN EN 1996-1-1/NA:2019, NCI zu 7.2 (NA.10)

mit:

- E Elastizitätsmodul
für Ziegelmauerwerk kann $E = 1100 \cdot f_k$ angenommen werden
- l Wandlänge
- $l_{c,lin}$ nach Gleichung (27)
- σ_D Vorhandene Druckspannung

$$\sigma_D = \frac{2 \cdot N_{Ek}}{A_{c,lin}} = \frac{2 \cdot N_{Ek}}{l_{c,lin} \cdot t} \quad (34)$$

- N_{Ek} Einwirkende Normalkraft in der charakteristischen Bemessungssituation
- t Wanddicke

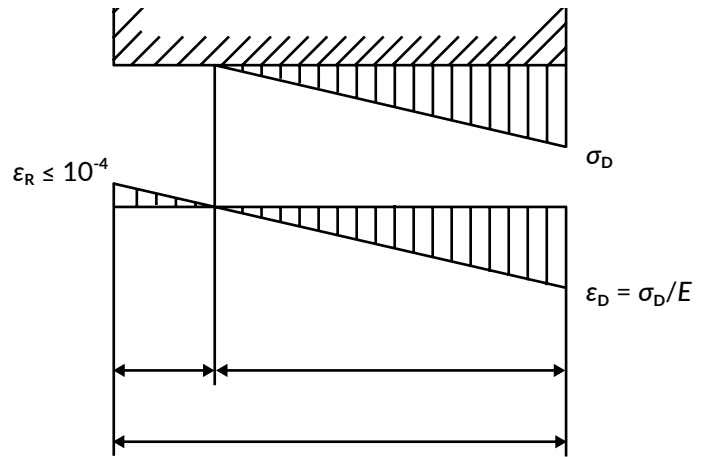


Bild 2: Spannungs- und Dehnungsverteilung bei exzentrisch belasteten Querschnitten

6.4 Nachweis der Biegedrucktragfähigkeit

Bei querkraftbeanspruchten Wandscheiben ist stets auch der Biegedrucknachweis um die starke Achse unter Berücksichtigung der Lastkombination $\max M \oplus \min N$ (in der Regel am Wandfuß) zu führen:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (35)$$

DIN EN 1996-3:2010, Abschnitt 4.2.2.1, Glg. (4.3)

mit:

- N_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft
- N_{Rd} Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft

$$N_{Rd} = A \cdot f_d \cdot \Phi_y \quad (36)$$

DIN EN 1996-3:2010, Abschnitt 4.2.2.2, Glg. (4.4)

- A = $l \cdot t$ Bruttoquerschnittsfläche des nachzuweisenden Wandabschnittes
- f_d Bemessungswert der Druckfestigkeit des Mauerwerks nach Gleichung (12)
- Φ_y Abminderungsbeiwert (um die starke Achse):

$$\Phi_y = 1 - 2 \cdot \frac{e_w}{l} \quad (37)$$

DIN EN 1996-1-1/NA:2019, Abschnitt NCI zu 6.1.2.2, Glg. (NA.14)

e_w Exzentrizität der einwirkenden Normalkraft in Wandlängsrichtung

6.5 Kombinierte Beanspruchung

Bei einer kombinierten Beanspruchung aus Biegung um die starke und um die schwache Achse ist zusätzlich ein Biegedrucknachweis (Knicknachweis) in halber Wandhöhe zu führen. Vereinfachend dürfen die Abminderungsbeiwerte für beide Achsen multiplikativ zur Ermittlung von N_{Rd} kombiniert werden:

$$N_{Rd, mitte} = A \cdot f_d \cdot \Phi_x \cdot \Phi_{y, mitte} \quad (38)$$

mit:

Φ_x Abminderungsbeiwert in Wandmitte für Biegung um die schwache Achse ($\Phi_x = \Phi_2$ nach Gleichung (19))

$\Phi_{y, mitte}$ Abminderungsbeiwert in Wandhöhenmitte für Biegung um die starke Achse

$$\Phi_{y, mitte} = 1 - 2 \cdot \frac{e_{w, mitte}}{l} \quad (39)$$

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen (abZ) / allgemeine Bauartgenehmigungen (aBG) können weitere Regelungen beinhalten.

6.6 Beispiel

Beispiel 4 Innenwand aus Beispiel 3 als Aussteifungswand

PHLzB 12 mit Dünnbettmörtel

→ $f_k = 4,7 \text{ N/mm}^2$ (siehe Tabelle 5)

→ $f_{vk0} = 0,22 \text{ N/mm}^2$ (siehe Tabelle 9)

→ $f_{st} = 15,0 \text{ N/mm}^2$ (siehe Tabelle 10)

Stoßfugen unvermörtelt

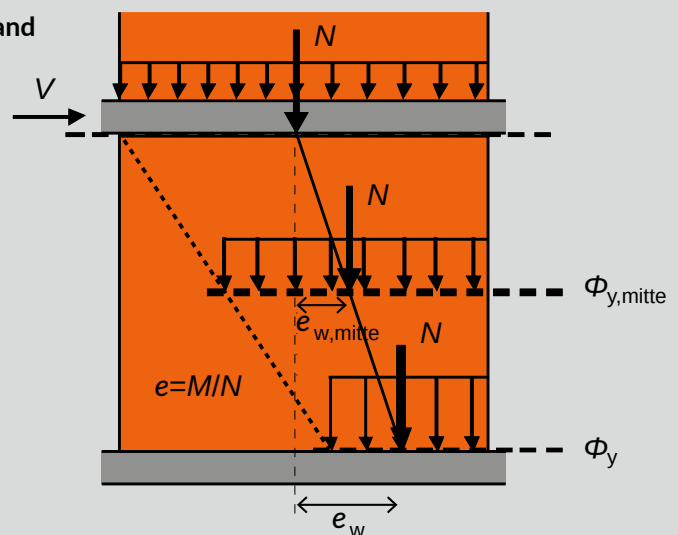
Wandlänge $l = 3,0 \text{ m}$

Wanddicke $t = 0,24 \text{ m}$

lichte Geschosshöhe $h = 2,625 \text{ m}$

$n_{Gk} = 90 \text{ kN/m}$

$V_{Qk} = 60 \text{ kN}$ (aus Wind)



Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

$$e_w = \frac{\max M_{Ed}}{\min N_{Ed}} = \frac{1,5 \cdot V_{Qk} \cdot h}{1,0 \cdot l \cdot n_{Gk}} = \frac{1,5 \cdot 60 \cdot 2,625}{1,0 \cdot 3,0 \cdot 90} = 0,875 \text{ m}$$

$$l_{c,lin} = \frac{3}{2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_w}{l} \right) \cdot l = \frac{3}{2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{0,875}{3,0} \right) \cdot 3,0 = 1,875 \text{ m} < 3,0 = l$$

$$l_{cal} = \min \left(\begin{array}{l} 1,125 \cdot l = 1,125 \cdot 3,0 = 3,38 \\ 1,333 \cdot l_{c,lin} = 1,333 \cdot 1,875 = 2,50 \end{array} \right) = 2,50 \text{ m}$$

$$\sigma_{Dd} = \frac{\min N_{Ed}}{l_{c,lin} \cdot t} = \frac{1,0 \cdot 3 \cdot 90}{1,875 \cdot 0,24} = 600 \text{ kN/m}^2 = 0,60 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{vlt} = f_{vk} = \min \left(\begin{array}{l} 0,5 \cdot 0,22 + 0,4 \cdot 0,60 = 0,35 \\ 0,45 \cdot 0,026 \cdot 15 \cdot \sqrt{1 + \frac{0,60}{0,026 \cdot 15}} = 0,28 \end{array} \right) = 0,28 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{h}{l} = \frac{2,625}{3,0} = 0,88 < 1,0 \Rightarrow c = 1,0$$

$$V_{Rdt} = l_{cal} \cdot \frac{f_{vlt}}{\gamma_M} \cdot \frac{t}{c} = 2,50 \cdot \frac{0,28}{1,5} \cdot \frac{0,24}{1,0} = 0,112 \text{ MN} = 112 \text{ kN}$$

$$\text{Nachweis: } V_{Ed} = 1,5 \cdot 60,0 = 90,0 \text{ kN} < 112 \text{ kN} = V_{Rdt}$$

Nachweis der Randdehnung

Da beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit die Haftscherfestigkeit f_{vk0} rechnerisch in Ansatz gebracht wurde, ist ein Nachweis der Randdehnung unter charakteristischen Lasten erforderlich.

$$e_{w,k} = \frac{1,0 \cdot V_{Qk} \cdot h}{1,0 \cdot l \cdot n_{Gk}} = \frac{1,0 \cdot 60 \cdot 2,625}{1,0 \cdot 3,0 \cdot 90} = 0,58 \text{ m} > 0,5 \text{ m} = \frac{l}{6} \text{ (Querschnitt gerissen)}$$

$$l_{c,lin} = \frac{3}{2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{w,k}}{l} \right) \cdot l = \frac{3}{2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{0,58}{3,0} \right) \cdot 3,0 = 2,76 \text{ m}$$

$$\sigma_{Dd} = \frac{2 \cdot N_{Ek}}{l_{c,lin} \cdot t} = \frac{2 \cdot 1,0 \cdot 3 \cdot 90}{2,76 \cdot 0,24} = 0,815 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Nachweis: } \varepsilon_R = \frac{1}{E} \cdot \left[\frac{l}{l_{c,lin}} - 1 \right] \cdot \sigma_D = \frac{1}{1100 \cdot 4,7} \cdot \left[\frac{3}{2,76} - 1 \right] \cdot 0,815 = 0,000014 \leq 10^{-4}$$

Nachweis der Biegetragfähigkeit um die starke Achse (am Wandfuß)

$$\Phi_y = 1 - 2 \cdot \frac{e_w}{l} = 1 - 2 \cdot \frac{0,875}{3} = 0,42$$

$$N_{Rd} = A \cdot \zeta \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} \cdot \Phi_y = 3,0 \cdot 0,24 \cdot 1,0 \cdot \frac{4,7}{1,5} \cdot 0,42 = 948 \text{ kN} \quad (\zeta = 1,0, \text{ da Wind kurzzeitig einwirkt})$$

$$\text{Nachweis: } \min N_{Ed} = 1,0 \cdot 3,0 \cdot 90,0 = 270 \text{ kN} < 948 \text{ kN} = N_{Rd}$$

Nachweis der kombinierten Beanspruchung (in Wandhöhenmitte)

$$e_{w,mitte} = \frac{\max M_{Ed}}{\min N_{Ed}} = \frac{1,5 \cdot V_{Qk} \cdot h}{1,0 \cdot l \cdot n_{Gk}} = \frac{1,5 \cdot 60 \cdot 2,625/2}{1,0 \cdot 3,0 \cdot 90} = 0,44 \text{ m}$$

$$\Phi_x = \Phi_2 = 0,74 \text{ (vgl. Beispiel 3)}$$

$$\Phi_{y,mitte} = 1 - 2 \cdot \frac{e_{w,mitte}}{l} = 1 - 2 \cdot \frac{0,44}{3} = 0,71$$

$$N_{Rd,mitte} = A \cdot \zeta \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} \cdot \Phi_y \cdot \Phi_{y,mitte} = 3,0 \cdot 0,24 \cdot 1,0 \cdot \frac{4,7}{1,5} \cdot 0,74 \cdot 0,71 = 1,185 \text{ MN} = 1185 \text{ kN}$$

$$\text{Nachweis: } \min N_{Ed} = 1,0 \cdot 3,0 \cdot 90,0 = 270 \text{ kN} < 1185 \text{ kN} = N_{Rd,mitte}$$

7 Bemessung im Brandfall nach DIN EN 1996-1-2/NA

7.1 Allgemeines

Die Widerstandsfähigkeit von Bauteilen gegen eine Brandbeanspruchung wird durch die Feuerwiderstandsklasse gekennzeichnet. Sie gibt die Minstdauer in Minuten an, die ein Bauteil einer Brandbeanspruchung standhält. Die Einstufung von Baustoffen bzw. Bauteilen in Feuerwiderstandsklassen erfolgt nach DIN EN 1996-1-2/NA oder

nach allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ) / allgemeinen Bauartgenehmigungen (aBG) mit Hilfe der dort gegebenen Tabellen. Neben weiteren Einflussfaktoren ist für die entsprechende Einstufung einer Wand insbesondere deren statische Ausnutzung bzw. die vorhandene Auflast von besonderer Bedeutung.

7.2 Ausnutzungsfaktoren im Brandfall

In DIN EN 1996-1-2/NA und in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ) / allgemeinen Bauartgenehmigungen (aBG) sind für Mauerwerk drei verschiedene Ausnutzungsfaktoren geregelt, deren Definitionen in Tabelle 11 zusammengestellt sind. Im Gegensatz zu einer Bemessung nach DIN 1053-1 beträgt der Wert für die volle Ausnutzung nach DIN EN 1996-1-2/NA nicht mehr 1,0, sondern maximal 0,7, da der Bemessungswert der Einwirkung im Brandfall $N_{Ed,fi}$ gegenüber dem Bemessungswert der Einwirkung bei der „kalten“ Bemessung N_{Ed} mit dem Abminderungsbeiwert η_{fi} abgemindert wird:

$$N_{Ed,fi} = \eta_{fi} \cdot N_{Ed} \quad (40)$$

DIN EN 1996-1-2/NA:2013, NDP zu 4.5(3) Glg. (NA.4)

Der Abminderungsbeiwert η_{fi} ist abhängig vom Verhältnis veränderlicher Lasten zu ständigen Lasten im Gebäude und wird in DIN EN 1996-1-2/NA auf der sicheren Seite liegend zu maximal 0,7 angesetzt. Er kann aber auch mit Gleichung (41) genauer berechnet werden.

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{1,1} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (41)$$

DIN EN 1996-1-2:2011, Abschnitt 2.4.2 (3), Glg. (2.5)

mit:

- $Q_{k,1}$ maßgebende veränderliche Last
- G_k charakteristischer Wert für ständige Lasten
- γ_G Teilsicherheitsbeiwert für ständige Lasten
- $\gamma_{Q,1}$ Teilsicherheitsbeiwert für die veränderliche Last 1
- ψ_{fi} Kombinationsbeiwert für häufige Werte, entweder $\psi_{1,1}$ oder $\psi_{2,1}$

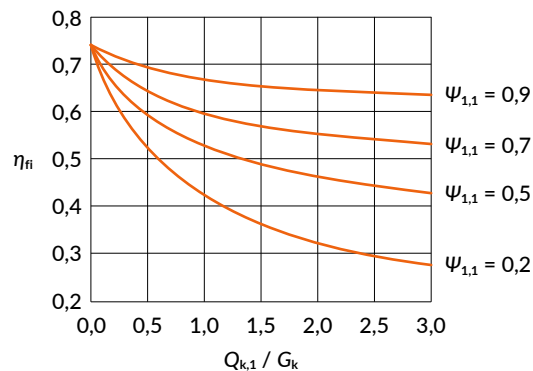


Bild 3: Abminderungsbeiwert η_{fi} in Abhängigkeit vom Verhältniswert $Q_{k,1} / G_k$ aus DIN EN 1996-1-2, Abschnitt 2.4.2

Für übliche Verhältnisse zwischen veränderlichen und ständigen Lasten $Q_{k,1} / G_k = 0,5$ beträgt $\eta_{fi} = 0,6$.

Tabelle 11 Definition der Ausnutzungsfaktoren

Ausnutzungsfaktor	Definition	Erläuterung
α_2	$\alpha_2 = 1,0$ entspricht der vollen Tragfähigkeit bei einer Bemessung nach dem vereinfachten Berechnungsverfahren von DIN 1053-1.	Der Wert wird in DIN 4102-4 und in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ) / allgemeiner Bauartgenehmigung (aBG) bei Bemessung nach DIN 1053-1 verwendet.
$\alpha_{6,fi}$	$\alpha_{6,fi} = 0,7$ entspricht der im Brandfall maximal zulässigen Beanspruchung eines Mauerwerksbauteils bei einer Bemessung nach DIN EN 1996/NA.	Die maximal zulässige Beanspruchung entspricht in der Regel der vollen Tragfähigkeit bei einer Bemessung nach dem vereinfachten Berechnungsverfahren der DIN 1053-1. Der Wert wird in DIN EN 1996-1-2/NA für Mauerwerk aus Mauerziegeln mit Normal- und Leichtmörtel verwendet.
α_{fi}	$\alpha_{fi} = 0,7$ entspricht der vollen Tragfähigkeit bei einer Bemessung nach DIN EN 1996-1-1/NA bzw. nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung (abZ) / allgemeiner Bauartgenehmigung (aBG) mit den Bemessungsregeln nach DIN EN 1996-1-1/NA.	Der Wert wird in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ) / allgemeinen Bauartgenehmigungen (aBG) sowie in DIN EN 1996-1-2/NA A1 für Planhochlochziegel mit Dünnbettmörtel verwendet.

7.2.1 Ausnutzungsfaktor $\alpha_{6,fi}$

In DIN EN 1996-1-2/NA wird für Mauerziegel in Verbindung mit Normal- oder Leichtmauermörtel der Ausnutzungsfaktor $\alpha_{6,fi}$ verwendet.

Die Definition eines neuen Ausnutzungsfaktors $\alpha_{6,fi}$ als Ersatz für den aus DIN 4102-4 bekannten Ausnutzungsfaktor α_2 wurde erforderlich, da die umfangreichen Tabellenwerte in DIN 4102-4 ohne neue Versuche nicht ohne Weiteres auf eine Bemessung nach DIN EN 1996-1-1/NA übertragen werden konnten.

Der Ausnutzungsfaktor $\alpha_{6,fi}$ berücksichtigt, dass die maximal zulässigen Normalkräfte bei einer Bemessung nach DIN EN 1996/NA größer oder kleiner sein können als bei einer Bemessung nach dem vereinfachten Berechnungsverfahren von DIN 1053-1. Dies ergibt sich im Wesentlichen aus der neu definierten Berechnung der

Tragfähigkeit für den Versagensfall Knicken sowie aufgrund der neu festgelegten charakteristischen Druckfestigkeit von Mauerwerk f_k .

Der Ausnutzungsfaktor $\alpha_{6,fi}$ ermittelt sich wie folgt:

$$\alpha_{6,fi} = \omega \cdot \frac{15}{25 - \frac{h_{ef}}{t}} \cdot \frac{N_{Ed,fi}}{l \cdot t \cdot \frac{f_k}{k_0} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{mk,fi}}{t}\right)} \leq 0,7 \quad (42)$$

$$\text{für } 10 \leq \frac{h_{ef}}{t} \leq 25$$

DIN EN 1996-1-2/NA:2013, NDP zu 4.5(3), Glg. (NA.1)

$$\alpha_{6,fi} = \omega \cdot \frac{N_{Ed,fi}}{l \cdot t \cdot \frac{f_k}{k_0} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{mk,fi}}{t}\right)} \leq 0,7 \quad (43)$$

für $\frac{h_{ef}}{t} < 10$

DIN EN 1996-1-2/NA:2013, NDP zu 4.5(3), Glg. (NA.2)

mit:

ω Anpassungsfaktor der Mauerwerkskenngrößen an die verschiedenen Steinarten (Stein-Mörtel-Kombinationen) auf der Grundlage von Brandprüfungen, siehe Tabelle 12

h_{ef} Knicklänge der Wand

t Wanddicke

$N_{Ed,fi}$ Bemessungswert der Normalkraft (Einwirkung) im Brandfall nach Gleichung (40)

l Wandlänge

f_k charakteristische Druckfestigkeit des Mauerwerks

$k_0 = 1,25$ für Wandquerschnitte $< 0,1 \text{ m}^2$

$= 1,00$ für Wandquerschnitte $\geq 0,1 \text{ m}^2$

$e_{mk,fi}$ planmäßige Ausmitte von $N_{Ed,fi}$ in halber Geschosshöhe

Bei Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden dürfen in den Gleichungen (42) und (43) folgende Vereinfachungen vorgenommen werden:

bei vollaufliegenden Decken ($a/t = 1,0$):

$$\left(1 - 2 \cdot \frac{e_{mk,fi}}{t}\right) = 1,0$$

bei teilaufliegenden Decken ($a/t < 1,0$):

$$\left(1 - 2 \cdot \frac{e_{mk,fi}}{t}\right) = a/t$$

Tabelle 12 Anpassungsfaktor ω in Abhängigkeit der verwendeten Stein-Mörtel-Kombination und zugehörige Tabellen zur Einstufung in eine Feuerwiderstandsklasse

Mauerziegel nach DIN EN 771-1 in Verbindung mit DIN 20000-401 sowie DIN 105-100	Mörtel		zugehörige Tabelle in DIN EN 1996-1-1/NA bzw. DIN EN 1996-3/NA	ω [-]
Hochlochziegel HLzA, HLzB, HLzE Mauertafelziegel T1	M 2,5 M 5	(NM II) (NM IIa)	NA.4 NA.D.1	2,2
Hochlochziegel HLzW, Mauertafelziegel T2, T3, T4	M 10 M 20	(NM III) (NM IIIa)	NA.5 NA.D.2	1,8
Vollziegel Mz	M 2,5	(NM II)	NA.6 NA.D.3	3,3
	M 5	(NM IIa)		3,0
	M 10 M 20	(NM III) (NM IIIa)		2,6
Mauerziegel	M 5	(LM)	NA.8 NA.D.5	2,2

7.2.2 Ausnutzungsfaktor α_{fi}

In allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ)/allgemeinen Bauartgenehmigungen (aBG) sowie in DIN EN 1996-1-2/NA Änderung A1 für Planhochlochziegel mit Dünnbettmörtel wird der Ausnutzungsfaktor α_{fi} verwendet.

$$\alpha_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}} \quad (44)$$

DIN EN 1996-1-2/NA:2013, NDP zu 4.5(3), Glg. (NA.3)

mit:

$N_{Ed,fi}$ Bemessungswert der Normalkraft (Einwirkung) im Brandfall nach Gleichung (40)

N_{Rd} Bemessungswert des vertikalen Tragwiderstandes im Brandfall

Der Widerstand $N_{Rd(fi)}$ im Brandfall wird im Gegensatz zur Kaltbemessung mit einem Dauerstandsfaktor $\zeta = 1,0$ ermittelt, da der Brandfall eine kurzzeitige Beanspruchung darstellt [15]. Damit gilt:

$$N_{Rd,fi} = \frac{1}{0,85} \cdot N_{Rd} = 1,176 N_{Rd} \quad (45)$$

Für übliche Lastkombinationen im Hochbau (Annahme: Verhältnis $Q_{k,1}/G_k = 0,5$ und damit $\eta_{fi} = 0,6$) beträgt der Ausnutzungsfaktor α_{fi} für die volle „kalte“ Tragfähigkeit nach DIN EN 1996-1-1/NA ($N_{Ed} = N_{Rd}$) damit

$$\alpha_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd,fi}} = \frac{0,6 \cdot N_{Ed}}{1,176 \cdot N_{Rd}} = 0,51 \quad (46)$$

Die erforderliche Wanddicke zur Einstufung in eine Feuerwiderstandsklasse kann bei Anwendung des Faktors α_{fi} direkt den Tabellen in DIN EN 1996-1-2/NA bzw. in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ)/allgemeinen Bauartgenehmigungen (aBG) entnommen werden.

7.3 Beispiele

Beispiel 5 Zweischalige Außenwand aus Beispiel 2

HLzB 12 mit Normalmauermörtel M 5 (NM IIa) → $f_k = 5,0 \text{ N/mm}^2$ (siehe Tabelle 5)

Geforderte Feuerwiderstandsklasse: REI 90 (feuerbeständig)

Rohdichteklasse 1,2

Wanddicke $t = 0,24 \text{ m}$

Auflagertiefe $a = 0,24 \text{ m}$ $\frac{a}{t} = 1,0$

$N_{Ed} = 259 \text{ kN/m}$

$h_{ef} = 2,36 \text{ m}$

$\frac{h_{ef}}{t} = \frac{2,36}{0,24} = 9,83$

$$\alpha_{6,fi} = \omega \cdot \frac{N_{Ed,fi}}{l \cdot t \cdot \frac{f_k}{k_0} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{mk,fi}}{t}\right)} = 2,2 \cdot \frac{0,7 \cdot 0,259}{1,0 \cdot 0,24 \cdot \frac{5,0}{1,0} \cdot (1,0)} = 0,33 \leq 0,42$$

Da bei zweischaligen Außenwänden nur die tragende innere Schale brandschutztechnisch beurteilt wird, erfolgt die Klassifizierung der inneren Schale als tragende, raumabschließende einschalige Wand gemäß Tabelle NA.B.1.2 von DIN EN 1996-1-2/NA.

Die nichttragende Außenschale schützt die innere Schale bei Brandbeanspruchung von außen. Daher darf sie gemäß NCI zu 4.2 „Innen- und Außenputze“ wie eine Putzschicht angesetzt werden.

