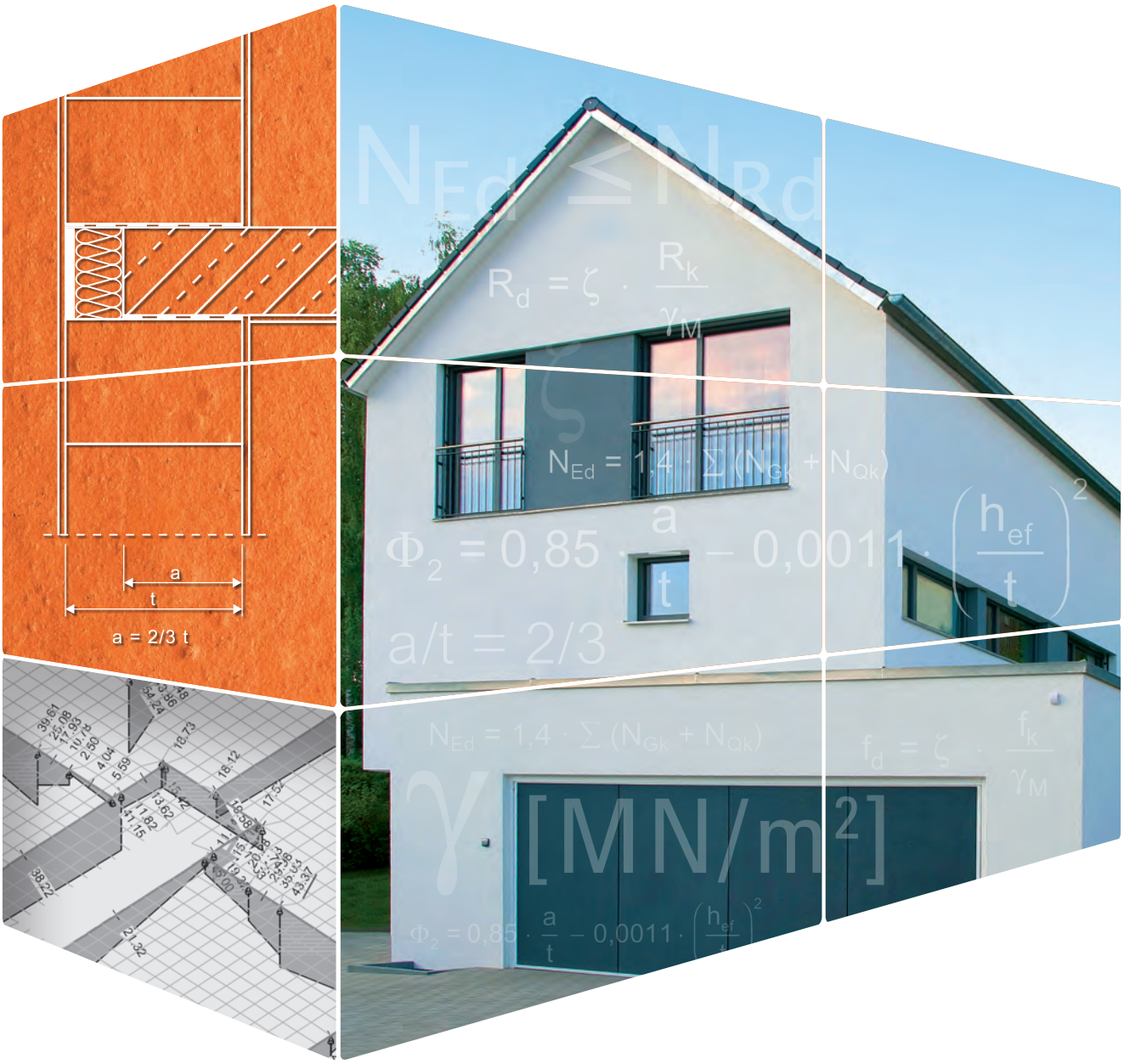
BEMESSUNG VON ZIEGELMAUERWERK

NACH DIN EN 1996-3/NA

Vereinfachte Berechnungsmethoden



Impressum

Herausgeber:
Arbeitsgemeinschaft Mauerziegel
im Bundesverband der Deutschen
Ziegelindustrie e. V.
Schaumburg-Lippe-Straße 4
53113 Bonn

Alle Rechte vorbehalten.
Nachdruck, auch auszugsweise nur
mit ausdrücklicher Genehmigung von
© Arbeitsgemeinschaft Mauerziegel e. V.
Bonn, 2016

Verfasser:
Dr.-Ing. Thomas Kranzler
Dr.-Ing. Udo Meyer
Dr.-Ing. Norbert Brauer
Dipl.-