Für HLzB der Rohdichteklasse 1,2 mit $\alpha_{6,fi} \leq 0,42$ gilt DIN EN 1996-1-2/NA:2013, Tabelle NA.B.1.2, Zeile 1.2.

→ Erforderliche Mindestwanddicke für REI 90: $115 \text{ mm} < 240 \text{ mm} = t$

Nachweis: $t_{vorh} = 240 \text{ mm} > \min t (\text{REI 90}) = 115 \text{ mm}$

Nachweis erfüllt!

Beispiel 6 Monolithische Außenwand aus Beispiel 1

Hochwärmedämmender Planziegel mit Dünnbettmörtel nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung (abZ) mit $f_k = 3,0 \text{ N/mm}^2$

Geforderte Feuerwiderstandsklasse: REI 90 (feuerbeständig)

Rohdichteklasse 0,80

Wanddicke $t = 0,365 \text{ m}$

Auflagertiefe $a = 0,245 \text{ m}$ $\frac{a}{t} = 0,67 > 0,45 = \min t$

$N_{Ed} = 259 \text{ kN/m}$

$N_{Rd,fi} = 1,176 \cdot 319 = 375 \text{ kN/m}$

Verhältnis $Q_{k,1} / G_k = 0,5$; aus Bild 3 folgt $\eta_{fi} = 0,6$

$$\alpha_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd,fi}} = \frac{0,6 \cdot 259}{375} = 0,41$$

Erforderliche Mindestwanddicke für eine tragende, raumabschließende Wand (einseitige Brandbeanspruchung) REI90 nach abZ: 300 mm mit max. $\alpha_{fi} \leq 0,59$

Vorhanden $t = 365 \text{ mm}$ mit $\alpha_{fi} = 0,41$

Nachweis: 1. $t_{vorh} = 365 \text{ mm} > \min t \text{ (F 90)} = 300 \text{ mm}$
 2. Vorh. $\alpha_{fi} = 0,41 < \max. \alpha_{fi} = 0,59$

Nachweis erfüllt!

7.4 Hinweise zu Putzen

Als brandschutztechnisch wirksame Putze sind auch in DIN EN 1996-1-2 die „Nachfolger“ der bereits in DIN 4102-4, Abschnitt 4.5.2.10 entsprechend bewerteten Leichtputze nach DIN 18550-4 bzw. gipshaltige Putze (Mörtelgruppe P IV) nach DIN 18550-2 genannt.

Nach DIN EN 1996-1-2 sind Gipsputzmörtel nach DIN EN 13279-1 oder Leichtputzmörtel LW oder T nach DIN EN 998-1 brandschutztechnisch wirksam.

Auf Ziegelmauerwerk wurden gute Ergebnisse in aktuellen Versuchen auch mit Kalk-Innenputzen GP CS II nach DIN EN 998-1 erzielt.

8 Vereinfachter Nachweis von Kelleraußenwänden

8.1 Allgemeines

Bei Kelleraußenwänden kann nach DIN EN 1996-3/NA ein genauerer rechnerischer Nachweis auf Erddruck entfallen, wenn die nachfolgenden Bedingungen erfüllt sind und der Bemessungswert der Wandnormalkraft innerhalb bestimmter Grenzen liegt:

- Wanddicke $t \geq 240 \text{ mm}$
- lichte Höhe der Kellerwand $h \leq 2,60 \text{ m}$
- Kellerdecke wirkt als Scheibe und kann die aus dem Erddruck entstehenden Kräfte aufnehmen.
- Im Einflussbereich des Erddruckes auf die Kellerwand beträgt der charakteristische Wert q_k der Verkehrslast auf der Geländeoberfläche nicht mehr als 5 kN/m^2 .
- Geländeoberfläche steigt nicht an
- Anschütthöhe h_e ist nicht größer als $1,15 \cdot h$
- keine Einzellast größer als 15 kN im Abstand von weniger als $1,5 \text{ m}$ zur Kellerwand vorhanden
- kein hydrostatischer Druck vorhanden (z. B. durch drückendes Wasser)
- Die waagerechte Abdichtung (Querschnittsabdichtung) unter der Wand besteht aus besandeter Bitumendachbahn R500 nach DIN EN 13969 in Verbindung mit DIN V 20000-202, mineralischer Dichtungsschlämme nach DIN 18533 oder Material mit mindestens gleichwertigem Reibungsverhalten.

Weiterhin ist sicherzustellen, dass bei der Verfüllung und Verdichtung des Arbeitsraumes nur nichtbindiger Boden nach DIN 1054 [16] und nur Rüttelplatten oder Stampfer mit folgenden Eigenschaften zum Einsatz kommen:

- Breite des Verdichtungsgerätes $\leq 50 \text{ cm}$
- Wirtiefe $\leq 35 \text{ cm}$
- Gewicht $\leq 100 \text{ kg}$ bzw. Zentrifugalkräfte $\leq 15 \text{ kN}$

Wenn alle Bedingungen eingehalten sind, muss der Bemessungswert der jeweils maßgebenden Wandnormalkraft N_{Ed} in halber Höhe der Anschüttung innerhalb folgender Grenzen liegen:

$$N_{Ed, \max} \leq N_{Rd} = \frac{t \cdot b \cdot f_d}{3} \quad (47)$$

DIN EN 1996-3:2010, Abschnitt 4.5 (2), Glg. (4.11)

$$N_{Ed, \min} \geq N_{lim, d} = \frac{\rho_e \cdot h \cdot h_e^2 \cdot b}{t \cdot \beta} \quad (48)$$

DIN EN 1996-3:2010, Abschnitt 4.5 (2), Glg. (4.12)

mit:

N_{Ed} Bemessungswert der Wandnormalkraft aus dem Lastfall max N bzw. min N in halber Anschütthöhe

N_{Rd} oberer Grenzwert der Wandnormalkraft

$N_{lim, d}$ unterer Grenzwert der Wandnormalkraft

t Wanddicke

b Wandlänge (Wandbreite)

f_d Bemessungswert der Druckfestigkeit des Mauerwerks nach Gleichung (12)

ρ_e Wichte der Anschüttung

h lichte Wandhöhe

h_e Höhe der Anschüttung

β Beiwert zur Berücksichtigung einer horizontalen Tragwirkung

$\beta = 20$ für $b_c \geq 2 \cdot h$ (nur vertikaler Lastabtrag)

$\beta = 60 - 20 \cdot b_c / h$ für $h < b_c < 2 \cdot h$

$\beta = 40$ für $b_c \leq h$

b_c horizontaler Abstand zwischen aussteifenden Querwänden oder anderen aussteifenden Elementen

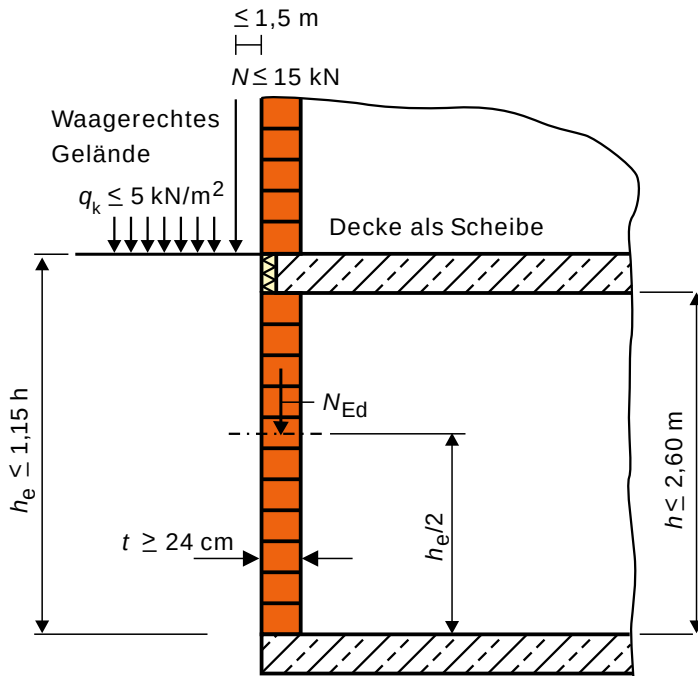


Bild 4: Randbedingungen für den vereinfachten Nachweis einer Kelleraußenwand

Tabelle 13 Minimale Auflast $N_{lim,d}$ in kN/m für Kelleraußenwände bei Auswertung von Gleichung (48) Randbedingungen: $h = 2,5 \text{ m}$, $\rho_e = 1800 \text{ kg/m}^3$, $b_c \geq 2 \cdot h$ (nur vertikaler Lastabtrag)					
Wanddicke t [mm]	Höhe der Anschüttung h_e [m]				
	1,0	1,5	2,0	2,5	2,875
240	9	21	38	59	77
300	8	17	30	47	62
365	6	14	25	39	51
425	5	12	21	33	44
490	5	10	18	29	38

Zwischenwerte sind linear zu interpolieren.
Zu beachten ist, dass den Randbedingungen der Gleichung (48) ein Erddruckbeiwert von 0,33 zugrunde liegt.

8.2 Beispiel

Beispiel 7 Kelleraußenwand

HLzB 12 mit Normalmauermörtel M 5 (NM IIa) $\rightarrow f_k = 5,0 \text{ N/mm}^2$ (siehe Tabelle 5)

lichte Geschosshöhe $h = 2,50 \text{ m}$
 Anschütthöhe $h_e = 2,68 \text{ m} < 2,875 \text{ m} = 1,15 \cdot h$
 Wanddicke $t = 0,365 \text{ m} > 0,24 \text{ m}$
 Wichte Anschüttung $\rho_e = 18 \text{ kN/m}^3$
 Kein Horizontaler Lastabtrag $\rightarrow \beta = 20$
 Verkehrslast auf Gelände $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2 \leq 5,0 \text{ kN/m}^2$

$$N_{Ed,min} = 72,5 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed,max} = 121,0 \text{ kN/m}$$

$$f_d = \zeta \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} = 0,85 \cdot \frac{5,0}{1,5} = 2,83 \text{ N/mm}^2$$

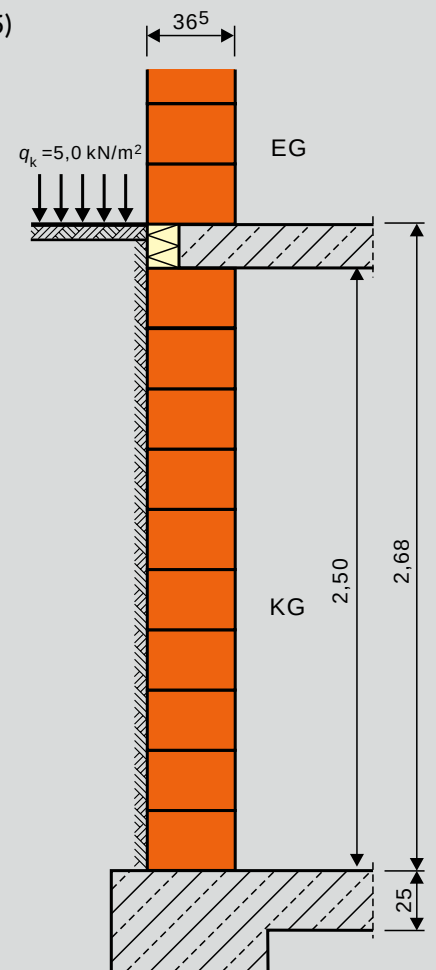
$$N_{Rd} = \frac{t \cdot b \cdot f_d}{3} = \frac{0,365 \cdot 1,0 \cdot 2,83}{3} = 0,344 \text{ MN/m} = 344 \text{ kN/m}$$

$$N_{lim,d} = \frac{\rho_e \cdot h \cdot h_e^2 \cdot b}{t \cdot \beta} = \frac{18 \cdot 2,5 \cdot 2,68^2 \cdot 1,0}{0,365 \cdot 20} = 44 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nachweis 1: } N_{Ed,max} = 121 \text{ kN/m} < 344 \text{ kN/m} = N_{Rd}$$

$$\text{Nachweis 2: } N_{Ed,min} = 72,5 \text{ kN/m} > 44 \text{ kN/m} = N_{lim,d}$$

Nachweis erfüllt!



9 Nichttragende Außenwände

Vorwiegend windbelastete nichttragende Außenwände (Ausfachungsflächen) können bis zu einer Höhe von 20 m ohne gesonderten statischen Nachweis ausgeführt werden, wenn

- sie vierseitig gehalten sind (z. B. durch Verzahnung, Versatz oder Anker)
- das planmäßige Überbindemaß $l_{oi} \geq 0,4 \cdot h_u$ (h_u = Ziegelhöhe) ist
- die Ausführung mit Normalmörtel M 5 (NM IIa), M 10 (NM III), M 20 (NM IIIa) oder Dünnbettmörtel erfolgt
- sie den Bedingungen nach Tabelle 14 genügen.

Tabelle 14

Größte zulässige Werte der Ausfachungsflächen in m² von nichttragenden Außenwänden ohne rechnerischen Nachweis nach DIN EN 1996-3/NA, Tabelle NA.C.1

Wanddicke [mm]	Höhe über Gelände			
	0 bis 8 m		8 bis 20 m ¹⁾	
	Seitenverhältnis ²⁾		Seitenverhältnis ²⁾	
	$h_i / l_i = 1,0$	$h_i / l_i \geq 2,0$ oder $h_i / l_i \leq 0,5$	$h_i / l_i = 1,0$	$h_i / l_i \geq 2,0$ oder $h_i / l_i \leq 0,5$
115	12 (16) ³⁾	8 (10,6) ³⁾	–	–
150			8 (10,6) ³⁾	5 (6,3) ³⁾
175	20	14	13	9
240	36	25	23	16
≥ 300	50	33	35	23

¹⁾ In Windlastzone 4 sind die angegebenen Werte für Höhen zwischen 8 und 20 m nur im Binnenland zulässig.

²⁾ h_i = Höhe der Ausfachungsfläche; l_i = Länge der Ausfachungsfläche; Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden

³⁾ Werte in Klammern gelten für Ziegel der Festigkeitsklassen ≥ 12

Für nichttragende innere Trennwände, die nicht rechtwinklig zur Wandfläche beansprucht werden, ist DIN 4103-1 [17] maßgebend.

10 Ausführung von Ziegelmauerwerk nach DIN EN 1996-2/NA und DIN EN 1996-1-1/NA

10.1 Allgemeines

Die Ausführungsregeln für Mauerwerk sind u. a. in den Nationalen Anhängen der Normenreihe DIN EN 1996 angegeben. Bemessungsrelevante Anforderungen enthält vor allem der Abschnitt 8 „Bauliche Durchbildung“ der DIN EN 1996-1-1/NA, allgemeine Ausführungsregeln die DIN EN 1996-2/NA. Nachfolgend werden die wichtigsten Aspekte kurz zusammengefasst.

Sofern aus Gründen der Standsicherheit, der Bauphysik oder des Brandschutzes nicht größere Dicken erforderlich sind, beträgt die Mindestwanddicke für tragendes Mauerwerk:

$$t_{\min} = 115 \text{ mm} \quad (49)$$

DIN EN 1996-1-1/NA:2019, NDP zu 8.1.2 (2)

Für das planmäßige Überbindemaß l_{ol} gilt für übliche Mauersteine mit Schichthöhen h_u bis 249 mm weiter die bisher bekannte Regel:

$$l_{ol} \geq 0,4 \cdot h_u \geq 45 \text{ mm} \quad (50)$$

DIN EN 1996-1-1/NA:2019, NCI zu 8.1.4.1

Bei Verwendung von Normalmauermörtel und Leichtmauermörtel soll die Lagerfugendicke in der Regel 12 mm betragen.

Bei Vermauerung mit Dünnbettmörtel gelten die folgenden Angaben aus dem Merkblatt ‚Mauerwerk mit Dünnbettmörtel‘ [18]. Demnach sind deckelnde Dünnbettmörtel für ein vollfugiges Auftragen besonders geeignet und gewährleisten ein durchgehendes Mörtelband. Der Frischmörtel wird in einer Dicke von 1 bis 3 mm auf die Lagerfläche der Steine aufgetragen. Die resultierende Fugendicke am fertigen Mauerwerk ist geringer als die Auftragsstärke. Die so ausgeführte Fuge gewährleistet einen kraftschlüssigen Verbund.

In Deutschland werden überwiegend Ziegel mit Nut-Feder-Systemen für die Verarbeitung ohne Stoßfugenvermörtelung angeboten. Diese Ziegel sind knirsch zu verlegen. Bei Stoßfugenbreiten > 5 mm müssen die Fugen beim Vermauern beidseitig an der Wandoberfläche mit einem geeigneten Mörtel verschlossen werden [vergleiche DIN EN 1996-1-1/NA, NCI zu 8.1.5 (NA.6)].

Der maximale horizontale Abstand zwischen Dehnungsfugen in nichttragendem Mauerwerk (z. B. Vormauerschalen) ist für Ziegelmauerwerk auf 12 m festgelegt [gemäß DIN EN 1996-2:2010, Abschnitt 2.3.4.2 (2), Anmerkung 1].

10.2 Ausbildung des Wand-Decken-Knotens bei monolithischem Ziegelmauerwerk

In DIN EN 1996/NA sind explizite Hinweise, wie die teilweise Auflagerung von Decken auf monolithischen Außenwänden bei der Bemessung zu berücksichtigen ist, angegeben.

Die Mindestauflagertiefe von Decken $a_{\min}$ beträgt nach DIN EN 1996-1-1/NA:

$$a_{\min} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{t}{3} + 40 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right. \quad (51)$$

DIN EN 1996-1-1/NA:2019, NCI zu 8.5.1.1 (NA.7)

Für eine 365 mm dicke Außenwand bedeutet dies:

$$\begin{aligned} a_{\min} &= \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{t}{3} + 40 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right. \\ \Rightarrow a_{\min} &= \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{365 \text{ mm}}{3} + 40 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right. = 162 \text{ mm} \\ \Rightarrow a_{\min} &= 162 \text{ mm} \end{aligned}$$

Bei Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden nach DIN EN 1996-3/NA beträgt die Mindestdeckenauf-lagertiefe für Mauerwerk grundsätzlich:

$$a_{\min} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \cdot t \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right. \quad (52)$$

DIN EN 1996-3/NA:2019, NCI zu 4.2.1.1 (NA.8)

Für Mauerwerk mit einer Wanddicke $t = 365 \text{ mm}$ gilt:

$$a_{\min} = 0,45 \cdot t \quad (53)$$

DIN EN 1996-3/NA:2019, NCI zu 4.2.1.1 (NA.8)

Bei Anwendung des stark vereinfachten Nachweises für unbewehrte Mauerwerkswände bei Gebäuden mit höchstens drei Geschossen nach DIN EN 1996-3/NA, NCI zu Anhang A gilt bei teilaufliegenden Decken eine Mindestwanddicke $t \geq 365 \text{ mm}$. Für die Mindestdeckenauf-lagertiefe gilt:

$$a_{\min} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \cdot t \\ 85 \text{ mm} \end{array} \right. \quad (54)$$

DIN EN 1996-3:2010, Anhang A, A.1 (1)

Generell gilt, dass unter den Aspekten Statik, Schallschutz und Brandschutz möglichst große bezogene Deckenauf-lagertiefen a/t zu empfehlen sind. In [19] werden die bauphysikalischen, statischen und konstruktiven Aspekte des Details „Außenwand-Decken-Knoten“ analysiert und eine bezogene Deckenauf-lagertiefe von

$$a_{\min} \geq \frac{2}{3} \cdot t \quad (55)$$

empfohlen.

Gemäß DIN 4108, Beiblatt 2:2019-06 [20] sind für monolithische Außenwände mit einer Wärmeleitfähigkeit $\lambda \leq 0,14 \text{ [W/(m} \cdot \text{K)]}$ auch größere Deckenauf-lagertiefen zulässig. Voraussetzung ist, dass eine Stirndämmung der Wärmeleitfähigkeit von $\lambda \leq 0,035 \text{ [W/(m} \cdot \text{K)]}$ von mindestens 50 mm verbleibt. Beispielsweise kann bei einer Außenwand mit einer Dicke von $a = 365 \text{ mm}$ das Deckenauf-lager auf 285 mm erhöht werden. Dieses entspricht einem Verhältnis $a/t = 0,78$.

Mit den im Bild 5 gezeigten Details lassen sich alle an den Außenwand-Decken-Knoten gestellten Anforderungen problemlos erfüllen. Zur Sicherstellung eines homogenen Putzgrundes kann eine Ziegelschale an der Außenseite angeordnet werden (Bild 5, rechts). Bei Verzicht auf eine Ziegelschale ist bei den Verputzarbeiten der Materialwechsel im Putzgrund nach den allgemeinen anerkannten Regeln der Technik zu berücksichtigen (siehe z. B. [21], [22]).

Es ist darauf zu achten, dass die Stirndämmung eine mögliche Verkürzung der Stahlbetondecke infolge Kriechens und Schwindens ausgleichen kann. Eine Verkrallung des Frischbetons mit der Stirndämmung ist konstruktiv zu verhindern.

Die Einlage einer besandeten Bitumenbahn R500 entkoppelt Verformungen der Stahlbetondecke von der Außenwand.

Ähnlich positive Erfahrungen liegen regional auch mit einer Mörtelabgleichsschicht am Wandkopf vor, auf die dann nach ausreichender Erhärtung Ort beton- oder Fertigteildecken aufgelegt werden können.

Die Trennschicht darf dabei jedoch nicht als Gleitlager wirken, da ansonsten die Aussteifung durch die Deckenscheibe nicht mehr gewährleistet ist.

Untersuchungen zur erforderlichen Auflast am Wandkopf, ab der eine Wirkung von Bitumenbahnen als Gleitlager nicht zu berücksichtigen ist, wurden in [23] durchgeführt.

Für übliche Auflagertiefen ist nach [23] eine Mindestauflast von 10 kN/m ausreichend, um ein Gleiten auf der Bitumenbahn R500 zu vermeiden.

Falls diese Auflasten nicht vorhanden sind, muss am Wandkopf ein Ringanker, vorzugsweise aus Ziegel-WU-Schalen, angeordnet werden.

Bei großen Deckenspannweiten bzw. geringen Auflasten in den obersten Geschossen reduziert ein Lastfreistreifen (weicher Randstreifen am raumseitigen Deckenauflegerand) die Exzentrizität und Kantenpressung. Ein 30 mm bis 50 mm breiter Weichfilzstreifen an der inneren Wandkante zur Vermeidung von Spannungsspitzen und Verbesserung der Lage der Lastresultierenden ist bei großen Deckenspannweiten über 6 m zu empfehlen (siehe hierzu auch [10]).

In dem folgenden Bild 5 ist die Lage eines Lastfreistreifens skizziert.

Aus ausführungstechnischen Gründen wird auch die Einlage einer Bitumenbahn oberhalb der Stahlbetondecke empfohlen, um ein unterschiedliches Ansteifen des Anlegemörtels zu vermeiden.

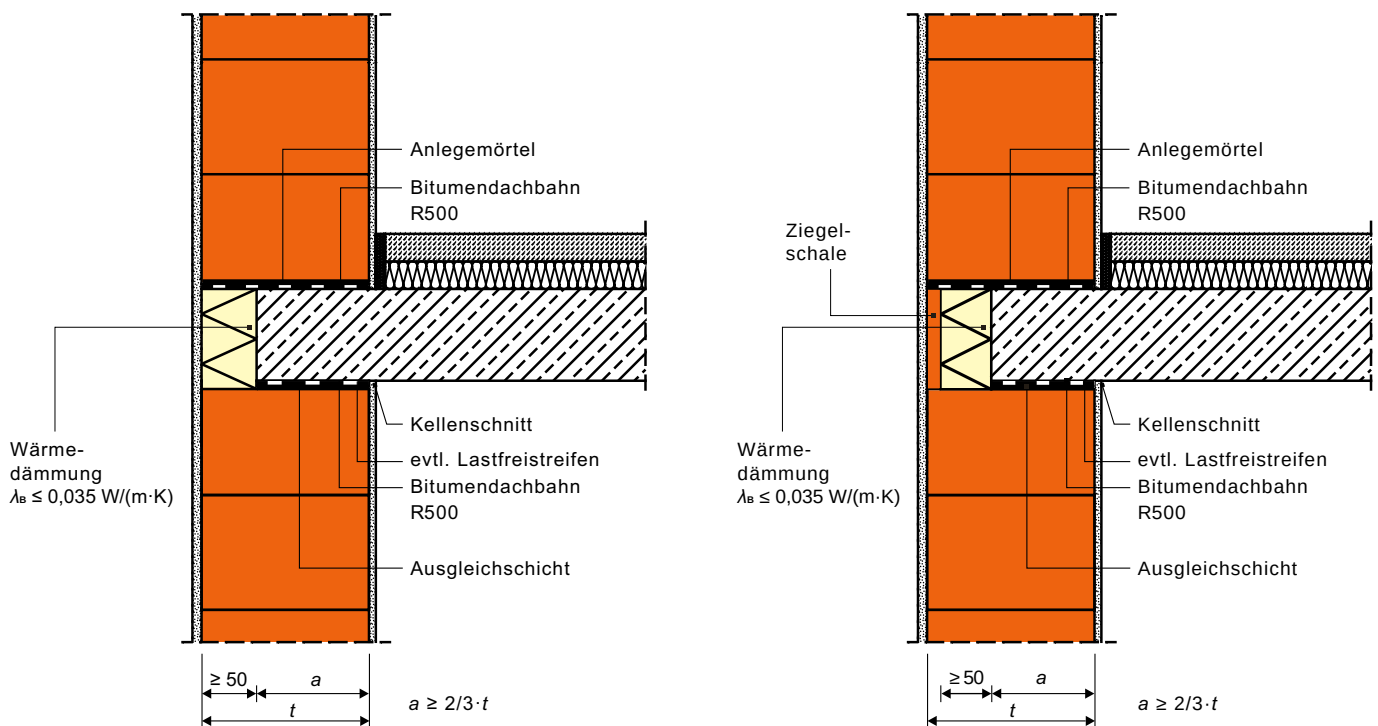


Bild 5: Ausführungsvarianten eines Außenwand-Decken-Knotens mit monolithischem Ziegelmauerwerk; links Deckenstirndämmung, rechts Ziegelschale mit zusätzlicher Wärmedämmung

10.3 Schlitzte und Aussparungen

Schlitzte und Aussparungen in Mauerwerkswänden werden prinzipiell nach ihrer Laufrichtung (vertikal, horizontal oder schräg) unterschieden.

Nach DIN EN 1996-1-1/NA, NCI zu 8.6.2 sowie NDP zu 8.6.2 (1) sind Schlitzte und Aussparungen in tragenden Wänden aus Mauerwerk zulässig, wenn sie die Stand-sicherheit der Wände nicht gefährden.

Schlitzte und Aussparungen, welche die in der Tabelle 15 bzw. Tabelle 16 angegebenen Grenzwerte (aus DIN EN 1996-1-1/NA 2019-12, Tabellen NA.20 und NA.21) nicht überschreiten, dürfen bei der Bemessung vernachlässigt werden. Überschreiten die Abstände und Abmessungen der Schlitzte und Aussparungen die in den Tabellen angegebenen Werte, so sind diese bei der Bemessung der Mauerwerkswände durch eine Verringerung der Querschnittswerte zu berücksichtigen.

Einige wichtige Randbedingungen zur Anordnung von Schlitzten und Aussparungen sind in Bild 6 und Bild 7 angegeben. Beträgt die Querschnittsschwächung der Wand im Grundriss infolge eines vertikalen Schlitzes bezogen auf 1 m Wandlänge nicht mehr als 6 %, so darf ein Nachweis der Schwächungen entfallen. Dies gilt jedoch nur, wenn die zu betrachtende Wand nicht als drei- oder vierseitig gehaltene Wand bemessen wurde. Außerdem sind die Restwanddicken und die Mindestabstände nach Tabelle 16 einzuhalten.

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen (abZ) bzw. allgemeine Bauartgenehmigungen (abG) können weitere Regelungen beinhalten.

Tabelle 15 Ohne Nachweis zulässige vertikale Schlitzte und Aussparungen im gemauerten Verband nach [7]				
1	2	3	4	5
Wanddicke t [mm]	Vertikale Schlitzte und Aussparungen in gemauertem Verband			
	Schlitzbreite ¹⁾ [mm]	Restwanddicke [mm]	Mindestabstand der Schlitzte und Aussparungen	
			von Öffnungen	untereinander
115 - 174	–		≥ zweifache Schlitzbreite bzw. ≥ 240mm	≥ Schlitzbreite
175 - 199	≤ 260	≥ 115		
200 - 239	≤ 300			
240 - 299	≤ 385			
300 - 364		≥ 175		
≥ 365		≥ 240		

¹⁾ Die Gesamtbreite von Schlitzten nach Spalte 2 darf je 2 m Wandlänge die Maße in Spalte 2 nicht überschreiten. Bei geringeren Wandlängen als 2 m sind die Werte in Spalte 2 proportional zur Wandlänge zu verringern.

Tabelle 16Ohne Nachweis zulässige **nachträglich hergestellte** Schlitzte und Aussparungen in tragenden Wänden nach DIN EN 1996-1-1/NA:2019 [7] Tabellen NA.20 und NA.21

1	2	3	4	5	6
Wanddicke t [mm]	Horizontale und schräge Schlitzte ¹⁾		Vertikale Schlitzte und Aussparungen		
	Schlitzlänge		Schlitztiefe ⁴⁾ [mm]	Einzelschlitz- breite ⁵⁾ [mm]	Abstand der Schlitzte und Aussparungen von Öffnungen [mm]
	unbeschränkt	≤ 1,25 m ²⁾			
	Schlitztiefe [mm]	Schlitztiefe [mm]			
115 - 149	–	–	≤ 10	≤ 100	≥ 115
150 - 174	–	0 ³⁾	≤ 20		
175 - 199	0 ³⁾	≤ 25	≤ 30		
200 - 239	0 ³⁾				
240 - 299	≤ 15 ³⁾				
≥ 300	≤ 20 ³⁾	≤ 30		≤ 200	

¹⁾ Horizontale und schräge Schlitzte sind nur zulässig in einem Bereich $\leq 0,4 \text{ m}$ ober- oder unterhalb der Rohdecke sowie jeweils an einer Wandseite. Sie sind nicht zulässig bei Langlochziegeln.

²⁾ Mindestabstand in Längsrichtung von Öffnungen $\geq 490 \text{ mm}$, vom nächsten Horizontalschlitz zweifache Schlitzlänge.

³⁾ Die Tiefe darf um 10 mm erhöht werden, wenn Werkzeuge verwendet werden, mit denen die Tiefe genau eingehalten werden kann. Bei Verwendung solcher Werkzeuge dürfen auch in Wänden $\geq 240 \text{ mm}$ gegenüberliegende Schlitzte mit jeweils 10 mm Tiefe ausgeführt werden.

⁴⁾ Schlitzte, die bis maximal 1 m über Fußboden reichen, dürfen bei Wanddicken $\geq 240 \text{ mm}$ bis 80 mm Tiefe und 120 mm Breite ausgeführt werden.

⁵⁾ Die Gesamtbreite von Schlitzten nach Spalte 5 und Spalte 2 der Tabelle 15 darf je 2 m Wandlänge die Maße in Spalte 2 der Tabelle 15 nicht überschreiten. Bei geringeren Wandlängen als 2 m sind die Werte in Spalte 2 der Tabelle 12 proportional zur Wandlänge zu verringern.

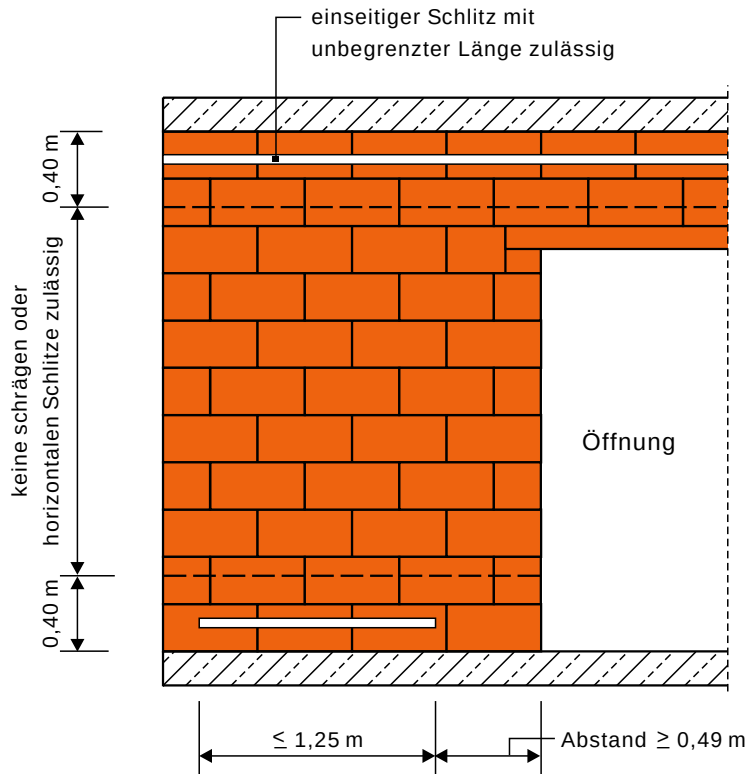


Bild 6: Zulässige horizontal verlaufende Schlitz- und Aussparungen ohne rechnerischen Nachweis

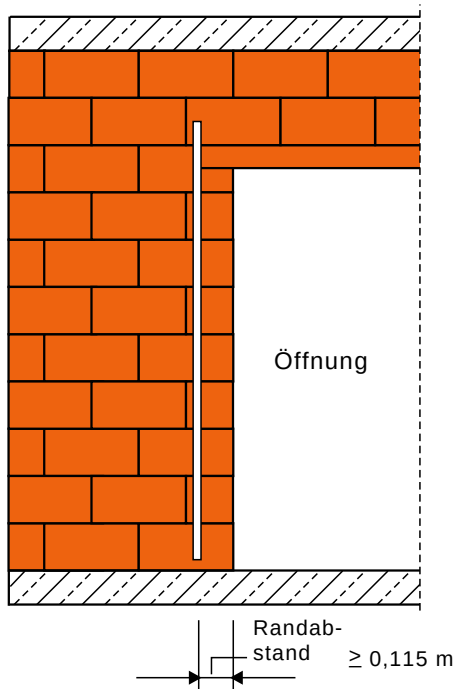


Bild 7: Zulässige vertikale Schlitz- und Aussparungen ohne rechnerischen Nachweis, siehe Tabelle 15 und Tabelle 16

11 Literatur

- [1] DIN EN 1996-1-1:2013-02: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; Deutsche Fassung EN 1996-1-1:2005 + AC:2009. NABau im DIN, Berlin 2010
- [2] DIN EN 1996-2:2010-12: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 2: Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk; Deutsche Fassung EN 1996-2:2006 + AC:2009. NABau im DIN, Berlin 2010
- [3] DIN EN 1996-3:2010-12: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten; Deutsche Fassung EN 1996-3:2006 + AC:2009. NABau im DIN, Berlin 2010
- [4] DIN EN 1996-1-2:2011-04: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall; Deutsche Fassung EN 1996-1-1:2005 + AC:2010. NABau im DIN, Berlin 2011
- [5] DIN EN 1996-2/NA: 2012-01 Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 2: Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk. NABau im DIN, Berlin 2012
- [6] DIN EN 1996-1-2/NA: 2013-06: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall. NABau im DIN, Berlin 2014
- [7] DIN EN 1996-1-1/NA: 2019-12 Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1/NA: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. NABau im DIN, Berlin 2019
- [8] DIN EN 1996-3/NA: 2019-12 Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3/NA: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten. NABau im DIN, Berlin 2019
- [9] DIN 1053-1:1996-11: Mauerwerk – Teil 1: Berechnung und Ausführung. NABau im DIN, Berlin 1996
- [10] Graubner, C.-A., Schmitt, M., Förster, V.: Erweiterte Anwendungsgrenzen von DIN EN 1996/NA für Ziegelmauerwerk bei weit gespannten, teilaufliegenden Decken, Mauerwerk 18 (2014), H.6, S. 357-364
- [11] DIN EN 771-1:2015-11: Festlegungen für Mauersteine – Teil 1: Deutsche Fassung EN 771-1:2011+A1:2015. NABau im DIN, Berlin 2015
- [12] DIN 20000-401:2017-01: Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken – Teil 401: Regeln für die Verwendung von Mauerziegeln nach DIN EN 771-1:2015-11
- [13] Graubner, C.-A., Schmitt, M., Förster, V.: Hilfsmittel für die praxisnahe Bemessung von Mauerwerk, Mauerwerk 18 (2014), H.3/4, S. 176-187.
- [14] Schmitt, M., Graubner, C.-A., Förster, V.: Mindestauflast auf Mauerwerkswänden – Eine realitätsnahe Betrachtung, Mauerwerk 19 (2015), H.4, S. 245-257.
- [15] Graubner, C.-A., Purkert, B.: Nachweis des Feuerwiderstands von Ziegelmauerwerk – Tipps für eine effiziente Bemessung, Mauerwerk 23 (2019), H.5, S. 306-315
- [16] DIN 1054:2010-12: Baugrund-Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1. NABau im DIN, Berlin 2010

- [17] DIN 4103-1:2015-06: Nichttragende innere Trennwände; Anforderungen, Nachweise. NABau im DIN, Berlin 2015
- [18] Merkblatt Mauerwerk mit Dünnbettmörtel (Dünnbettmauerwerk), VDPM Verband für Dämmsysteme, Putz und Mörtel e. V., Ausgabe März 2018
- [19] Kranzler, T.: Zur Planung, Ausführung und Leistungsfähigkeit des Außenwand-Decken-Knotens von monolithischem Ziegelmauerwerk. Mauerwerk 18 (2014) H.2. Kostenfreier Download unter www.ziegel.de/hintermauerziegel.
- [20] DIN 4108, Beiblatt 2:2019-06. Wärmeschutz und Energie-Einsparung in Gebäuden; Beiblatt 2: Wärmebrücken – Planungs- und Ausführungsbeispiele, mit CD-ROM
- [21] Leitlinien für das Verputzen von Mauerwerk und Beton – Grundlagen für die Planung, Gestaltung und Ausführung. Industrierverband WerkMörtel e. V., Duisburg. Verlag Bau + Technik GmbH. 2014
- [22] Putz auf Ziegelmauerwerk – Aussen- und Innenputz – Fachgerechte Planung und Ausführung. Arbeitsgemeinschaft Mauerziegel im Bundesverband der Deutschen Ziegelindustrie e. V., Bonn 2015
- [23] Zilch, K.: Ausbildung des Wand-Decken-Knotens mit Trennlage, Gutachter Az. 96508, München 1996

A.1 Gebäudebeschreibung und Geometrie

Die nachfolgend dargelegten Berechnungen werden für ein Mehrfamilienhaus geführt. Es handelt sich um ein viergeschossiges unterkellertes Gebäude mit einem Walmdach. Die Dachkonstruktion wird in Holzbauweise erstellt. Alle Geschosse werden aus gemauerten Wänden mit Stahlbetondecken erstellt. Die Stahlbetondecken wirken als aussteifende Deckenscheiben. Für die verputzten, einschaligen Außenwände werden wärmedämmende Planhochziegel mit Dünnbettmörtel verwendet. Als Wandbaustoffe für

die Zwischenwände, der nichttragenden Wände und der Kelleraußenwände werden ebenfalls Planhochlochziegel mit Dünnbettmörtel verarbeitet. Die Wandstöße werden in Stumpfstoßtechnik mit Mauerverbindern ausgeführt. Die Trennwände zum Treppenhaus werden aus Schallschutzziegeln (Verfüllziegeln) erstellt. Dieses gilt ebenso für die Trennwände zwischen den Wohneinheiten. Für die Berechnung wird die Schneelastzone 1 und die Windlastzone 2 angesetzt.

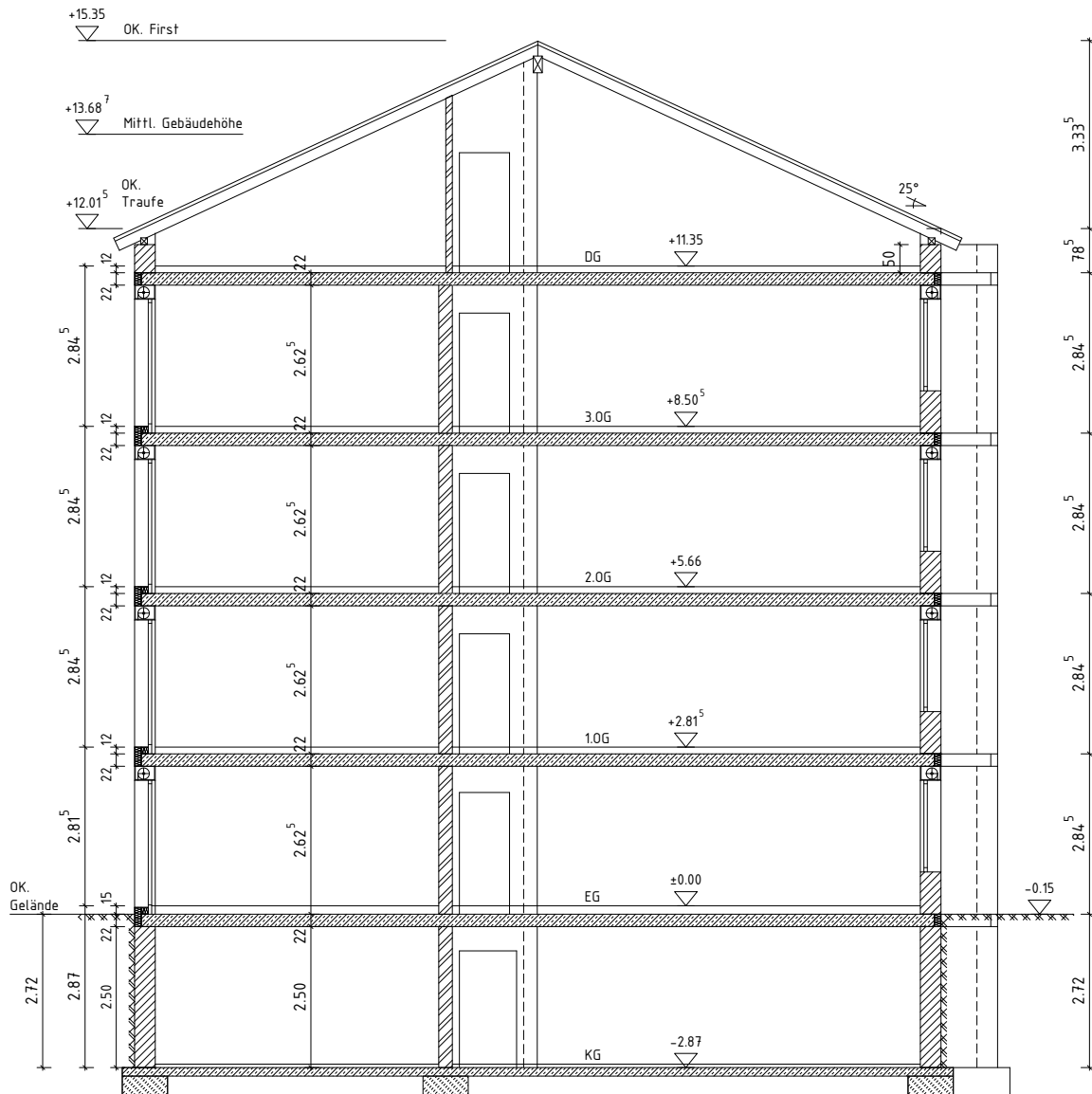


Bild A.1: Schnitt durch das Mehrfamilienhaus

Die Stahlbetondecken weisen eine Dicke von 220mm auf. Diese Decken liegen mit einer Auflagertiefe von 245 mm auf den Außenwänden auf.

Im Bereich der Deckenaufleger wird auf der Unterseite und auf der Oberseite eine besandete Bitumendachbahn R500 nach DIN EN 13969 verwendet.

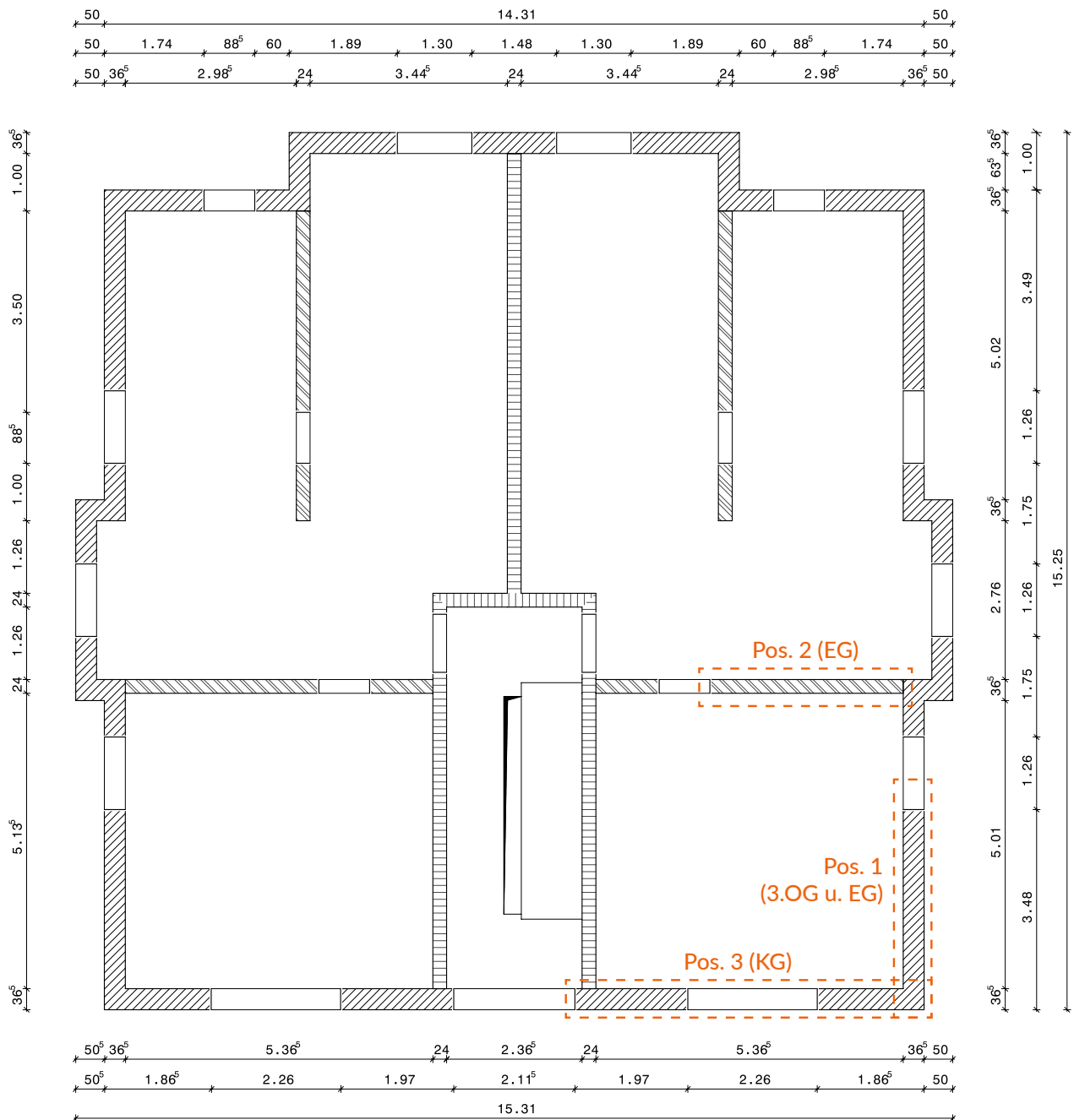


Bild A.2: Grundriss der Geschosse EG bis 3. OG

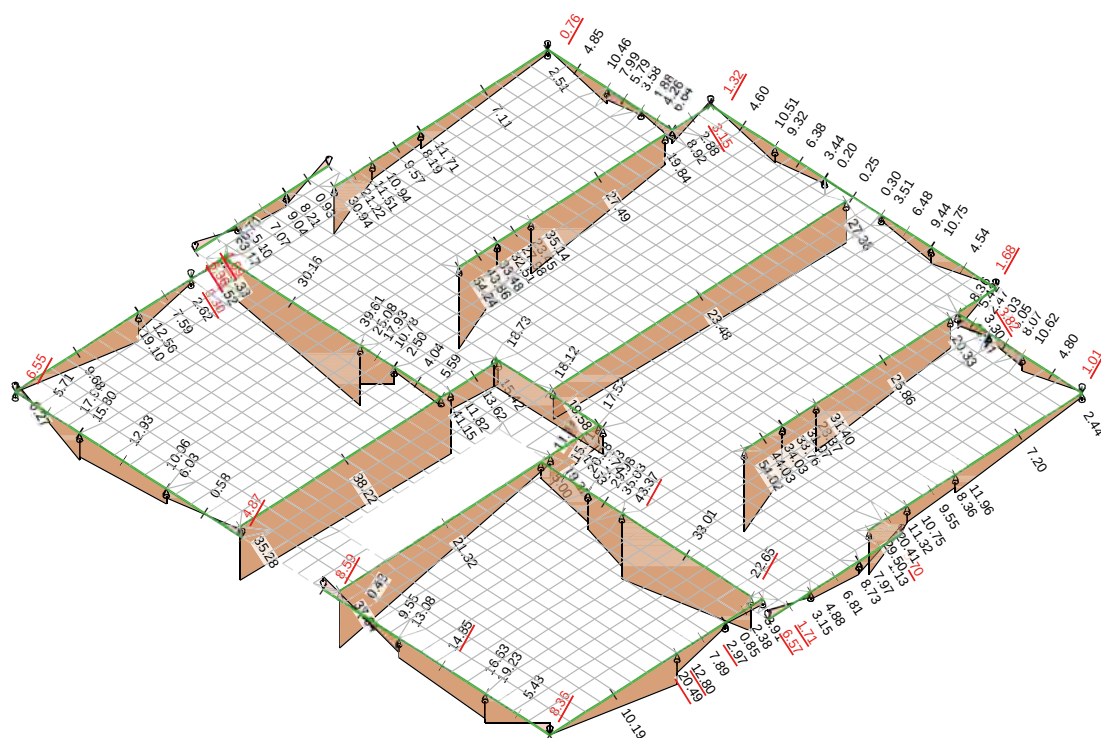


Bild A.3: Linearisierte Auflagerkräfte der Decken EG - 3. OG aus ständigen Lasten (LF g)

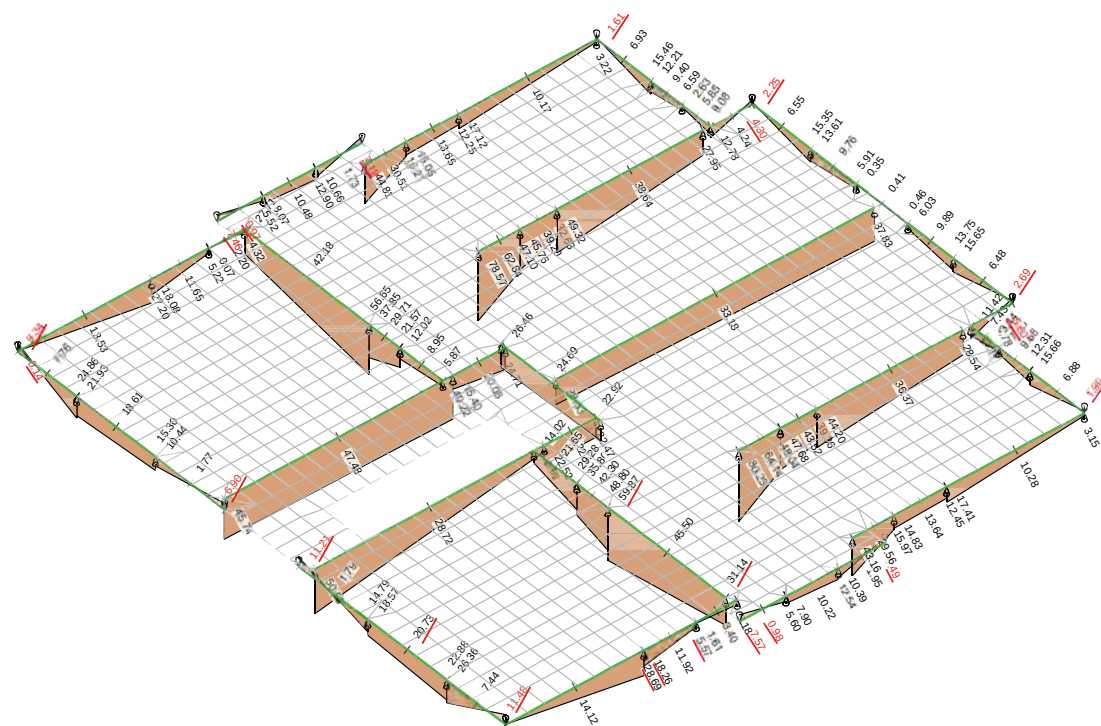


Bild A.4: Linearisierte max. Auflagerkräfte der Decken EG - 3. OG aus den Lastfällen g + q

Tabelle A.2 Lastzusammenstellung Wand im 3. Obergeschoss		
Dachlasten und Drempe (aus Nebenrechnung)	Ständige Last g_{Da}	5,10 kN/m
	Veränderliche Last q_{Da}	2,50 kN/m
Deckenlasten	g_{Beton}	5,50 kN/m ²
	$g_{Putz/Belag}$	1,80 kN/m ²
	Ständige Last $\sum g_{De}$	7,30 kN/m ²
	Nutzlast Kategorie A2	1,50 kN/m ²
	Trennwandzuschlag	1,20 kN/m ²
	Veränderliche Last $\sum q_{De}$	2,70 kN/m ²
Eigenlast Wand	$\gamma_w = 0,75 \cdot 10 + 1$	8,50 kN/m ³
	g_{Wand}	3,10 kN/m ²
	g_{Putz}	0,43 kN/m ²
	Ständige Last $\sum g_{Wand}$	3,53 kN/m ²

$$\begin{aligned}
 g_{Beton} &= d_b \cdot \gamma_B \\
 &= 0,22 \cdot 25 \\
 &= 5,5 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

DIN EN 1991-1-1, Anhang A
Wohnräume (A) mit aus-
reichender Querverteilung
DIN EN 1991-1-1, 6.3

$$\begin{aligned}
 g_{Wand} &= t \cdot \gamma_w \\
 &= 0,365 \cdot 8,5 \\
 &= 3,10 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 g_{Putz} &= 0,25 + 0,18 \\
 &= 0,43 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

aus Linienlagerergebnissen der
FE-Berechnung:

Wandbereich:

$$\begin{aligned}
 N_{g,k1} &= 20,49 / 2 \cdot 3,30 \\
 &= 33,8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{q,k1} &= (28,69 - 20,49) / 2 \cdot 3,30 \\
 &= 13,53 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Fenstersturzsbereich:

$$\begin{aligned}
 N_{g,k2} &= ((12,8 + 2,97) / 2 + 5,1) \\
 &\quad \cdot 1,26 \cdot 0,6 \\
 &= 9,82 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_{q,k2} &= ((18,26 + 5,57) / 2 + 2,5) \\
 &\quad \cdot 1,26 \cdot 0,6 - 9,82 \\
 &= 3,05 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$N_{g,k} = 33,8 + 9,82 = 43,6 \text{ kN}$$

$$N_{q,k} = 13,53 + 3,05 = 16,6 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 M_{g,k} &= 33,8 \cdot 3,30 / 6 \\
 &\quad + 9,82 \cdot 3,30 / 2
 \end{aligned}$$

$$= 34,8 \text{ kNm}$$

$$M_{q,k} = 13,53 \cdot 3,30 / 6$$

$$+ 3,05 \cdot 3,30 / 2$$

$$= 12,5 \text{ kNm}$$

$$\text{mit } e = M / N$$

$$e_{g,k} = 34,8 / 43,6 = 0,80$$

$$e_{q,k} = 12,5 / 16,6 = 0,75$$

Belastung am Wandkopf im 3.OG

Ermittlung Ersatzblocklast aus exzentrischer Deckenlast:

$$\Phi_g = 1 - 2 \cdot 0,80 / 3,30 = 0,52 \quad (\text{nach Gleichung (37)})$$

$$\Phi_q = 1 - 2 \cdot 0,75 / 3,30 = 0,55$$

$$g_{De} = N_{g,k} / (\Phi_g \cdot b) = 43,6 / (0,52 \cdot 3,30) = 25,4 \text{ kN/m}$$

$$g_{De} = N_{q,k} / (\Phi_q \cdot b) = 16,6 / (0,55 \cdot 3,30) = 9,1 \text{ kN/m}$$

Summe Lasten am Wandkopf:

$$g_1 = g_{Da} + g_{De} = 5,1 + 25,4 = 30,5 \text{ kN/m}$$

$$q_1 = q_{Da} + q_D = 2,5 + 9,1 = 11,6 \text{ kN/m}$$

Schnittgrößen

$$\text{Normalkraft: } n_{Ed,j} = 1,35 \cdot (g_1 + g_{Wand} \cdot h) + 1,5 \cdot q_1$$

$$\text{Wandkopf: } n_{Ed,o} = 1,35 \cdot 30,5 + 1,5 \cdot 11,6 = 58,6 \text{ kN/m}$$

$$\text{Wandmitte: } n_{Ed,m} = 1,35 \cdot 2,625 / 2 \cdot 3,53 + 58,6 = 64,9 \text{ kN/m}$$

$$\text{Wandfuß: } n_{Ed,u} = 1,35 \cdot 2,625 \cdot 3,53 + 58,6 = 71,1 \text{ kN/m}$$

Tabelle A.3 Überprüfung der Bedingungen zur Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden			
Kriterium	Anforderung	Istwert	Bemerkung
Maximale Gebäudehöhe	$H \leq 20 \text{ m}$	15,35 m	eingehalten
Maximale Deckenstützweite	$l \leq 6 \text{ m}$	5,34 m	eingehalten
Maximale lichte Wandhöhe	$h \leq 12 \cdot t = 4,38 \text{ m}$	2,625 m	eingehalten
Maximale Verkehrslast auf Decken	$q_k \leq 5 \text{ kN/m}^2$	2,7 kN/m ²	eingehalten
Mindestauflagertiefe	$a \geq 0,45 \cdot t = 164 \text{ mm}$	245 mm	eingehalten

Nachweis der Normalkrafttragfähigkeit

Bemessungswert N_{Rd} des Widerstandes

$$N_{Rd} = \Phi \cdot A \cdot f_d$$

mit

A Wandfläche

$$A = 1,00 \text{ m} \cdot 0,365 \text{ m} = 0,365 \text{ m}^2$$

Abminderungsfaktor Φ_1 aus Deckenverdrehung

$$\text{Wandkopf: } \Phi_{1,o} = 0,4 \cdot \frac{a}{t} = 0,4 \cdot \frac{245}{365} = 0,268$$

$$\text{Wandfuß: } \Phi_{1,u} = \left(1,6 - \frac{l_f}{6} \right) \frac{a}{t} = \left(1,6 - \frac{0,85 \cdot 5,34}{6} \right) \frac{245}{365} = 0,566$$

$$\text{bzw. } = 0,9 \cdot \frac{a}{t} = 0,9 \cdot \frac{245}{365} = 0,604$$

$$\text{Maßgebend ist der kleinere Wert: } \Phi_{1,u} = 0,566$$

Abminderungsfaktor Φ_2 für Knicken

Knicklängenfaktor für $t > 250 \text{ mm}$: $\rho_2 = 1,0$

$$\text{Knicklänge: } h_{ef} = \rho_2 \cdot h = 1,00 \cdot 2,625 = 2,625 \text{ m}$$

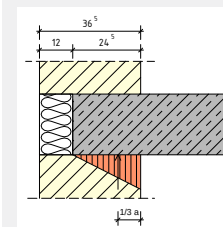
$$\text{Schlankeit: } h_{ef} / t = 2,625 / 0,365 = 7,2 < 27 = \text{zul } h_{ef} / t$$

Vergleiche Abschnitt 4

nach DIN EN 1996-3/NA, NCI zu 4.2.1.1: bei zweiachsig gespannten Platten kürzere der beiden Stützweiten:

lichte Deckenspannweite:

$$l_i = 5,01 + 0,365 - 0,24 = 5,135 \text{ m}$$



Deckenstützweite:

$$l = 0,245/3 + 5,135 + 0,24/2 = 5,34 \text{ m}$$

(mit Auflagertiefe auf der Außenwand = 0,245 m)

N_{Rd} nach Gleichung (11)

$\Phi_{1,o}$ nach Gleichung (16) für zweiachsig gespannte Platten

$\Phi_{1,u}$ nach Gleichung (14) mit $l_f = 0,85 \cdot$ kürzere Stützweite der zweiachsig gespannten Platte

mit dem Faktor a / t wird die Teilauflagerung auf der Deckenplatte berücksichtigt.

Für die Berechnung der Knicklänge wird nur eine zweiseitige Wandlagerung berücksichtigt, siehe Gleichung (20).

$$\begin{aligned}\Phi_2 &= 0,85 \cdot \frac{a}{t} - 0,0011 \cdot \left(\frac{h_{\text{ef}}}{t} \right)^2 \\ &= 0,85 \cdot \frac{245}{365} - 0,0011 \cdot 7,2^2 = 0,513\end{aligned}$$

 Φ_2 nach Gleichung (19)

Bemessung

gew.: Mauerwerk aus Planhochlochziegel nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung (abZ)

Steinfestigkeitsklasse: 12
Mörtel: DM (Dünnbettmörtel)

Wert der charakteristischen Druckfestigkeit (nach abZ):
 $f_k = 3,0 \text{ MN/m}^2$

Bemessungswert der Druckfestigkeit:

$$f_d = 0,85 \cdot \frac{3,0}{1,5} = 1,70 \text{ MN/m}^2$$

Bemessungswiderstände:

Wandkopf

$$\begin{aligned}n_{\text{Rd,o}} &= \Phi_{1,0} \cdot A \cdot f_d = 0,268 \cdot 0,365 \cdot 1,70 \cdot 1000 \\ &= 166,3 \text{ kN/m} > n_{\text{Ed,o}} = 58,6 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Wandmitte

$$\begin{aligned}n_{\text{Rd,m}} &= \Phi_2 \cdot A \cdot f_d = 0,513 \cdot 0,365 \cdot 1,70 \cdot 1000 \\ &= 318,3 \text{ kN/m} > n_{\text{Ed,m}} = 64,9 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Wandfuß

$$\begin{aligned}n_{\text{Rd,u}} &= \Phi_{1,u} \cdot A \cdot f_d = 0,566 \cdot 0,365 \cdot 1,70 \cdot 1000 \\ &= 351,2 \text{ kN/m} > n_{\text{Ed,u}} = 71,1 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Nachweis der Mindestauflast:

Wind-Bereich D: $c_{p,10} = 0,8$

Windzone 2:	q_w	=	0,80 kN/m ²
	q_{Ewk}	= 0,8 · 0,8	= 0,64 kN/m ²
	q_{Ewd}	= 1,5 · 0,64	= 0,96 kN/m ²

$$\text{erf } n_{\text{Ed}} = 3 \cdot 0,96 \cdot 2,625^2 \cdot 1/[16 \cdot (0,245 - 2,625/300)] = 5,25 \text{ kN/m}$$

$$\text{min } n_{\text{Ed}} = 1,0 \cdot (25,3 + 2,625/2 \cdot 3,53) = 29,9 \text{ kN/m} > 5,25 \text{ kN/m}$$

Nach Gleichung (12)
mit $\gamma_M = 1,5$

Nach Gleichung (11)

Die Exzentrizität der Normalkraft in Wandlängsrichtung wurde schon bei dem Ansatz der Deckenlasten berücksichtigt.

Für Außenwände, die als Endauflager für Decken oder Dächer dienen, ist ein Nachweis der Mindestauflast nach Gleichung (22) zu führen.

Windlast q_w nach DIN EN 1991-1-4 für $10 \text{ m} < h \leq 18 \text{ m}$

$$\text{min } n_{\text{Ed}} = 1,0 \cdot (n_{g,k} + n_{\text{Wand}}/2)$$

Tabelle A.4 Zusammenstellung der maßgebenden Werte

Ort	Abmin- derungs- faktoren	Wider- stand	Einwir- kung	$\frac{n_{Ed}}{n_{Rd}}$	Bemer- kungen
	Φ_1 bzw. Φ_2	n_{Rd}	n_{Ed}		
	-	kN/m	kN/m		
Wandkopf	0,268	166,3	58,6	0,35	Nachweis erbracht
Wand- mitte	0,513	318,3	64,9	0,20	Nachweis erbracht
Wandfuß	0,566	351,2	71,1	0,20	Nachweis erbracht

A.2.1.2 Pos. 1b: Tragende Außenwand im Erdgeschoss

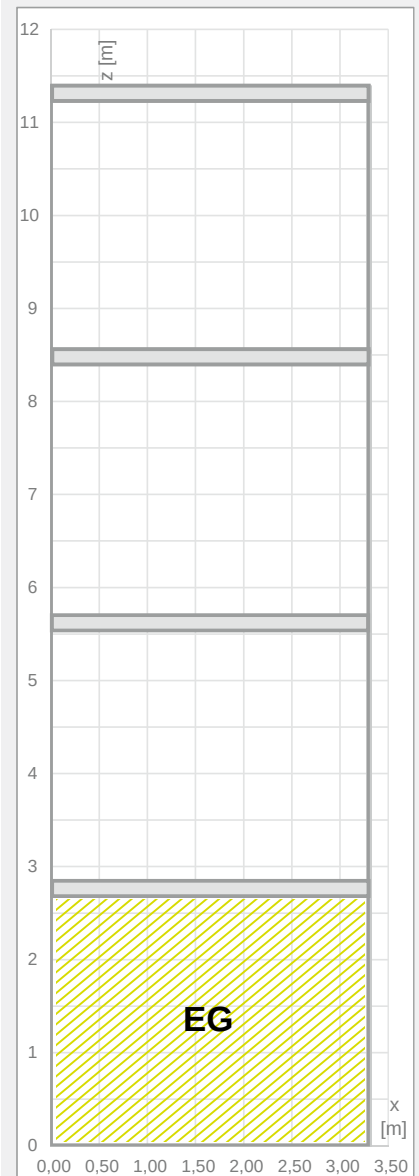
Lastzusammenstellung wie Wand im 3. OG

Belastung am Wandkopf im EG

aus Dachgeschoss:		
$n_{g, Da} = 5,10 \text{ kN/m}$	$n_{q, Da} = 2,5 \text{ kN/m}$	
aus Stb.-Decken inkl. Lasten aus Sturz:		
$n_{g, De} = 4 \cdot g_{De} = 4 \cdot 25,4$	$= 101,6 \text{ kN/m}$	
$n_{q, De} = 4 \cdot q_{De} = 4 \cdot 9,10$	$= 36,4 \text{ kN/m}$	
aus Wandlasten:		
$n_{gw} = 3 \cdot g_w = 3 \cdot 2,625 \cdot 3,53$	$= 27,8 \text{ kN/m}$	
Summe Lasten am Wandkopf:		
$g_4 = 5,1 + 101,6 + 27,8$	$= 134,5 \text{ kN/m}$	
$q_4 = 2,5 + 36,4$	$= 38,9 \text{ kN/m}$	

Schnittgrößen

Normalkraft	
$n_{Ed,j} = 1,35 \cdot (g_4 + g_w \cdot h) + 1,5 \cdot q_4$	
Einwirkung am Wandkopf	
$n_{Ed,o} = 1,35 \cdot 134,5 + 1,5 \cdot 38,9$	$= 239,9 \text{ kN/m}$



Wandansicht

Einwirkung in Wandmitte

$$n_{\text{Ed,m}} = 1,35 \cdot 2,625/2 \cdot 3,53 + 239,9 = 246,2 \text{ kN/m}$$

Einwirkung am Wandfuß

$$n_{\text{Ed,u}} = 1,35 \cdot 2,625 \cdot 3,53 + 239,9 = 252,4 \text{ kN/m}$$

Überprüfung der Bedingungen zur Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden

Nachweise erfüllt, vergl. Wand im 3. OG

Nachweis der Normkrafttragfähigkeit

Bemessungswert $N_{\text{Rd}} = \Phi \cdot A \cdot f_d$ Abminderungsfaktor Φ_1 aus Deckenverdrehung

Wandkopf:

$$\Phi_{1,o} = \left(1,6 - \frac{l_f}{6} \right) \frac{a}{t} = \left(1,6 - \frac{0,85 \cdot 5,34}{6} \right) \frac{245}{365} = 0,566$$

$$\text{Wandfuß: } \Phi_{1,u} = \Phi_{1,o} = 0,566$$

$$\text{bzw.} = 0,9 \cdot \frac{a}{t} = 0,9 \cdot \frac{245}{365} = 0,604$$

$$\text{Maßgebend ist der kleinere Wert: } \Phi_{1,u} = 0,566$$

Mit dem Faktor a/t wird die Teilauflagerung auf der Deckenplatte berücksichtigt.Abminderungsfaktor Φ_2 für Knicken

$$\text{Knicklängenfaktor für } t > 250 \text{ mm: } \rho_2 = 1,0$$

$$h_{\text{ef}} = 2,625 \text{ m}$$

$$h_{\text{ef}} / t = 2,625 / 0,365 = 7,2 < 27 = \text{zul } h_{\text{ef}} / t$$

$$\Phi_2 = 0,85 \cdot \frac{245}{365} - 0,0011 \cdot 7,2^2 = 0,513$$

 h_{ef} nach Gleichung (20)

Bemessung nach DIN EN 1996-3

gewählt: Mauerwerk aus Planhochlochziegel nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung (abZ)

Steinfestigkeitsklasse: 12

Mörtel: DM (Dünnbettmörtel)

Wert der charakteristischen Druckfestigkeit (nach abZ):

$$f_k = 3,0 \text{ MN/m}^2$$

Bemessungswert der Druckfestigkeit:

$$f_d = 0,85 \cdot \frac{3,0}{1,5} = 1,70 \text{ MN/m}^2$$

Bemessungswiderstände:

$$t_{Rd,o} = \Phi_{1,o} \cdot A \cdot f_d = 0,566 \cdot 0,365 \cdot 1,70 \cdot 1000 = 351,2 \text{ kN/m} > n_{Ed,o} = 239,9 \text{ kN/m}$$

$$n_{Rd,m} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d = 0,513 \cdot 0,365 \cdot 1,70 \cdot 1000 = 318,3 \text{ kN/m} > n_{Ed,m} = 246,2 \text{ kN/m}$$

$$n_{Rd,u} = \Phi_{1,u} \cdot A \cdot f_d = 0,566 \cdot 0,365 \cdot 1,70 \cdot 1000 = 351,2 \text{ kN/m} > n_{Ed,u} = 252,4 \text{ kN/m}$$

Nach Gleichung (12)

Die Exzentrizität der Normalkraft in Wandlängsrichtung wurde schon bei dem Ansatz der Deckenlasten berücksichtigt.

Tabelle A.5 Zusammenstellung der maßgebenden Werte

Ort	Abmin- derungs- faktoren	Wider- stand	Einwir- kung	$\frac{n_{Ed}}{n_{Rd}}$	Bemer- kungen
	Φ_1 bzw. Φ_2	n_{Rd}	n_{Ed}		
	–	kN/m	kN/m		
Wandkopf	0,566	351,2	239,9	0,68	Nachweis erbracht
Wandmitte	0,513	318,3	246,2	0,77	Nachweis erbracht
Wandfuß	0,566	351,2	252,4	0,72	Nachweis erbracht

A.2.2 Pos. 2: Tragende Innenwand im Erdgeschoss

Statisches System

Zweiseitig gehaltene tragende Innenwand

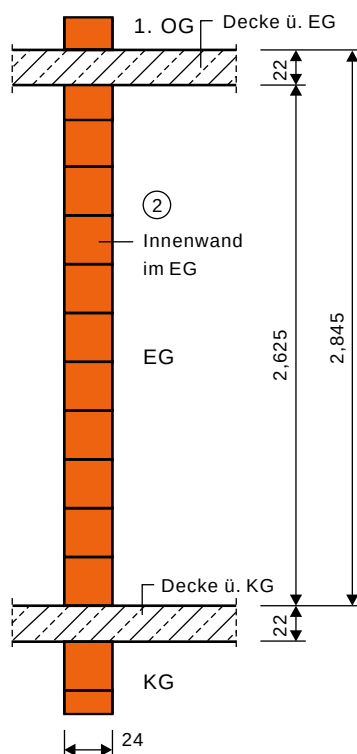


Bild A.6: Schnitt durch die tragende Innenwand im Erdgeschoss

Tabelle A.6 Bauteildaten

Max. Gebäudehöhe	15,35 m
Steindruckfestigkeitsklasse	12
Ziegelrohrichteklasse	1,2
Mauermörtel	DM
Wanddicke t	240 mm
Wandlänge b	3,375 m
Lichte Wandhöhe h	2,625 m
Deckendicken d_b	220 mm
Deckenstützweite $l_{1,o} = l_{1,u}$	5,34 m
Deckenstützweite $l_{2,o} = l_{2,u}$	3,38 m

$$l_{1,o} = 0,245/3 + 5,135 + 0,24/2 = 5,34 \text{ m}$$

$$l_{2,o} = 0,24/2 + 2,76 + 1,00/2 = 3,38 \text{ m}$$

Für die Bemessung der Wandscheiben sind die auftretenden Lasten mit ihren Exzentrizitäten zu berücksichtigen. Je nach Grundrissituation können die infolge der Lastexzentrizitäten auftretenden Momente durch innere Kräfte zentriert werden. Im Anschluss wird anhand von

FE-Modellen untersucht, ob für die betrachteten Wandscheiben (hier Pos. W4-1 bis W4-4) eine Zentrierung angesetzt werden kann oder ob ein Kragmodell ohne Ausgleich der Momente anzusetzen ist.

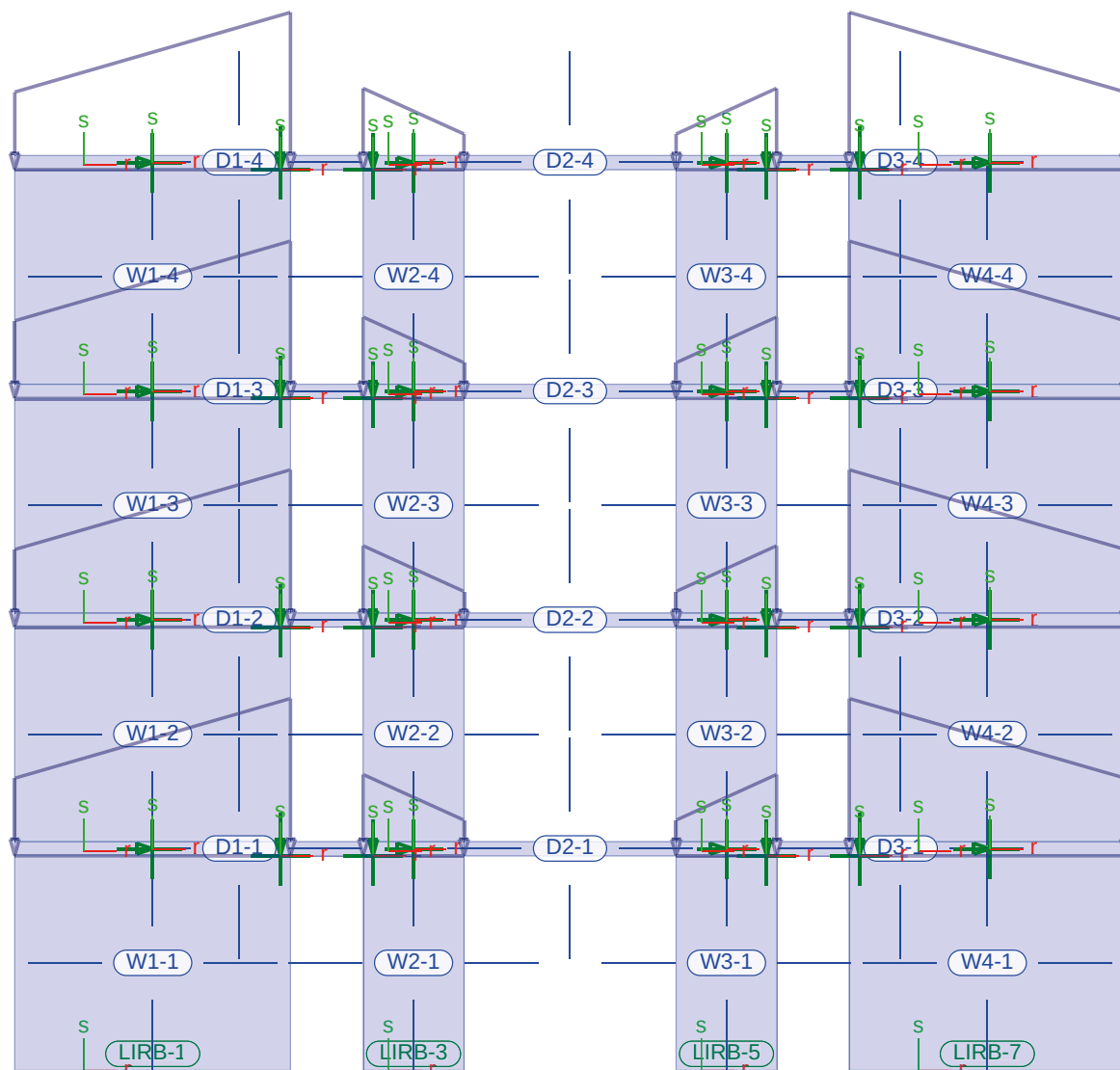


Bild A.7: FE-Modell mit Positionsbezeichnungen und Darstellung der Lasten

Für das reine Kragmodell wurden die durchlaufenen Deckenscheiben aus dem Modell entfernt. Im Anschluss wird anhand eines Vergleiches der Verformungsbilder der beiden Modelle untersucht, welches Bild

den tatsächlich zu erwartenden Verformungen am ehesten entspricht und dessen statisches Modell daher für die Wandscheibenbemessung anzusetzen ist.

 Markierung der betrachteten Wandscheibe (Pos. 2)

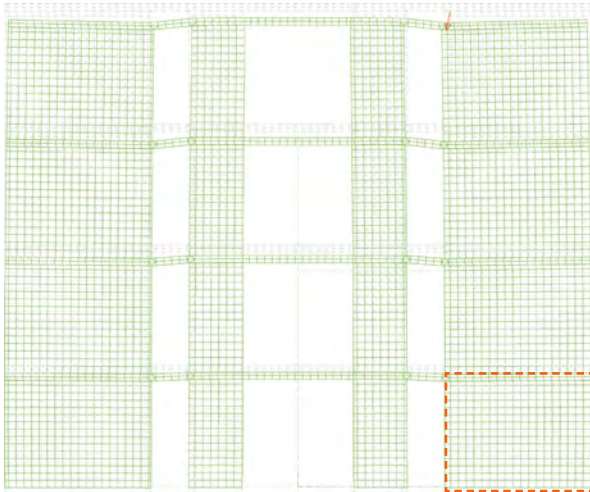


Bild A.8: Verformungsbild FE-Modell mit Deckenscheiben (Rahmenmodell),
Lastfall 1: Vertikallasten mit Exzentrizitäten

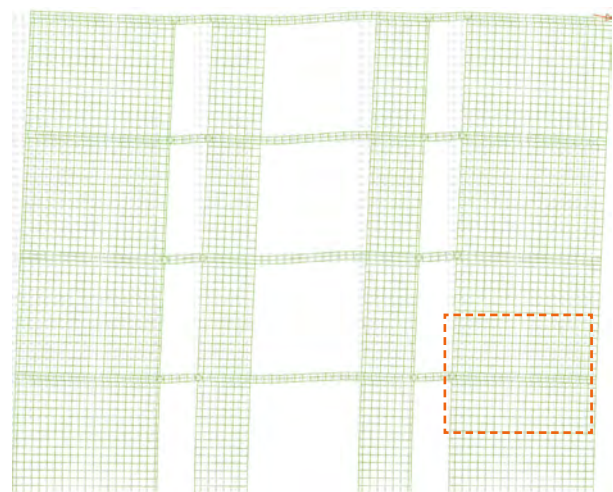


Bild A.9: Verformungsbild FE-Modell mit Deckenscheiben (Rahmenmodell),
Lastfall 2: Horizontallasten (aus Wind)

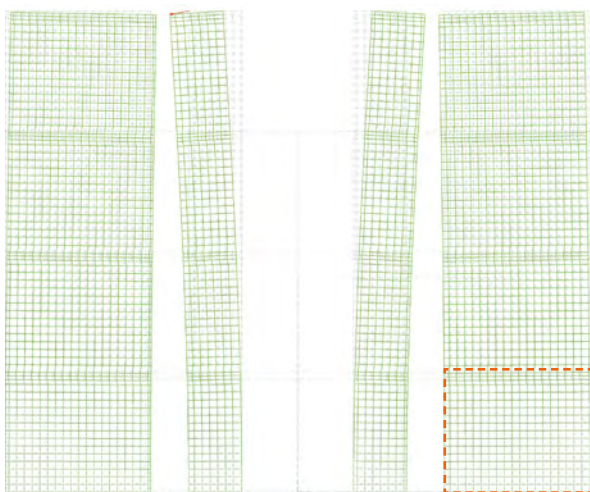


Bild A.10: Verformungsbild FE-Modell ohne Deckenscheiben (Kragmodell),
Lastfall 1: Vertikallasten (mit Exzentrizitäten)

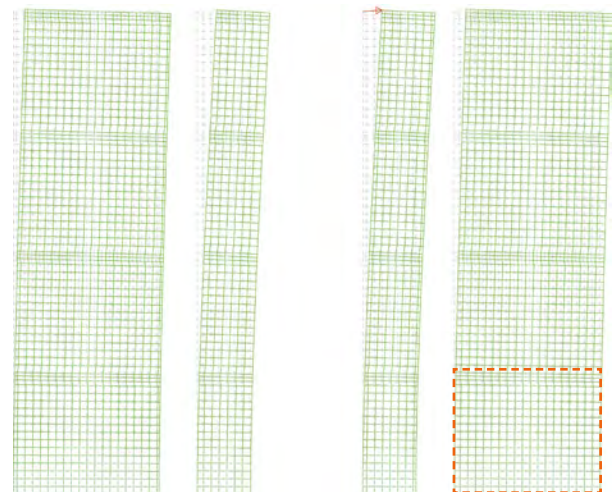


Bild A.11: Verformungsbild FE-Modell ohne Deckenscheiben (Kragmodell),
Lastfall 2: Horizontallasten (aus Wind)

Am Verformungsbild des Rahmenmodells (Bild A.8) zeigt sich, dass trotz der Lastexzentrizitäten infolge der Systemsymmetrie und der Deckeneinspannmomente an den verbindenden Deckenscheiben keine nennenswerten horizontalen Verschiebungen auftreten. Bild A.10 zeigt dagegen, dass am reinen Kragmodell durch die infolge der Lastexzentrizitäten entstehenden Momente entsprechende horizontale Verschiebungen der Wandscheiben auftreten.

Für den Lastfall Horizontallasten (hier Windlast) zeigen sich dagegen in Bild A.9 (Rahmenmodell) und Bild A.11 (Kragmodell) ähnliche Verformungsbilder.

Im Anschluss werden die über die Wandlänge linearisierten Auflagerkräfte am Wandfuß des Erdgeschosses für die beiden untersuchten FE-Modelle dargestellt.

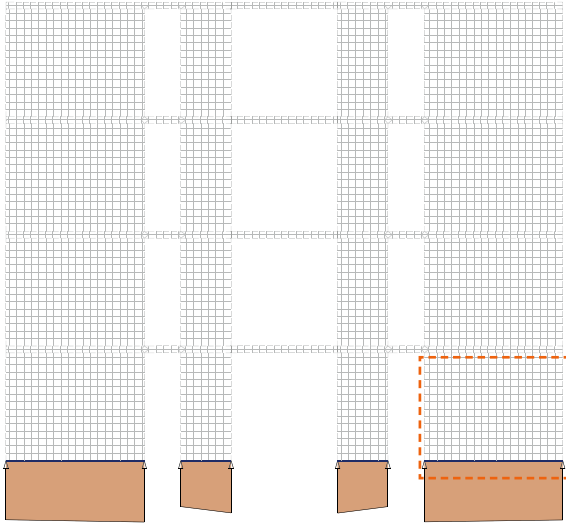


Bild A.12: Auflagerkräfte am FE-Modell mit Deckenscheiben (Rahmenmodell) aus LF 1

In Bild A.12 zeigt sich, dass infolge des symmetrischen Grundrisses und der verbindenden Deckenscheiben die exzentrisch einwirkenden Lasten aus Decken- und Sturzl原因en bis zum Wandfuß nahezu zentriert werden. Ohne die Lastzentrierungen addieren sich die Normalkräfte aus Decken-, Sturz- und Wandlasten über die Wandhöhe wie in Bild A.13 dargestellt.

Da sich die in Bild A.10 und A.11 dargestellten Verformungen infolge der vorhandenen Deckenplatten nicht in der Realität einstellen können, wird für die weitere Berechnung daher eine Lastzentrierung angesetzt. Vereinfacht wird hierbei angenommen, dass die Momente aus Lastexzentrizitäten zu 90 % bis zum Wandfuß infolge innerer Kräfte zentriert werden. Diese inneren Kräfte, in Form von Horizontalkräften in den Wandscheiben, sind beim Nachweis der Schubkrafttragfähigkeit als Horizontalkräfte zu den Wind- und Stabilisierungskräften zu addieren. Zur Berechnung der inneren Kräfte wird ein Modell angesetzt bei dem die Deckenscheiben durch Gelenke an die Wandscheiben anschließen (Bild A.14). Bei der Annahme eines biegesteifen Deckenanschlusses müssten zusätzliche Momente bei der Bemessung der Deckenplatten berücksichtigt werden. Diese Interaktion kann sinnvoll nur anhand von 3D-Finite-Element-Modellen berechnet werden. Wegen des hohen Aufwandes wird dies jedoch nur in Ausnahmefällen zur Anwendung kommen.

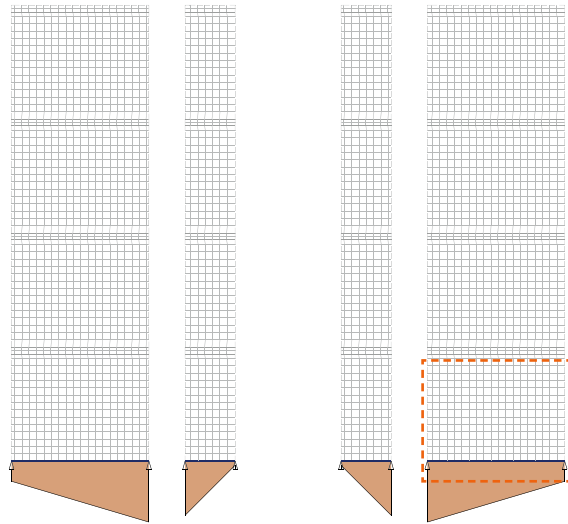


Bild A.13: Auflagerkräfte am FE-Modell ohne Deckenscheiben (Kragmodell) aus LF 1

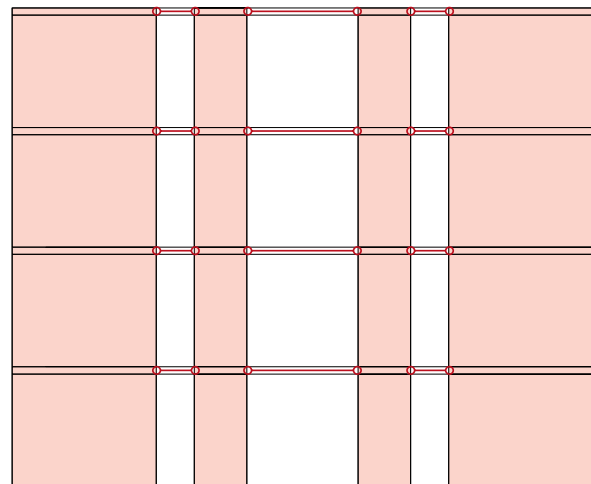


Bild A.14: Scheibenmodell mit gelenkig angeschlossenen Deckenplatten

Achtung: Die Lastzentrierung ist nur dann ansetzbar, wenn infolge der Grundrissituation eine Umverteilung der infolge der Lastausmitte entstehenden Horizontalkräfte möglich ist. Bei asymmetrischen Systemen wird die Anwendung des Kragmodells empfohlen. Da ohne Lastzentrierung keine zusätzlichen inneren Kräfte entstehen, sind die nachzuweisenden Horizontalkräfte am Kragmodell kleiner als am Rahmenmodell.

Tabelle A.7 Lastzusammenstellung		
Dachlasten	Ständige Last g_{Da}	10,00 kN/m
	Veränderliche Last q_{Da}	2,50 kN/m
Deckenlasten	g_{Beton}	5,50 kN/m ²
	$g_{Putz/Belag}$	1,80 kN/m ²
	Ständige Last $\sum g_{De}$	7,30 kN/m ²
	Nutzlast Kategorie A2	1,50 kN/m ²
	Trennwandzuschlag	1,20 kN/m ²
	Veränderliche Last $\sum q_{De}$	2,70 kN/m ²
Eigenlast Wand	$\gamma_w = 1,2 \cdot 10 + 1$	13,00 kN/m ³
	g_{MW}	3,12 kN/m ²
	g_{Putz}	0,36 kN/m ²
	Ständige Last g_{Wa}	3,48 kN/m ²

aus Innenwand im DG und Dachkonstruktion

$$\begin{aligned}
 g_{Beton} &= d_b \cdot \gamma_B \\
 &= 0,22 \cdot 25 \\
 &= 5,5 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

DIN EN 1991-1-1, Anhang A

Wohnräume (A) mit ausreichender Querverteilung

DIN EN 1991-1-1, 6.3

Zuschlag für Dünnbettmörtel:
1,0 kN/m³

$$\begin{aligned}
 g_{MW} &= t \cdot \gamma_w \\
 &= 0,24 \cdot 13 \\
 &= 3,12 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 g_{Putz} &= 0,18 \cdot 2 \\
 &= 0,36 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

über Wandbereiche linearisierte Auflagerkräfte

$$\begin{aligned}
 q_{De,li} &= 59,87-43,37 \\
 &= 16,50 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{De,re} &= 31,14-22,65 \\
 &= 8,49 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$G_{De} = (g_{De,li} + g_{De,re}) / 2 \cdot b$$

$$Q_{De} = (q_{De,li} + q_{De,re}) / 2 \cdot b$$

Werte e_g und e_q aus Nebenrechnung

Werte G_{Uz} und Q_{Uz} aus Linienlager im Türbereich ermittelt

Vertikale Belastung

aus Dachlasten

$$\begin{aligned}
 G_{Da} &= g_{Da} \cdot b = 10,00 \cdot 3,375 = 33,75 \text{ kN} \\
 Q_{Da} &= q_{Da} \cdot b = 2,50 \cdot 3,375 = 8,44 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Linienlast aus Decke (Finite-Elemente-Berechnung)

$$\begin{aligned}
 g_{De,li} &= 43,37 \text{ kN/m} & q_{De,li} &= 16,50 \text{ kN/m} \\
 g_{De,re} &= 22,65 \text{ kN/m} & q_{De,re} &= 8,49 \text{ kN/m} \\
 G_{De} &= 111,4 \text{ kN} & Q_{De} &= 42,15 \text{ kN} \\
 e_g &= -0,177 \text{ m} & e_q &= -0,181 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Einzellast aus anschließendem Türsturz (Unterzug)

$$G_{Uz} = 14,6 \text{ kN} \quad Q_{Uz} = 5,70 \text{ kN}$$

Eigenlast Wand (je Geschoss)

$$G_{Wa} = g_{Wa} \cdot b \cdot h = 3,48 \cdot 3,375 \cdot 2,625 = 30,8 \text{ kN}$$

Schnittgrößen

Einwirkung am Wandkopf der Erdgeschosswand

$$\begin{aligned} N_{g,k} &= 33,75 + 4 \cdot 111,4 + 3 \cdot (14,6 + 30,8) &= 615,6 \text{ kN} \\ N_{q,k} &= 8,44 + 4 \cdot 42,15 + 3 \cdot 5,70 &= 194,1 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momente aus exzentrischer Deckenlast EG - DG

$$\begin{aligned} M_{g,k} &= 4 \cdot 111,4 \cdot -0,177 &= -78,43 \text{ kNm} \\ M_{q,k} &= 4 \cdot 42,15 \cdot -0,181 &= -30,52 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Infolge der Grundrissymmetrie können die Momente aus Exzentrizität durch die Übertragung von Horizontalkräften in den gelenkig angeschlossenen Deckenscheiben zentriert werden. Für die Zentrierung der Vertikalkräfte aus den Stürzen und der Exzentrizitäten der Deckenlasten werden im Anschluss die hierfür nötigen Horizontalkräfte ermittelt. Auf der sicheren Seite liegend werden diese Exzentrizitäten nur zu 90 % zentriert. Die unmittelbar auf der Wand aufliegende Deckenauflast (EG) wird mit der vollen Exzentrizität angesetzt. Für den Wandkopf ergeben sich daher folgende Biegemomente:

$$\begin{aligned} M_{g,k,red} &= 3 \cdot 111,4 \cdot -0,176 \cdot (1-0,9) + 111,4 \cdot -0,176 &= -25,5 \text{ kNm} \\ M_{q,k,red} &= 3 \cdot 42,15 \cdot -0,181 \cdot (1-0,9) + 42,15 \cdot -0,181 &= -9,92 \text{ kNm} \\ e_{g,k,red} &= 25,5 / 615,6 &= 0,041 \text{ m} \\ e_{q,k,red} &= 9,92 / 194,1 &= 0,051 \text{ m} \end{aligned}$$

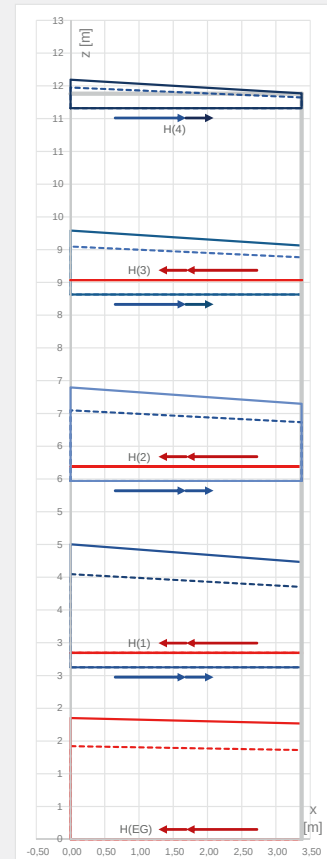
Ermittlung der Zentrierkräfte je Stockwerk

$$\begin{aligned} e_{De,g} &= -0,177 \text{ m} & e_{De,q} &= -0,181 \text{ m} \\ H_{g,De,k} &= -(111,4 \cdot -0,177 \cdot 0,9) / 2,845 &= 6,24 \text{ kN} \\ H_{q,De,k} &= -(42,15 \cdot -0,181 \cdot 0,9) / 2,845 &= 2,41 \text{ kN} \\ e_{Uz} &= -(3,375 - 0,25) / 2 &= -1,563 \text{ m} \\ H_{g,Uz,k} &= -(14,6 \cdot -1,563) / (2,625 + 0,22) &= 8,02 \text{ kN} \\ H_{q,Uz,k} &= -(5,70 \cdot -1,563) / (2,625 + 0,22) &= 3,13 \text{ kN} \end{aligned}$$

Bemessungsnormalkräfte:

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot N_{g,k} + 1,5 \cdot N_{q,k}$$

Verlauf der Vertikalkräfte g und q (linearisiert) und der Horizontalkräfte aus Zentrierung der Momente:



Die Horizontalkräfte

$$H = N \cdot e / h$$

sind bei der Bemessung der Wandscheibe für Horizontalkräfte zu berücksichtigen. Exzentrizität e_{Uz} wird für Sturzaufлагertiefe von 25 cm ermittelt.

$$\begin{aligned} H_{Wandkopf} &= -M / h \\ H_{Wandfuß} &= +M / h \end{aligned}$$

Die Lasten aus dem Sturz im EG werden gesondert berücksichtigt.

Wandkopf:

$$N_{Ed,o} = 1,35 \cdot 615,6 + 1,5 \cdot 194,1 = 1122,2 \text{ kN}$$

$$N_{Ek,o} = 1,00 \cdot 615,6 + 0 = 615,6 \text{ kN}$$

Wandmitte:

$$g_{w,m} = 2,625 / 2 \cdot 3,48 = 4,57 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed,m} = 1,35 \cdot 4,57 \cdot 3,375 + 1122,2 = 1143,0 \text{ kN}$$

Wandfuß:

$$g_{w,u} = 2,625 \cdot 3,48 = 9,14 \text{ kN/m}$$

$$N_{Ed,u} = 1,35 \cdot 9,14 \cdot 3,375 + 1122,2 = 1163,8 \text{ kN}$$

Zugehörige Biegemomente in Wandlängsrichtung unter Berücksichtigung der Zentrierkräfte:

$$M_{Ed,o} = 1,35 \cdot -25,5 + 1,5 \cdot -9,92 = -49,3 \text{ kNm}$$

$$\text{mit } H_{Ed,De} = 1,35 \cdot 6,24 + 1,5 \cdot 2,41 = 12,0 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,m} = -49,3 + 12,0 \cdot 2,845/2 = -32,2 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,u} = -49,3 + 12,0 \cdot 2,845 = -15,2 \text{ kNm}$$

Normalkraftverlauf über die Wandhöhe:

$$\text{Wandkopf: } n_{Ed,o,li} = 358,6 \text{ kN/m} \quad n_{Ed,o,re} = 306,6 \text{ kN/m}$$

$$\text{Wandmitte: } n_{Ed,m,li} = 355,7 \text{ kN/m} \quad n_{Ed,m,re} = 321,7 \text{ kN/m}$$

$$\text{Wandfuß: } n_{Ed,u,li} = 352,9 \text{ kN/m} \quad n_{Ed,u,re} = 336,9 \text{ kN/m}$$

Berücksichtigung der Last aus dem Türsturz:

$$\text{Auflagertiefe Sturz: } a = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{Unterkante Sturz: } h_s = 2,25 \text{ m}$$

$$\text{Lastlänge in Wandmitte: } l_m = 0,25 + 0,94 \cdot \tan(30^\circ) = 0,79 \text{ m}$$

$$\text{Lastlänge am Wandfuß: } l_u = 0,25 + 2,25 \cdot \tan(30^\circ) = 1,55 \text{ m}$$

Maximale Bemessungsnormalkraft

$$\max N_{Ed,o}$$

$$N_{Ek,o} = \min N_{Ed,o}$$

lichte Wandhöhe = 2,625 m

aus Zentrierung Deckenlast in Wandmitte:

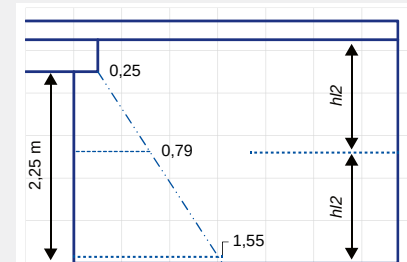
$$M_{Ed,m} = M_{Ed,o} \cdot H_{Ed,De} \cdot h/2$$

am Wandfuß

$$M_{Ed,u} = M_{Ed,o} \cdot H_{Ed,De} \cdot h$$

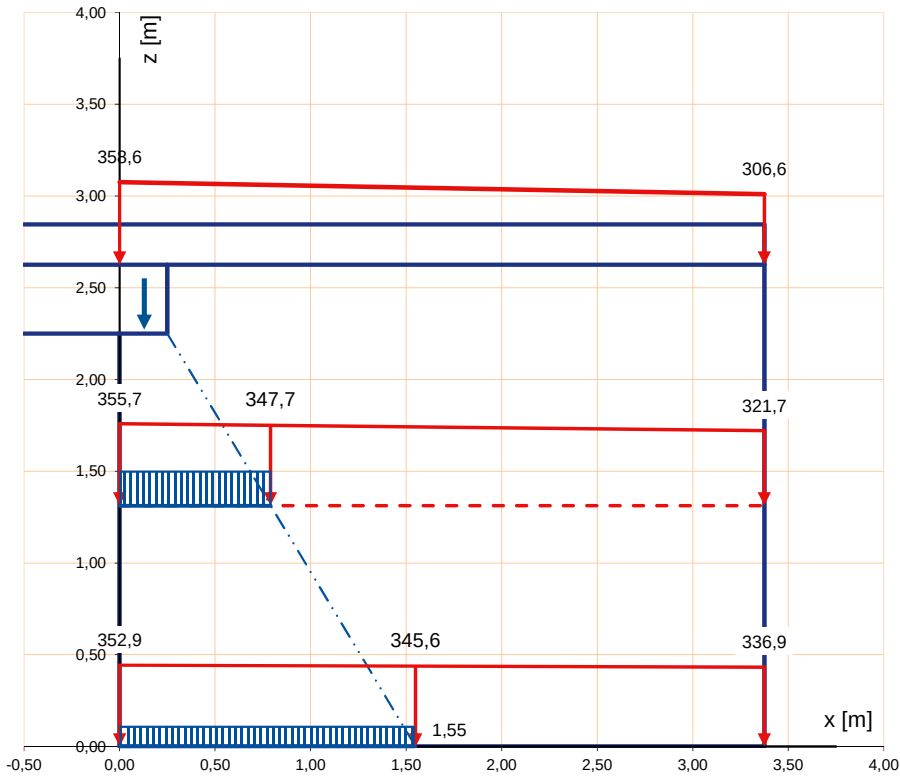
$$n = N / b \pm M / (b^2 / 6)$$

mit b = Wandlänge



Lastausbreitung unter 60°

Belastungsbild


Wandmitte ($l_m = 0,79 \text{ m}$)

$$N_{Ed,m} = (355,7 + 347,7)/2 \cdot 0,79 + 28,26 = 306,1 \text{ kN}$$

Wandfuß ($l_u = 1,55 \text{ m}$)

$$N_{Ed,u} = (352,9 + 345,6)/2 \cdot 1,55 + 28,26 = 569,6 \text{ kN}$$

Die Lasten aus exzentrischer Normalkraft werden in Wandmitte und am Wandfuß mit der als Blocklast angesetzten Last aus dem Türsturz (Index Uz) überlagert.

$$N_{Ed,Uz} = 1,35 \cdot 14,6 + 1,5 \cdot 5,7 = 28,26 \text{ kN}$$

Die Lastexzentrizität über den Bereich I ist infolge der Zentrierung durch Horizontalkräfte vernachlässigbar.

Tabelle A.8

Überprüfung der Bedingungen zur Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden

Kriterium	Anforderung	Istwert	Bemerkung
Maximale Gebäudehöhe	$H \leq 20 \text{ m}$	15,35 m	eingehalten
Maximale Deckenstützweite	$l \leq 6 \text{ m}$	5,34 m	eingehalten
Maximal zulässige Geschosshöhe	keine Einschränkung	2,625 m	eingehalten
Maximale Verkehrslast auf Decken	$q_k \leq 5 \text{ kN/m}^2$	2,7 kN/m ²	eingehalten

Vergleiche Abschnitt 4

Nachweis der Normalkrafttragfähigkeit

Bemessungswert N_{Rd} des Widerstandes

$$N_{Rd} = \Phi \cdot A \cdot f_d$$

Abminderungsfaktor Φ_1 aus Deckenverdrehung

$$\Phi_{1,u} = \Phi_{1,o} = 1$$

Abminderungsfaktor Φ_2 für Knicken

Knicklängenfaktor für $175 < t \leq 250 \text{ mm}$:

mit $t = 24 \text{ cm}$ folgt $\rho_2 = 0,9$

Knicklänge:

$$h_{ef} = \rho_2 \cdot h = 0,9 \cdot 2,625 = 2,36 \text{ m}$$

Schlankheit:

$$h_{ef} / t = 2,36 / 0,24 = 9,8 < 27 = \text{zul } h_{ef} / t$$

$$\begin{aligned} \Phi_2 &= 0,85 \cdot \frac{a}{t} - 0,0011 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{t} \right)^2 \\ &= 0,85 \cdot 1 - 0,0011 \cdot 9,82 = 0,74 \end{aligned}$$

Abminderungsfaktor Φ_y für Exzentrizitäten in Wandlängsrichtung

$$\begin{aligned} \text{Wandkopf: } M_{Ed} &= 49,3 \text{ kNm}, M_{Ed} = 1122,2 \text{ kNm}, \\ \Phi_{y,o} &= 1 - 2 \cdot 0,044 / 3,375 = 0,97 \end{aligned}$$

$$\text{Wandmitte: } \Phi_{y,m} = 1$$

$$\text{Wandfuß: } \Phi_{y,u} = 1$$

Bemessung

gewählt: Mauerwerk aus Planhochlochziegeln nach DIN EN 771-1 in Verbindung mit DIN 20000-401

Steinfestigkeitsklasse: 12

Mörtel: DM (Dünnbettmörtel)

A Wandquerschnitt

Die unterschiedlichen Stützweiten der anschließenden Decken werden in der Berechnung des Abminderungsfaktors Φ für das Knicken in Wandmitte berücksichtigt. Die Deckenverdrehungen sind daher nur für Endauflager einer Decke zu berücksichtigen, d. h. $\Phi_1 = 1$.

h_{ef} nach Gleichung (20)

Φ_y nach Gleichung (37)

mit $e = M / N$

$$e_o = 49,3 / 1122,2 = 0,044 \text{ m}$$

$$e_m \approx 0,00 \text{ m}$$

$$e_u \approx 0,00 \text{ m}$$

Wert der charakteristischen Druckfestigkeit
(DIN EN 1996-3/NA, Tab. NA.D.10):

$$f_k = 4,7 \text{ MN/m}^2$$

Bemessungswert der Druckfestigkeit:

$$f_d = 0,85 \cdot \frac{4,7}{1,5} = 2,66 \text{ MN/m}^2$$

Bemessungswiderstand am Wandkopf:

$$\text{mit } \Phi_o = \Phi_y = 0,97 > 0,85$$

→ kein weiterer Nachweis erforderlich

Bemessungswiderstand in Wandmitte:

$$\begin{aligned} \text{mit } \Phi_m &= 1,0 \cdot 0,74 \\ N_{Rd,m} &= \Phi_m \cdot A \cdot f_d = 0,74 \cdot 0,24 \cdot 0,79 \cdot 2,66 \cdot 1000 \\ &= 373,2 \text{ kN} > N_{Ed,m} = 306,1 \text{ kN} \end{aligned}$$

Bemessungswiderstand am Wandfuß:

$$\begin{aligned} \text{mit } \Phi_u = \Phi_y &= 1,0 \\ N_{Rd,u} &= \Phi_u \cdot A \cdot f_d = 1,0 \cdot 0,24 \cdot 1,55 \cdot 2,66 \cdot 1000 \\ &= 989,5 \text{ kN} > N_{Ed,u} = 569,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

Mit $\Phi > 0,85$ ist in jedem Fall der Nachweis in Wandmitte (bzw. Wandfuß) maßgebend.

In Wandmitte sind die Abminderungsfaktoren in Wandlängs- und Querrichtung zu überlagern:

N_{Rd} nach Gleichung (38)

$$\Phi_m = \Phi_2 \cdot \Phi_y$$

$$\text{mit } A = 0,24 \text{ m} \cdot 0,79 \text{ m}$$

Hinweis: Nur bei großen Lastexzentrizitäten kann die Bemessung am Wandfuß maßgebend werden. I.d.R. kann hier der Nachweis für Innenwände entfallen.

Tabelle A.9 Zusammenstellung der maßgebenden Werte

Ort	Abminderungsfaktoren	Widerstand	Einwirkung	$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}$	Bemerkungen
		N_{Rd}	N_{Ed}		
	Φ_i	kN	kN		
Wandkopf	0,97	-	-	-	nicht maßgebend
Wandmitte	0,74	373,2	306,1	0,82	Nachweis erbracht
Wandfuß	1,0	989,5	569,6	0,58	Nachweis erbracht

Hinweis: Der Nachweis der Teilflächenpressung aus dem Türsturz ist wegen der geringen Auflagerlast nicht maßgebend und wird hier nicht geführt!

Nachweis der räumlichen Aussteifung

Gebäudegeometrie (Längen in m, OK-Kellerdecke = -0,15 m)				
Abmessung	Gebäude	Erker 1	Erker 2 (links u. rechts)	Gesamtlänge bzw. -breite
Länge	14,25	1,00	3,49	15,25
Breite	14,37	7,86	0,5	15,365

Höhenkote Einspannebene	-0,15 m
Höhenkote OK letzte Decke	11,23 m
Höhenkote Traufhöhe	12,015 m
Höhenkote OK First	15,35 m
Dachneigung Walm	seitlich 25° vorn / hinten 25°
Geschosshöhen	2,845 m
mittlere Höhe im DG	$\frac{15,35 - 12,015}{2} + 0,785 = 2,45 \text{ m}$

Wanddicke Außenwand	0,365 m
Wanddicke Innenwand	0,24 m
Wandlängen Innenwände	
tragende Innenwände x-Richt.	$2 \cdot l_1 = 2 \cdot 5,365 = 10,73 \text{ m}$
tragende Innenwände y-Richt	$2 \cdot l_2 = 2 \cdot 5,385 = 10,77 \text{ m}$
Wohnungstrennwand und Treppenhauswände	
$l_3 + 2 \cdot l_4 + l_5 = 7,645 + 2 \cdot 6,635 + 2,845$	$= 23,76 \text{ m}$

Schiefstellung

Gebäudehöhe bis OK Fundament	
$h_{\text{tot}} = 15,35 + 0,15$	$= 15,50 \text{ m}$
$\nu = \frac{1}{100\sqrt{h_{\text{tot}}}}$	$= 0,00254 \text{ rad} = \frac{1}{394} \text{ rad}$

Länge = Giebelwandseite

Breite = Traufseite

OK Kellerdecke
(mit Belagsdicke 15 cm)

$2,625 + 0,22 = 2,845 \text{ m}$

Wandlängen ohne Öffnungsabzug

$l_1 = 5,365 \text{ m}$ (aus Bild A.2)

$l_2 = 1,00 + 0,885 + 3,50$
 $= 5,385 \text{ m}$

$l_3 = 1,26 + 5,385 + 1,00$
 $= 7,645 \text{ m}$

$l_4 = 5,135 + 0,24 + 1,26$
 $= 6,635 \text{ m}$

$l_5 = 0,24 + 2,365 + 0,24$
 $= 2,845 \text{ m}$

nach DIN EN 1996-1-1, 5.3
Horizontallast aus Schiefstellung:

$$H = \sum N \cdot \nu = \frac{\sum N}{394}$$

Ermittlung der Vertikallasten zur Berechnung der Horizontallasten aus Schiefstellung

Bauteilgewichte

Außenwand	vgl. Pos. 1	=	3,53 kN/m ²
tragende Innenwände	vgl. Pos. 2	=	3,48 kN/m ²
Wohnungstrennwand	0,24 · 20 + 0,36	=	5,16 kN/m ²
Deckengewicht KG-DG		=	7,30 kN/m ²
Anzahl Geschossdecken o. KG		4	

Vertikale ständige Lasten

Dachkonstruktion:

$$G_{Da} = \frac{g_s}{\cos(25)} \cdot A_G = \frac{0,95}{\cos(25)} \cdot 215,2 = 225,6 \text{ kN}$$

Stahlbetondecken:

$$G_{De,1} = 215,2 \cdot 7,30 = 1571,0 \text{ kN}$$

Wände:

Dachgeschoss:

Außenwände:

$$G_{A,DG} = 2 \cdot (15,25 + 15,31) \cdot 3,53 \cdot 0,50 = 107,9 \text{ kN}$$

Innenwände:

$$G_{I,DG} = (10,73 \cdot 3,48 + 10,77 \cdot 3,48 + 23,76 \cdot 5,16) \cdot 2,45 = 483,7 \text{ kN}$$

1. Obergeschoss bis 3. Obergeschoss:

Außenwände:

$$G_{A,1} = 2 \cdot (15,25 + 15,31) \cdot 3,53 \cdot 2,845 \cdot 3 = 1841,5 \text{ kN}$$

Innenwände:

$$G_{I,1} = ((10,73 + 10,77) \cdot 3,48 + 23,76 \cdot 5,16) \cdot 2,845 \cdot 3 = 1685,0 \text{ kN}$$

Erdgeschoss:

Außenwände:

$$G_{A,EG} = 2 \cdot (15,25 + 15,31) \cdot 3,53 \cdot 2,845 = 613,8 \text{ kN}$$

Innenwände:

$$G_{I,EG} = ((10,73 + 10,77) \cdot 3,48 + 23,76 \cdot 5,16) \cdot 2,845 = 561,7 \text{ kN}$$

Eigengewichte

$$0,22 \cdot 25 + 1,8 = 7,30 \text{ kN/m}^2$$

Mittlere Flächenlast der Dachkonstruktion

$$g_s = 0,95 \text{ kN/m}^2$$

Grundfläche:

$$A_G = 14,25 \cdot 14,305 + 1,0 \cdot 7,86 + 3,49 \cdot 0,5 \cdot 2 = 215,2 \text{ m}^2$$

Wandhöhe im Drempelbereich:

$$h = 0,50 \text{ m}$$

Mittlere Wandhöhe im DG:

$$h = 2,45 \text{ m}$$

$$\text{mit } g_w = 3,53 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{mit } g_{w1} = 3,48 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{w2} = 5,16 \text{ kN/m}^2$$

Summe Vertikallasten aus Lastfall ständige Lasten

für Schiefstellung in Höhe EG-Decke:

$$\Sigma G_{EG} = 225,6 + 4 \cdot 1571,0 + 107,9 + 483,7 + 1841,5 + 1685,0 + (613,8 + 561,7) / 2 = 11216 \text{ kN}$$

Vertikale Verkehrslast

Schnee:

$$Q_{Da,s} = s \cdot A = 0,52 \cdot 215,2 = 111,9 \text{ kN}$$

Nutzlasten Kategorie A:

$$Q_{De,1} = q_{De} \cdot A = 2,70 \cdot 215,2 = 581,0 \text{ kN}$$

$$Q_{De,ges} = 581,0 \cdot 4 = 2324 \text{ kN}$$

Für den Lastangriff in Höhe der Erdgeschossdecke wird die halbe Wandlast aus dem EG mit berücksichtigt.

Nach DIN EN 1991-1-3

Schneelastzone 1:

$$s_k = 0,65 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu_1 = 0,8$$

$$s = 0,65 \cdot 0,8 = 0,52 \text{ kN/m}^2$$

Nutzlast + Trennwandzuschlag:
1,50 + 1,20 = 2,70 kN/m²

Horizontallasten aus Schiefstellung

aus ständigen Lasten

$$H_{S,3OG,gk} = \frac{225,6 + 1571,0 + 107,9 + 483,7 + (613,8 + 561,7) / 2}{394} = 7,55 \text{ kN}$$

$$H_{S,2OG,gk} = H_{S,1OG,gk} = H_{S,EG,gk}$$

$$= \frac{1571,0 + 613,8 + 561,7}{394} = 6,97 \text{ kN}$$

aus nichtständigen Lasten

$$H_{S,3OG,sk} = \frac{111,9}{394} = 0,28 \text{ kN}$$

$$H_{S,3OG,qk} = H_{S,2OG,qk} = H_{S,1OG,qk} = H_{S,EG,qk} = \frac{581,0}{394} = 1,47 \text{ kN}$$

$$H_{S,i,gk} = G_{i,gk} \cdot u$$

mit $u = 1/394$

aus Schnee

aus Nutzlast Kategorie A

Horizontallast aus Wind nach DIN EN 1991-1-4

Prismatischer Baukörper	h/b	= 1,01 ≈ 1,0
-------------------------	-------	--------------

Bereich D (Winddruck)	$c_{pe,10}$	= 0,8
-----------------------	-------------	-------

Bereich E (Windsog)	$c_{pe,10}$	= -0,5
---------------------	-------------	--------

	c_{pe}	= 1,3
--	----------	-------

d. h. keine abgestufte Winddruckverteilung erforderlich

nach DIN EN 1991-1-4, Tabelle 7.1

Windparameter für das Walmdach

Neigungswinkel	Bereich H	Bereich I	Vektorsumme
α in °	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,Wa}$
15	0,2	-0,5	-
30	0,4	-0,4	-
25 (interpoliert)	0,33	-0,43	0,76

Es werden nur die Hauptbereiche H und I nach DIN EN 1991-1-4, Bild 7.9 angesetzt.

Ermittlung der Windeinzugsfläche

Breite

$$b_p = 15,25 \text{ m} \approx h = 15,35 \text{ m}$$

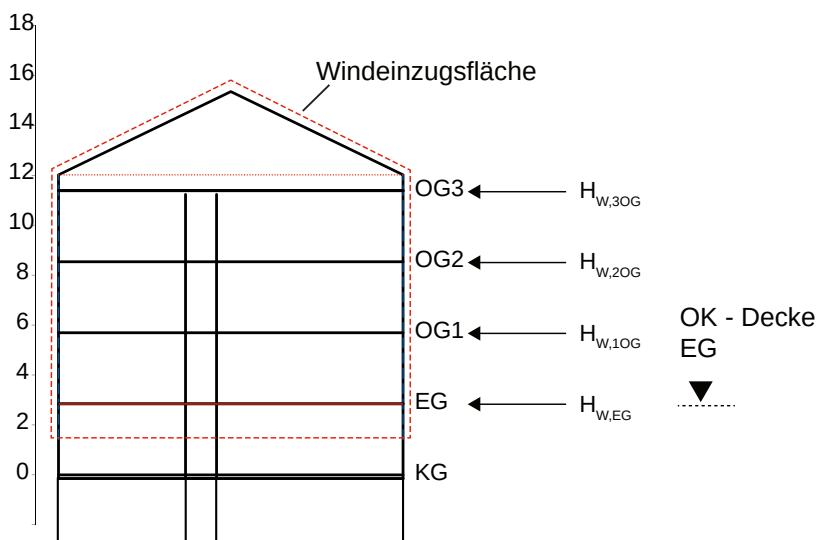
Böengeschwindigkeitsdruck

$$10 \text{ m} < h < 18 \text{ m: mit } h = 14,86 \text{ m}$$

$$q_p = 0,80 \text{ kN/m}^2$$

Windzone WZ 2 Binnenland

Vereinfachter Böengeschwindigkeitsdruck q_p in Abhängigkeit der Gebäudehöhe nach DIN EN 1991-1-4/NA, Tabelle NA.B.3



$$\begin{aligned}
 H_{W,Walm} &= q_w \cdot c_{pe,Wa} \cdot b_p \cdot h_{WaD} / 2 \\
 &= 0,8 \cdot 0,76 \cdot 15,25 \cdot \frac{3,335}{2} = 15,5 \text{ kN} \\
 H_{W,Wa,i} &= q_w \cdot c_{pe,p} \cdot b_p \cdot h_{p,i} \\
 H_{W,Wa,3OG} &= 0,8 \cdot 1,3 \cdot 15,25 \cdot (0,785 + 2,845/2) = 35,0 \text{ kN} \\
 H_{W,Wa,2OG} &= 0,8 \cdot 1,3 \cdot 15,25 \cdot 2,845 = 45,1 \text{ kN} \\
 H_{W,Wa,1OG} &= 0,8 \cdot 1,3 \cdot 15,25 \cdot 2,845 = 45,1 \text{ kN} \\
 H_{W,Wa,EG} &= 0,8 \cdot 1,3 \cdot 15,25 \cdot 2,845 = 45,1 \text{ kN} \\
 H_{W,Ges} &= 185,8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Windlast auf Walmdach

Windlasten auf Wand
(Resultierende in Höhe der Deckenscheiben angreifend)

Charakteristische Horizontallasten aus den Lastfällen Ständige Lasten, Schnee, Nutzlast u. Wind sowie aus der maßgebenden Lastkombination der Bemessungslast:

$$H_{Ed} = 1,35 \cdot H_{g,k} + 1,5 \cdot (\psi_{0,s} \cdot H_{s,k} + \psi_{0,q} \cdot H_{q,k} + H_{s,w})$$

Auf Windscheibe entfallender Lastanteil: 0,233

$\psi_{0,i}$	1,0	0,5	0,7	1,0	
	$H_{LFg,k}$	$H_{LFs,k}$	$H_{LFq,k}$	$H_{LFw,k}$	H_{Ed}
	kN	kN	kN	kN	kN
3.OG	1,76	0,065	0,343	11,77	20,43
2.OG	1,62		0,343	10,51	18,31
1.OG	1,62		0,343	10,51	18,31
EG	1,62		0,343	10,51	18,31
ΣH	6,62	0,065	1,34	43,30	79,34

Nachweis der Nachgiebigkeit

$$h_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_{Ed}}{\Sigma E \cdot I}} \leq 0,6 \quad \text{für } n \geq 4$$

$$\leq 0,2 + 0,1 \cdot n \quad \text{für } 1 \leq n < 4$$

mit:

h_{tot} Gebäudehöhe über Einspannebene

n Anzahl der Geschosse

N_{Ed} Bemessungswert der vertikalen Einwirkungen bis zur Einspannebene

$\Sigma E \cdot I$ Summe der Biegesteifigkeit der aussteifenden Wände in der betrachteten Richtung

$$E = 1100 \cdot f_k \quad \text{mit } f_k = 4,7 \text{ MN/m}^2$$

$$= 1100 \cdot 4,7 \quad = 5170 \text{ MN/m}^2$$

$$I = \frac{t \cdot b^3}{12} = \frac{0,24 \cdot 3,375^3}{12} = 0,769 \text{ m}^4$$

$$\Sigma I = 0,769 / 0,233 = 3,30 \text{ m}^4$$

$$N_{Ed} = 1,0 \cdot 11803 + 1,0 \cdot (0,5 \cdot 111,9 + 0,7 \cdot 2324) = 13486 \text{ kN}$$

$$h_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_{Ed}}{\Sigma E \cdot I}} = 18,35 \cdot \sqrt{\frac{13,486}{5170 \cdot 3,30}} = 0,52 < 0,6$$

Der Nachweis wird erbracht.

Formänderungen der aussteifenden Bauteile müssen daher bei der Schnittgrößenermittlung nicht berücksichtigt werden!

Anhand der Steifigkeitsverteilung der aussteifenden Wandscheiben ergab sich aus einer Vergleichsrechnung für die betrachtete Windscheibe ein Lastanteil von 23,3 % der Gesamtlast.

für das 3. OG

$$H_{g,k} = 0,233 \cdot 7,55 = 1,76 \text{ kN}$$

$$H_{s,k} = 0,233 \cdot 0,28 = 0,065 \text{ kN}$$

$$H_{q,k} = 0,233 \cdot 1,47 = 0,343 \text{ kN}$$

Der Nachweis der Nachgiebigkeit darf nach DIN EN 1996-1-1, 5.4(1) geführt werden (Gebrauchslastniveau).

Die Teilsicherheitsbeiwerte werden daher mit $\gamma_g = 1,0$ und $\gamma_q = 1,0$ angesetzt.

$$N_{Ek,g} = 11216 + (613,8 + 561,7) / 2 = 11803 \text{ kN}$$

t = Wanddicke

b = Wandlänge

$$h_{tot} = 2,875 + 2,815 + 3 \cdot 2,845 + 0,785 + 3,335$$

$$h_{tot} = 18,35 \text{ m}$$

Die Wandscheibe übernimmt wie zuvor beschrieben das 0,233-fache der Horizontalkraft. Demzufolge beträgt das Gesamtträgheitsmoment ΣI das 1/0,233-fache des Trägheitsmomentes der Wand mit $b = 3,375 \text{ m}$.

Ermittlung der maßgebenden Schnittkräfte:

Horizontalkräfte H und Momente M_H in Wandlängsrichtung						
i	Höhe Lastangriff		H_k	H_{Ed}	$M_{k,H}$	$M_{Ed,H}$
	z [m]	Δz [m]	kN	kN	kNm	kNm
4	11,380	8,535	13,80	20,43	117,8	174,4
3	8,535	5,690	12,37	18,31	70,4	104,2
2	5,690	2,845	12,37	18,31	35,2	52,1
1	2,845	0,000	12,37	18,31	0,0	0,0
	Summe		50,91	75,36	223,4	330,7

Normalkräfte N_{Ed}		
	Normalkraft max N_{Ed}	Normalkraft min N_{Ed} ($\gamma_G = 1,00$)
Wandmitte	Wandlast $G_{W,m} = 2,625/2 \cdot 3,48 \cdot 3,375 = 15,42$ kN	
	$N_{Ed,m} = 1122,2 + 28,26 + 1,35 \cdot 15,42$	$N_{Ed,m} = 615,6 + 14,6 + 1,0 \cdot 15,42$
	$N_{Ed,m} = 1171,3$ kN	$N_{Ed,m} = 645,6$ kN
Wandfuß	Wandlast $G_{W,u} = 2,625 \cdot 3,48 \cdot 3,375 = 30,83$ kN	
	$N_{Ed,u} = 1122,2 + 28,26 + 1,35 \cdot 30,83$	$N_{Ed,u} = 615,6 + 14,6 + 1,0 \cdot 30,83$
	$N_{Ed,u} = 1192,1$ kN	$N_{Ed,u} = 661,0$ kN

Momente M_{Ed} für Lastfall max N_{Ed}		
Wandmitte	$M_{Ed,N} = 1,35 \cdot -25,5 + 1,5 \cdot -9,92$	$= -49,3$ kNm
	$M_{Ed,UZ} = N_{Ed,UZ} \cdot e_{UZ} = 28,26 \cdot -1,563$	$= -44,2$ kNm
	$M_{Ed,o,Z} = H_{Ed,Z} \cdot z = 27,56 \cdot 1,423$	$= 39,22$ kNm
	mit $z = (2,625 + 0,22)/2 = 1,423$ m	
	$M_{Ed,o,H} = \pm (330,7 + 75,36 \cdot 1,423)$	$= \pm 437,9$ kNm
	min $M_{Ed,m} = -49,3 - 44,2 + 39,2 - 437,9$	$= -492,2$ kNm
Wandfuß	$M_{Ed,N} =$	$= -49,3$ kNm
	$M_{Ed,UZ} =$	$= -44,2$ kNm
	$M_{Ed,o,Z} = H_{Ed,Z} \cdot z = 27,56 \cdot 2,735$	$= 75,4$ kNm
	mit $z = 2,625 + 0,22/2 = 2,735$ m	
	$M_{Ed,o,H} = \pm (330,7 + 75,36 \cdot 2,735)$	$= \pm 536,8$ kNm
	min $M_{Ed,u} = -49,3 - 44,2 + 75,4 - 536,8$	$= -554,9$ kNm

Hinweis: Die Lastangriffspunkte der Horizontallasten befinden sich jeweils in den Mittelachsen der Deckenplatten!

$$H_{k,EG} = 1,62 + 0,7 \cdot 0,343 + 10,51 = 12,37 \text{ kN}$$

$$H_{Ed,EG} = 1,35 \cdot 1,62 + 1,5 \cdot (0,7 \cdot 0,343 + 10,51) = 18,31 \text{ kN}$$

$$M_H = H \cdot \Delta z$$

$$G_{W,m} = h / 2 \cdot \gamma_w \cdot b$$

$$N_{Ed,m} = N_{Ed,o} + N_{Ed,UZ} + \gamma_g \cdot G_{W,m}$$

$$G_{W,u} = h \cdot \gamma_w \cdot b$$

$$N_{Ed,u} = N_{Ed,o} + N_{Ed,UZ} + \gamma_g \cdot G_{W,u}$$

$$M_{Ed,N} = 1,35 \cdot M_{g,k,red} + 1,5 \cdot M_{q,k,red}$$

aus Türsturz (Index UZ):

$$N_{Ed,UZ} = 28,26 \text{ kN}$$

aus Zentrierkräften (Index Z):

$$H_{Ed,Z} = 1,35 \cdot (6,24 + 8,02) + 1,5 \cdot (2,41 + 3,13) = 27,56 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,o,H} = M_{Ed,H} + H_{Ed} \cdot z$$

siehe Wandmitte

Momente M_{Ed} für Lastfall min N_{Ed}

Wand- mitte	$M_{Ed,N}$	$= 1,0 \cdot -25,5 + 0,0$	$= -25,5 \text{ kNm}$
	$M_{Ed,UZ}$	$= N_{Ed,UZ} \cdot e_{UZ} = 14,6 \cdot -1,563$	$= -22,8 \text{ kNm}$
	$M_{Ed,o,Z}$	$= H_{Ed,Z} \cdot z = 14,26 \cdot 1,423$	$= 20,3 \text{ kNm}$
	$M_{Ed,o,H}$	$= \pm (330,7 + 75,36 \cdot 1,423)$	$= \pm 437,9 \text{ kNm}$
	min $M_{Ed,m}$	$= -25,5 - 22,8 + 20,3 - 437,9$	$= -465,9 \text{ kNm}$
Wand- fuß	$M_{Ed,N}$	$=$	$= -25,5 \text{ kNm}$
	$M_{Ed,UZ}$	$=$	$= -22,8 \text{ kNm}$
	$M_{Ed,o,Z}$	$= H_{Ed,Z} \cdot z = 14,26 \cdot 2,735$	$= 39,0 \text{ kNm}$
	$M_{Ed,o,H}$	$= \pm (330,7 + 75,36 \cdot 2,735)$	$= \pm 536,8 \text{ kNm}$
	min $M_{Ed,u}$	$= -25,5 - 22,8 + 39,0 - 536,8$	$= -546,1 \text{ kNm}$
	max $M_{Ed,u}$	$= -25,5 - 22,8 + 39,0 + 536,8$	$= +527,5 \text{ kNm}$

Charakteristische Momente M_{Ek} für Lastfall min N_{Ed}

Wand- fuß	$M_{Ek,N}$	$= -25,5 - 0$	$= -25,5 \text{ kNm}$
	$M_{Ek,UZ}$	$= (14,6 + 0) \cdot -1,563$	$= -22,8 \text{ kNm}$
	$M_{Ek,o,Z}$	$= H_{Ek,Z} \cdot z = 14,26 \cdot 2,735$	$= 39,0 \text{ kNm}$
	$M_{Ek,o,H}$	$= \pm (223,4 + 50,91 \cdot 2,735)$	$= \pm 362,6 \text{ kNm}$
	min $M_{Ek,u}$	$= -25,5 - 22,8 + 39,0 - 362,6$	$= 371,9 \text{ kNm}$

Ermittlung der Exzentrizitäten $e = M / N$

Wandmitte:		
aus max N_{Ed}	$e = 492,2 / 1171,3$	$= 0,420 \text{ m}$
aus min N_{Ed}	$e = 465,9 / 645,6$	$= 0,722 \text{ m}$
Wandfuß:		
aus max N_{Ed}	$e = 554,9 / 1192,1$	$= 0,465 \text{ m}$
aus min N_{Ed}	$e = 546,1 / 661,0$	$= 0,826 \text{ m}$
aus N_{Ek}	$e_k = 371,9 / 661,0$	$= 0,563 \text{ m}$

$$M_{Ed,N} = 1,0 \cdot M_{g,k,red}$$

$$N_{Ed,UZ} = 1,0 \cdot 14,6 = 14,6 \text{ kN}$$

aus Zentrierkräften:

$$H_{Ed,Z} = 1,0 \cdot (6,24 + 8,02)$$

$$= 14,26 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,o,H} = M_{Ed,H} + H_{Ed,Z}$$

siehe Wandmitte

$$H_{Ek,Z} = 6,24 + 0 + 8,02 + 0$$

$$= 14,26 \text{ kN}$$

Nachweis der Windscheibe am Wandfuß

Bemessungswert N_{Rd} des Widerstandes

$$N_{Rd} = \Phi \cdot A \cdot f_d = \Phi \cdot t \cdot b \cdot f_d$$

Abminderungsfaktor Φ_1

bei überwiegender Biegebeanspruchung:

$$\Phi_1 = 1 - 2 \cdot e_w / b$$

Wandmitte:

$$\text{Für max N: } \Phi_{m,maxN} = 1 - 2 \cdot 0,420 / 3,375 = 0,75$$

$$\text{Für min N: } \Phi_{m,minN} = 1 - 2 \cdot 0,722 / 3,375 = 0,57$$

Wandfuß:

$$\text{Für max N: } \Phi_{u,maxN} = 1 - 2 \cdot 0,465 / 3,375 = 0,72$$

$$\text{Für min N: } \Phi_{u,minN} = 1 - 2 \cdot 0,826 / 3,375 = 0,51$$

Bemessungswiderstände

Wegen der Kurzzeitbelastung aus Wind kann der Dauerstandsfaktor $\zeta = 1,0$ angenommen werden.

$$f_d = 1,0 \cdot 4,70 / 1,50 = 3,13 \text{ MN/m}^2$$

Wandmitte:

$$N_{Rd,m,maxN} = 0,75 \cdot 0,74 \cdot 0,24 \cdot 3,375 \cdot 3,13 \cdot 1000 = 1407,1 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,m,minN} = 0,57 \cdot 0,74 \cdot 0,24 \cdot 3,375 \cdot 3,13 \cdot 1000 = 1069,4 \text{ kN}$$

Wandfuß:

$$N_{Rd,u,maxN} = 0,72 \cdot 0,24 \cdot 3,375 \cdot 3,13 \cdot 1000 = 1825,4 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,u,minN} = 0,51 \cdot 0,24 \cdot 3,375 \cdot 3,13 \cdot 1000 = 1293,0 \text{ kN}$$

Nachweis der Normalkrafttragfähigkeit

Wandmitte:

$$\text{Für max N: } N_{Ed,m,maxN} = 1171,3 \text{ kN} < N_{Rd,m,maxN} = 1407,1 \text{ kN}$$

$$\text{Für min N: } N_{Ed,m,minN} = 645,6 \text{ kN} < N_{Rd,m,minN} = 1069,4 \text{ kN}$$

Wandfuß:

$$\text{Für max N: } N_{Ed,u,maxN} = 1192,1 \text{ kN} < N_{Rd,u,maxN} = 1825,4 \text{ kN}$$

$$\text{Für min N: } N_{Ed,u,minN} = 661,0 \text{ kN} < N_{Rd,u,minN} = 1293,0 \text{ kN}$$

Nachweise erbracht

nach DIN EN 1996-1-1/NA,
NCI zu 6.1.2.2 (NA.3)

(i = maßgebende Nachweisstelle)

mit $e_w = e$ aus SchnittgrößenermittlungZur Berücksichtigung einer über die Wandlänge veränderlichen Normalspannungsverteilung infolge des Moments aus Horizontallast wird der Abminderungswert Φ_y im Anschluss mit dem schon zuvor ermittelten Abminderungsfaktor Φ_2 (Knicken) überlagert.

$$N_{Rd,m} = \Phi_y \cdot \Phi_2 \cdot t \cdot b \cdot f_d$$

nach Gleichung (38)

Ausnutzungsgrade:

$$N_{Ed} / N_{Rd} = 0,83 < 1,0$$

$$N_{Ed} / N_{Rd} = 0,60 < 1,0$$

$$N_{Ed} / N_{Rd} = 0,65 < 1,0$$

$$N_{Ed} / N_{Rd} = 0,51 < 1,0$$

Nachweis der Schubbeanspruchung am Wandfuß

$$V_{Ed} \leq V_{Rdt}$$

aus Wind und Schiefstellung:	$V_{Ed,S} = H_{Ed}$	= 75,36 kN
aus Zentrierung:	$V_{Ed,Z}$	= 14,26 kN
Bemessungsquerkraft:	V_{Ed}	= 89,62 kN

Gleichung (23)

$$V_{Ed,Z} = 1,0 \cdot (6,24 + 8,02) = 14,26 \text{ kN}$$

Ermittlung von V_{Rdt} :

überdrückte Wandlänge für LF min N und max M:

$$l_{c,lin} = 1,5 \cdot (1 - 2 \cdot e_w / l) \cdot l < l$$

$$= 1,5 \cdot (l - 2 \cdot e_w) = 1,5 \cdot (3,375 - 2 \cdot 0,798) = 2,67 \text{ m}$$

Druckspannung im Mauerwerk:

$$\sigma_d = 661,0 / (0,24 \cdot 2,67) / 1000 = 1,03 \text{ MN/m}^2$$

Reibungsversagen

Die Haftscherfestigkeit wird für die Wand im Erdgeschoss für den Nachweis der Schubtragfähigkeit nicht angesetzt:

$$f_{vk0} = 0,0 \text{ MN/m}^2$$

Scherfestigkeit f_{vlt1}

$$f_{vlt1} = 0 + 0,4 \cdot 1,03 = 0,412 \text{ MN/m}^2$$

Steinzugversagen

Steinart: Hochlochsteine

Rechenwert Druckfestigkeit: $f_{st} = 15 \text{ N/mm}^2$

Rechnerische Steinzugfestigkeit

$$f_{bt,cal} = 0,026 \cdot f_{st} = 0,026 \cdot 15 = 0,39 \text{ MN/m}^2$$

Schubfestigkeit Steinzug f_{vlt2}

$$f_{vlt2} = 0,45 \cdot 0,39 \cdot \sqrt{1 + \frac{1,03}{0,39}} = 0,335 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{vk} = \min(0,412; 0,335) = 0,335 \text{ MN/m}^2$$

 $l_{c,lin}$ nach Gleichung (27)

$$e_w = 527,5 / 661,0 = 0,798 \text{ m}$$

 f_{vlt1} nach Gleichung (30)

für Steifigkeitsklasse 12

 f_{vlt2} nach Gleichung (32)

$$f_{vk} = \min(f_{vlt1}, f_{vlt2})$$

Hinweis:

nach DIN EN 1996-1-1/NA, NA.K.3 (2) darf die Erhöhung der rechnerischen Wandlänge auf $l_{cal} = 1,125 \cdot l$ bzw. $l_{cal} = 1,333 \cdot l_{c,lin}$ nur bei der Anwendung von einfachen Kragmodellen erfolgen.

Bemessungswert des Bauteilwiderstandes
bei Querkraftbeanspruchung

mit $l_{\text{cal}} = l_{\text{c,lin}}$ = 2,67 m

$$V_{\text{Rdl}} = l_{\text{cal}} \cdot f_{\text{vd}} \cdot \frac{t}{c}$$

$$= 2,67 \cdot \frac{0,335}{1,5} \cdot \frac{0,24}{1,0} \cdot 1000 = 143,1 \text{ kN}$$

Schubnachweis:

$$V_{\text{Ed}} = 89,62 \text{ kN} < V_{\text{Rdl}} = 143,1 \text{ kN}$$

Nachweis erbracht

V_{Rdl} nach Gleichung (24)

$$\text{mit } h / l = 2,625 / 3,375$$

$$= 0,78 < 1$$

der Schubspannungsverteilungs-
faktor gemäß DIN EN 1996-1-1/
NA, Anhang NA.K.3(1)
 $c = 1,0$

$$V_{\text{Ed}} / V_{\text{Rdl}} = 0,63 < 1,0$$

Nachweis der Randdehnung

Da die Anfangshaftscherfestigkeit f_{vk0} für den Nachweis der Schubtragfähigkeit nicht angesetzt wurde, ist ein Nachweis der Randdehnung für die Scheibenbeanspruchung hier nicht erforderlich.

A.2.3 Zusammenfassung der Nachweise aller Außen- und Innenwände

AW = Außenwand

IW = Innenwand

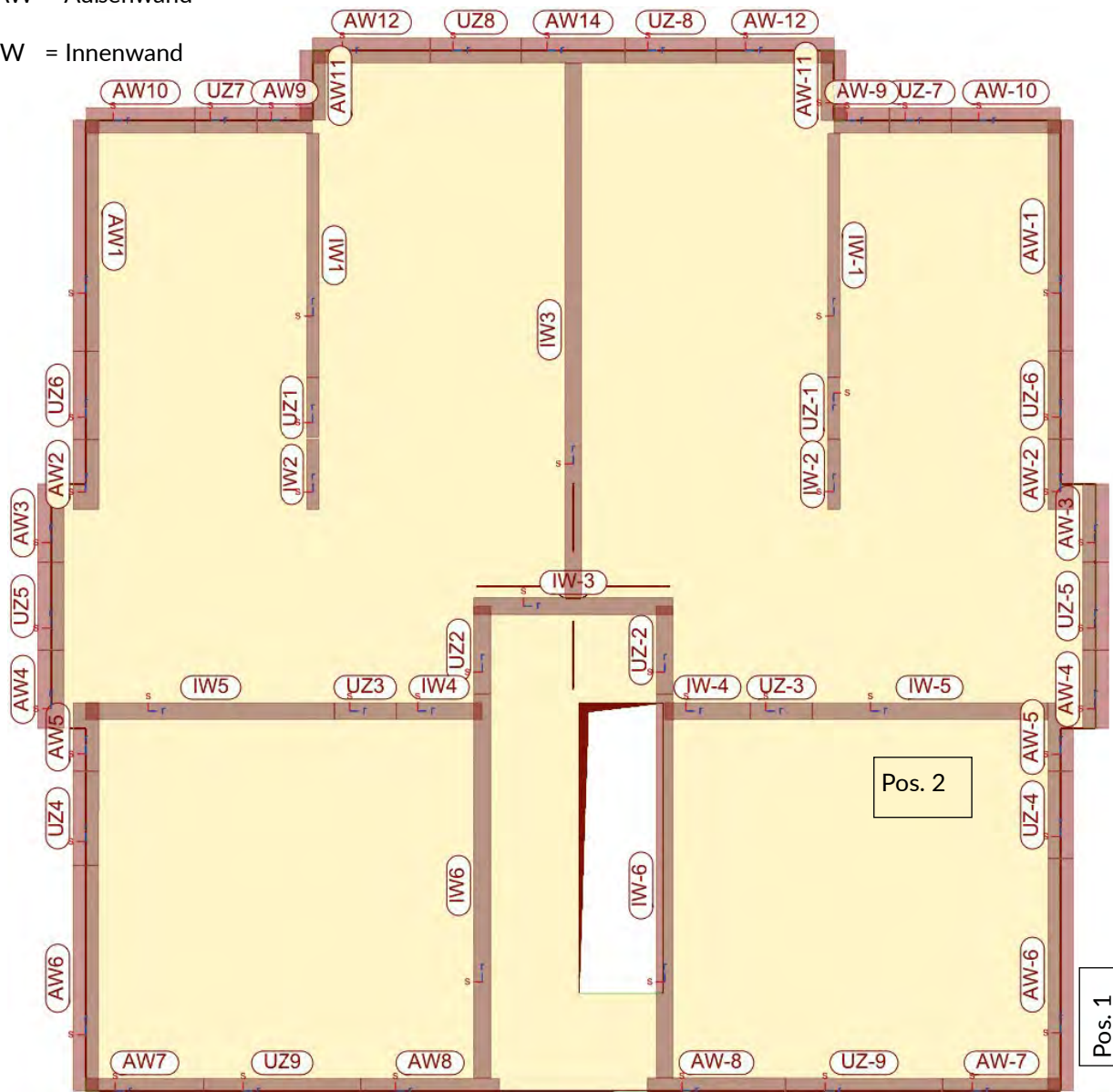


Bild A.15: Grundriss und Wandbezeichnungen

Für die Tragfähigkeitsnachweise mit Wind als vorwiegend wirkende Horizontalkraft wurde der Dauerstandsfaktor ζ von 0,85 auf 1,0 erhöht sowie die Last aus seitlichem Sturz als exzentrisch angreifende Normalkraft über den gesamten Wandquerschnitt angesetzt.

Wand	t cm	1. bis 3. OG		Erdgeschoss		Ausnutzungsgrade			
		Steinroh- dichte- klasse	f_k MN/m ²	Steinroh- dichte- klasse	f_k MN/m ²	Normalkraft		Schub [-]	Max [-]
						nur N [-]	mit $H^{1)}$ [-]		
AW1	36,5	0,75	3,0	0,75	3,0	0,51	0,43	0,63	0,63
AW2	36,5	0,75	3,0	0,75	3,0	0,99	0,83	0,07	0,99
AW3	36,5	0,75	3,0	0,75	3,0	0,45	0,42	0,24	0,45
AW4	36,5	0,75	3,0	0,75	3,0	0,38	0,36	0,28	0,38
AW5	36,5	0,75	3,0	0,75	3,0	0,45	0,41	0,16	0,45
AW6	36,5	0,75	3,0	0,75	3,0	0,61	0,53	0,71	0,71
AW7	36,5	0,75	3,0	0,75	3,0	0,79	0,76	0,62	0,79
AW8	36,5	0,75	3,0	0,75	3,0	0,60	0,58	0,85	0,85
AW9	36,5	0,75	3,0	0,75	3,0	0,42	0,49	0,40	0,49
AW10	36,5	0,75	3,0	0,75	3,0	0,44	0,49	0,56	0,56
AW11	36,5	0,75	3,0	0,75	3,0	0,26	0,26	0,18	0,26
AW12	36,5	0,75	3,0	0,75	3,0	0,49	0,54	0,63	0,63
AW14	36,5	0,75	3,0	0,75	3,0	0,34	0,44	0,76	0,76
IW1	24	1,2	4,7	1,4	4,7	0,67	0,55	0,20	0,67
IW2	24	1,2	4,7	1,4	6,3	0,78	0,67	0,03	0,78
IW3	24	2,0 ²⁾	4,4	2,0 ²⁾	4,4	0,58	0,55	0,59	0,59
IW4	24	1,2	4,7	1,4	4,7	0,38	0,38	0,16	0,38
IW5	24	1,2	4,7	1,4	4,7	0,75	0,78	0,65	0,78
IW6	24	2,0 ²⁾	4,4	2,0 ²⁾	4,4	0,90	0,80	0,55	0,90
AW-1	36,5	0,75	3,0	0,75	3,0	0,52	0,44	0,63	0,63
AW-2	36,5	0,75	3,0	0,75	3,0	0,97	0,82	0,07	0,97
AW-3	36,5	0,75	3,0	0,75	3,0	0,45	0,41	0,23	0,45
AW-4	36,5	0,75	3,0	0,75	3,0	0,38	0,35	0,28	0,38
AW-5	36,5	0,75	3,0	0,75	3,0	0,46	0,41	0,16	0,46
AW-6	36,5	0,75	3,0	0,75	3,0	0,61	0,51	0,71	0,71
AW-7	36,5	0,75	3,0	0,75	3,0	0,82	0,77	0,63	0,82
AW-8	36,5	0,75	3,0	0,75	3,0	0,65	0,61	0,88	0,88
AW-9	36,5	0,75	3,0	0,75	3,0	0,45	0,51	0,42	0,51
AW-10	36,5	0,75	3,0	0,75	3,0	0,44	0,49	0,57	0,57
AW-11	36,5	0,75	3,0	0,75	3,0	0,28	0,27	0,18	0,28
AW-12	36,5	0,75	3,0	0,75	3,0	0,49	0,54	0,63	0,63
IW-1	24	1,2	4,7	1,4	4,7	0,66	0,54	0,22	0,66
IW-2	24	1,2	4,7	1,4	6,3	0,80	0,69	0,03	0,80
IW-3	24	2,0 ²⁾	4,4	2,0 ²⁾	4,4	0,61	0,73	0,75	0,75
IW-4	24	1,2	4,7	1,4	4,7	0,59	0,55	0,15	0,59
IW-5	24	1,2	4,7	1,4	4,7	0,82	0,83	0,63	0,83
IW-6	24	2,0 ²⁾	4,4	2,0 ²⁾	4,4	0,69	0,61	0,88	0,88

¹⁾ Erhöhung des Dauerstandsfaktors ζ von 0,85 auf 1,0;

²⁾ Rechenwert inklusive Betonfüllung

Für alle Wände werden die Tragfähigkeitsnachweise erbracht.

Die durch Fettdruck hervorgehobenen Außenwände AW6 bzw. AW-6 wurden unter der Positionsnummer 1 und die Innenwände IW5 bzw. IW-5 unter der Positionsnummer 2 nachgewiesen.

A.2.4 Brandbemessung nach DIN EN 1996-1-2

Die Anforderung an tragende Wände in Gebäuden der Gebäudeklasse 4 ($h \leq 13$ m, Oberkante Fertigfußboden) lautet nach Landesbauordnung „hochfeuerhemmend“ und kann mit den Einstufungen $\geq F60$ oder $\geq REI60$ erfüllt werden.

Der Ausnutzungsfaktor wird zu

$$\alpha_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd,fi}}$$

ermittelt. Nach Gl. (43) gilt $N_{Rd,fi} = 1,176 \cdot N_{Rd}$

Die Einwirkung im Brandfall wird zu

$$N_{Ed,fi} = \eta_{fi} \cdot N_{Ed}$$

ermittelt. Die genauere Ermittlung von η_{fi} erfolgt nach Gl. (39)

Beispiel 1: Außenwand AW 6 im EG (Pos. 1)

$$N_{Ed}/N_{Rd} = 0,71$$

$$\text{vorh. } \alpha_{fi} = \eta_{fi} \cdot N_{Ed} / (1,176 \cdot N_{Rd}) = 0,64 \cdot 0,71 / 1,176 = 0,386$$

aus Zulassung: zul $\alpha_{fi} = 0,7$ für die Wanddicke $t = 365 \text{ mm} = t_{\text{vorh.}}$

Nachweis:

1. vorh. $t = 365 \text{ mm} = \min t$ (REI90)
2. vorh. $\alpha_{fi} = 0,386 < \text{zul } \alpha_{fi} = 0,7$.

Nachweis erbracht.

Beispiel 2: Innenwand IW-5 im EG (Pos. 2)

$$N_{Ed}/N_{Rd} = 0,83$$

$$\text{vorh. } \alpha_{fi} = \eta_{fi} \cdot N_{Ed} / (1,176 \cdot N_{Rd}) = 0,635 \cdot 0,83 / 1,176 = 0,448$$

aus Zulassung: zul $\alpha_{fi} = 0,61$ für die Wanddicke $t = 175 \text{ mm}$

Nachweis:

1. vorh. $t = 175 \text{ mm} < t_{\text{vorh.}} = 240 \text{ mm}$
2. vorh. $\alpha_{fi} = 0,448 < \text{zul } \alpha_{fi} = 0,61$.

Nachweis erbracht.

A.2.5 Pos. 3: Kelleraußenwand

System

Zweiseitig gehaltene, einschalige Kelleraußenwand.
Die Fensterbrüstung im Erdgeschoss wird als nicht lastverteilende Fläche angesetzt (d. h. als nichttragende Wand).

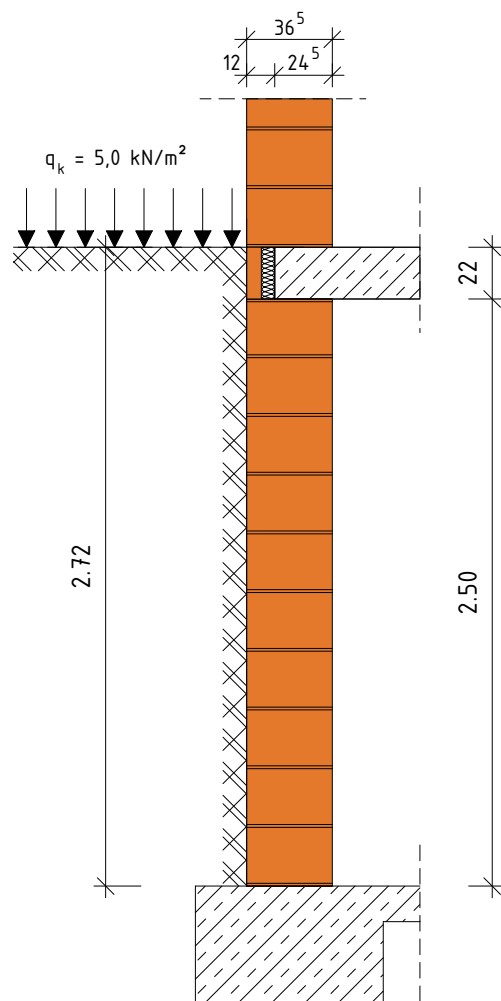
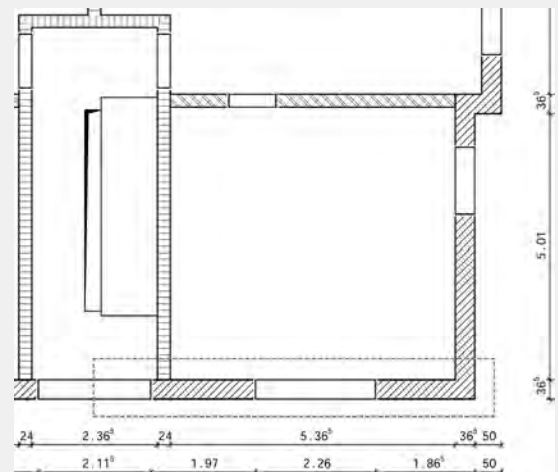


Bild A.16: Schnitt durch die Kellerwand

Grundriss im EG:

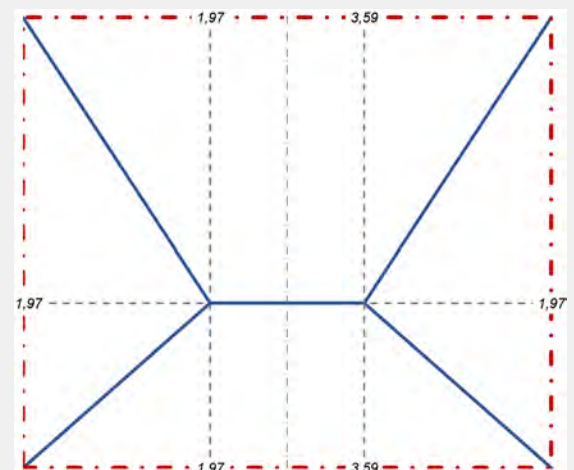


Deckenstützweiten:

$$l_x = 5,61 \text{ m}$$

$$l_y = 5,34 \text{ m}$$

Lastverteilungsfläche der Deckenlasten:



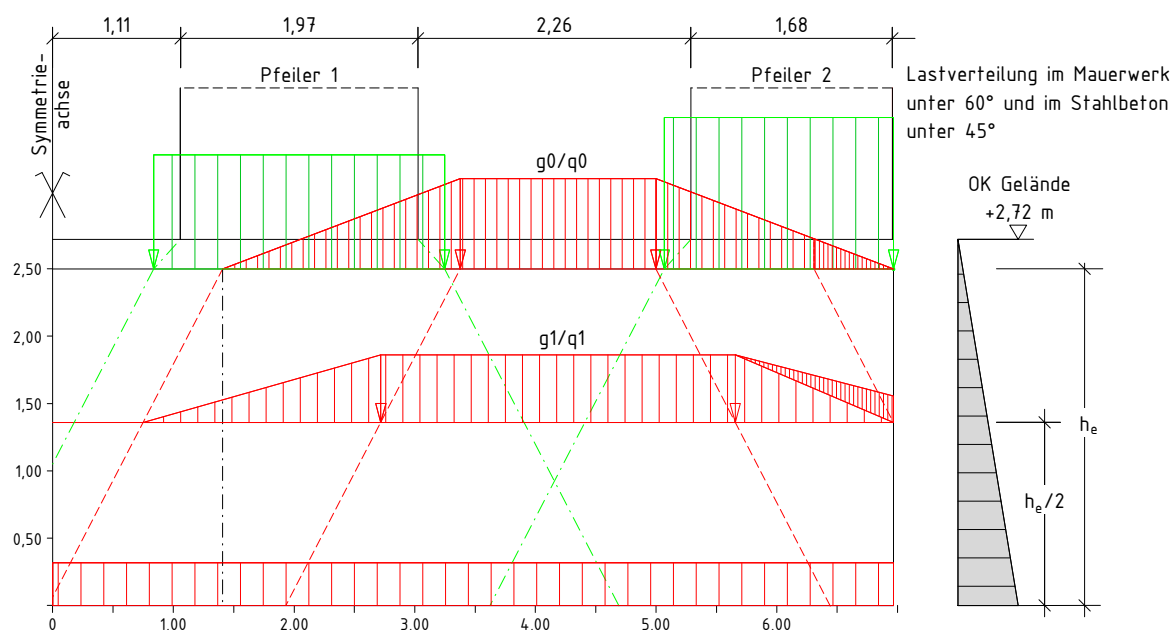


Bild A.17: Wandansicht mit Belastungen Lastverteilung und Normalkraftverlauf

Bauteildaten	
Ziegeldruckfestigkeitsklasse	12
Ziegelrohrichtekasse	0,75
Mauermörtel	Dünnbettmörtel
Wanddicke d	365 mm
Putzdicke d_p	35 mm (20 + 15)
Wandlänge b	5,61 m
Lichte Wandhöhe h	2,50 m
Anschütthöhe h_e	2,72 m
Deckendicken d_b	220 mm
Deckenstützweite l_1	5,34 m
Verkehrslast auf Gelände q_k	5,0 kN/m ²

Lastzusammenstellung		
Dachlasten	Ständige Last g_{Da}	5,10 kN/m
	Veränderliche Last q_{Da}	2,50 kN/m
Deckenlasten	g_{Platte}	5,50 kN/m ²
	$g_{Putz/Belag}$	1,80 kN/m ²
	Ständige Last g_{De}	7,30 kN/m ²

$$b = 0,24/2 + 5,365 + 0,245/2 = 5,61 \text{ m}$$

Lastzusammenstellung		
	Nutzlast Kategorie A2	1,50 kN/m ²
	Trennwandzuschlag	1,20 kN/m ²
	Veränderliche Last q_{De}	2,70 kN/m²
Eigenlast Wände	g_{MW}	3,10 kN/m ²
	g_{Putz}	0,43 kN/m ²
	Ständige Last g_{Wa}	3,53 kN/m²
Wichte Boden	γ_e	18 kN/m ³

vgl. Pos. 1

Belastung am Wandkopf

Aus Drempe und Dach

$$g_0 = 5,1 \text{ kN/m}$$

$$q_0 = 2,5 \text{ kN/m}$$

aus FE-Berechnung Decken EG bis 3.OG (Mittelwert)

$$g_{De} = 14,85 \text{ kN/m}$$

$$q_{De} = 20,73 - 14,85 = 5,88 \text{ kN/m}$$

Lasten aus Wandpfeiler 1 und 2 am Wandfuß EG

(Die Wandpfeilerlasten ergeben sich unter Berücksichtigung der statischen Berechnung der vorhandenen Fensterstürze.)

aus Nebenrechnung:

$$l_1 = 1,97 \text{ m} \quad G_1 = 149,54 \text{ kN} \quad Q_1 = 52,15 \text{ kN}$$

$$l_2 = 1,68 \text{ m} \quad G_2 = 174,26 \text{ kN} \quad Q_2 = 55,17 \text{ kN}$$

Mittelwert über Fenstersturz

Die Lasteinleitung der Decken- und Wandlasten aus EG bis DG auf die Kellerwand erfolgt über die Wandpfeiler.

 l_1 und l_2 sind die Längen der Wandpfeiler im EG.

aus Decke über KG

$$g_{De,KG} = g_{De} \cdot g_{De,KG} / g_{De,EG-DG} = 14,85 \text{ kN/m}$$

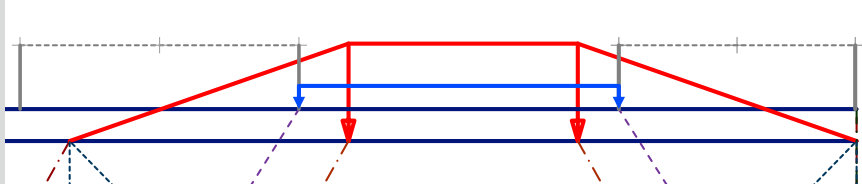
$$q_{De,KG} = q_{De} \cdot 1,50 / 2,70 = 5,88 \cdot 1,50 / 2,70 = 3,27 \text{ kN/m}$$

Es wird nur der Verkehrslastanteil ohne Trennwandzuschlag angesetzt, d. h.:

$$q = 1,50 \text{ kN/m}^2.$$

Bereichslängen der Deckenlast in m:

$l_{anf,0}$	l_{anf}	l_{mitte}	l_{ende}	$l_{ende,0}$
1,41	1,97	1,62	1,97	0,00



aus Brüstung unter Wandöffnung im EG sowie Fensterelement

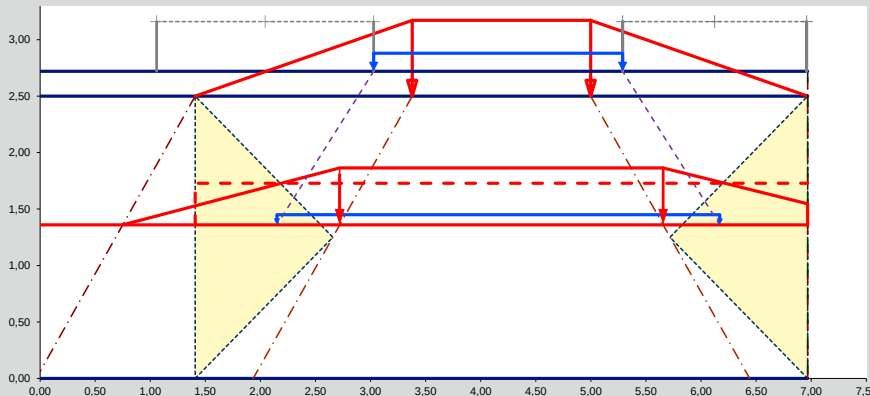
$$g_{Br} = 3,53 \cdot 0,25 + 1,25 = 2,13 \text{ kN/m}$$

Deckenlast aus Kellerdecke
(aus vereinfachter Lasteinleitungsfläche)

Sockelhöhe = 0,25 m

Schnittgrößen in halber Anschütthöhe

aus KG-Deckenlast



$$G_D = 14,85 \cdot (0,5 \cdot 1,97 + 1,62 + 0,5 \cdot 1,97) = 53,5 \text{ kN}$$

$$Q_D = 3,27 \cdot (0,5 \cdot 1,97 + 1,62 + 0,5 \cdot 1,97) = 11,7 \text{ kN}$$

$$g_D = 52,3 / (1,97 + 1,62 + 1,97) = 9,59 \text{ kN/m}$$

$$q_D = 11,7 / 5,56 = 2,10 \text{ kN/m}$$

infolge Umverteilung Gleichlast – Trapezlast (s. Skizze)

$$g_{D,T} = 1,143 \cdot 9,59 = 10,96 \text{ kN/m}$$

$$q_{D,T} = 1,143 \cdot 2,10 = 2,40 \text{ kN/m}$$

aus Fensterbrüstung:

$$l_3 = 2 \cdot (1,14 \cdot \tan(30) + 0,20) + 2,26 = 4,02 \text{ m}$$

$$g_{Br} = 2,13 \cdot 2,26 / 4,02 = 1,20 \text{ kN/m}$$

Normalkraftverlauf bei $h_e/2$

Es wird eine Lastverteilung von 60° angesetzt.

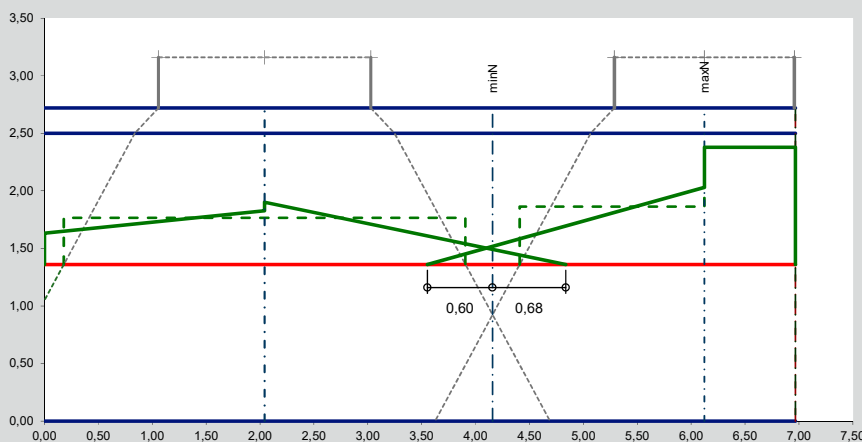
Durch die vorhandenen aussteifenden Querwände kann ein Nachweis der Mindestauflast im schraffierten Wandbereich entfallen.

 l_{ende} vgl. Bereichslängen Deckenlast

Bei $h_e/2$ ergibt sich infolge Lastverteilung eine mittlere Blocklast von $q_m = 9,59 + 2,10 = 11,69 \text{ kN/m}$, bzw. infolge Umverteilung eine maximale ansetzbare Gleichstreckenlast von $q = 10,96 + 2,40 = 13,36 \text{ kN/m}$.

Lasten aus Wandpfeiler 1 und 2:

Bei einer blockförmigen Lastverteilung für die Pfeilerlasten kommt es hier zu keiner Überschneidung der Lasten aus den beiden Pfeilerlasten. Der Nachweis der Mindestauflast kann dann nur unter Berücksichtigung der Lasten aus der Kellerdecke, der Brüstung und der Eigenlast der Kellerwand geführt werden. Da der Nachweis mit dieser geringen Normalkraft nicht erbracht werden kann wird ein linearer Normalkraftverlauf mit längerer Verteilungsbreite angesetzt.



Nachweis in Brüstungsmitte (x = 4,16 m)

$$g_{lin,Pf} = 53,60 \cdot 0,68 / 2,79 + 67,54 \cdot 0,60 / 2,58 = 28,77 \text{ kN/m}$$

$$q_{lin,Pf} = 18,69 \cdot 0,68 / 2,79 + 21,38 \cdot 0,60 / 2,58 = 9,53 \text{ kN/m}$$

$$n_{1,Ed,min} = 1,0 \cdot (\sum g_i + n_{g,W}) = 1,0 \cdot (9,59 + 1,20 + 28,77 + 4,02) = 43,6 \text{ kN/m}$$

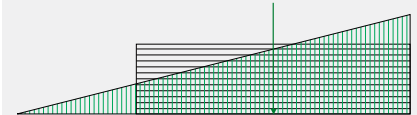
Normalkraft in halber Wandhöhe $n_{1,Ed}$

$$n_{1,Ed,min} = 1,0 \cdot (\sum g_i + n_{g,W}) = 1,0 \cdot (9,59 + 1,20 + 28,77 + 4,02) = 43,6 \text{ kN/m}$$

$$n_{1,Ed,max} = 1,35 \cdot (\sum g_i + n_{g,W}) + 1,5 \cdot \sum q_i = 1,35 \cdot (9,59 + 1,20 + 68,1 + 4,02) + 1,5 \cdot (2,10 + 21,6) = 111,93 + 35,55 = 147,5 \text{ kN/m}$$

Verteilung der Normalkraft aus Wandpfeilerlasten in halber Anschütthöhe mit Berücksichtigung einer Lastausbreitung im Mauerwerk unter 60°. Im Bereich der Stb.-Deckenplatte wird eine Lastausbreitung von 45° angesetzt.

Flächengleiche Umverteilung der Blocklast mit gleicher Lage der Resultierenden:



Lastlängen

$$l_{lin} = 1,5 \cdot l_{block}$$

$$l_{lin,Pf1,re} = 2,79 \text{ m}$$

$$l_{lin,Pf2,li} = 2,58 \text{ m}$$

$$n_{g,W} = (2,50 - 2,72/2) \cdot 3,53 = 4,02 \text{ kN/m}$$

mit Berücksichtigung der Pfeilerlasten g_2 und q_2

Bemessung

Überprüfung der allgemeinen Bedingungen zur Anwendung des vereinfachten Verfahrens nach DIN EN 1996-3, 4.5

Kriterium	Anforderung	Istwert	Bemerkung
Mindestwanddicke	$t \geq 240 \text{ mm}$	365 mm	eingehalten
Lichte Geschosshöhe	$h \leq 2,60 \text{ m}$	2,50 m	eingehalten
Zulässige Anschütthöhe	$h_e \leq 1,15 \cdot 2,50 = 2,875 \text{ m}$	2,72 m	eingehalten
Maximale Verkehrslast auf Gelände	$q_k \leq 5 \text{ kN/m}^2$	5,0 kN/m ²	eingehalten
Abstand Einzellasten $Q > 15 \text{ kN}$ von Kellerwand	$a \geq 1,50 \text{ m}$	-	eingehalten
Ausbildung KG-Decke	Kellerdecke wirkt als Scheibe und kann Erddruckkräfte aufnehmen		eingehalten
Gelände	Geländeoberfläche steigt nicht an		eingehalten

Nachweis in halber Anschütthöhe

$$N_{\text{Ed,max}} \leq N_{\text{Rd}} = \frac{t \cdot b \cdot f_d}{3}$$

$$N_{\text{Ed,min}} \geq N_{\text{lim,d}} = \frac{\rho \cdot b \cdot h \cdot h_e^2}{\beta \cdot t}$$

mit

charakteristische Druckfestigkeit

$$f_k = 3,0 \text{ N/mm}^2$$

Dauerstandsfaktor

$$\zeta = 0,85$$

Teilsicherheitsbeiwert

$$\gamma_M = 1,50$$

$$\rightarrow f_d = \frac{0,85 \cdot 3,0}{1,5} = 1,70 \text{ N/mm}^2$$

$N_{\text{Ed,max}}$ nach Gleichung (47)

$N_{\text{Ed,min}}$ nach Gleichung (48)

f_k nach Zulassung

Bemessungswiderstand $n_{1,\text{Rd}}$ in halber Anschütthöhe

$$n_{1,\text{Rd}} \frac{0,365 \cdot 1,70}{3} \cdot 1000 = 206,8 \text{ kN/m}$$

Mindestwert der erforderlichen Normalkraft $N_{1,lim,d}$

$$n_{1,lim,d} = \frac{18 \cdot 2,5 \cdot 2,6^2}{20 \cdot 0,365} = 41,7 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \rho_e &= 18 \text{ kN/m}^3 \\ \beta &= 20 \text{ für } b_c \geq 2 \cdot h \end{aligned}$$

b_c : Abstand zwischen aussteifenden Querwänden oder anderen aussteifenden Elementen (gemäß DIN EN 1996-3:2010-12, Abschnitt 4.5(2))

Nachweise

$$n_{1,Ed,min} = 43,6 \text{ kN/m} \geq n_{1,lim,d} = 41,7 \text{ kN/m}$$

Bedingung 1 wird eingehalten

$$n_{1,Ed,max} = 147,5 \text{ kN/m} \leq n_{1,Rd} = 206,8 \text{ kN/m}$$

Bedingung 2 wird eingehalten

IMPRESSUM

Herausgeber

Bundesverband der Deutschen
Ziegelindustrie e. V.
Fachgruppe Hintermauerziegel
Reinhardtstraße 12 - 16
10117 Berlin

Alle Rechte vorbehalten.

Nachdruck, auch auszugsweise nur
mit ausdrücklicher Genehmigung von
© Bundesverband der Deutschen
Ziegelindustrie e. V.
Fachgruppe Hintermauerziegel
Berlin, 2021

Bildnachweis Umschlag

Deutsche Poroton / Matthias Rotter

Verfasser

Dr.-Ing. Udo Meyer
Dipl.-Ing. Kai Naumann
Dr.-Ing. Norbert Brauer
Dipl.-Ing. Joachim Ehmke

3. Ausgabe, Januar 2021



WÄRMEBRÜCKEN ENERGIE SCHALL



www.lebensraum-ziegel.de/software

Die IT-Tools der Ziegelindustrie für
einfache Nachweisführung und
verlässliche Prognosesicherheit



BROSCHÜREN DER ZIEGELINDUSTRIE



kostenlos zum Download auf
[www.lebensraum-ziegel.de/downloads/
fachinformationen/sonderdrucke](http://www.lebensraum-ziegel.de/downloads/fachinformationen/sonderdrucke)

Aktualisierte Neuauflage, Ausgabe Januar 2021

THERMOPOR®
ZIEGEL-INNOVATIONEN

THERMOPOR GmbH
Römerweg 2
86497 Horgau

Tel.: 082 94 - 860 66 50
Fax: 082 94 - 860 66 52
ziegel@thermopor.de
www.thermopor.de

ZIEGEL.DE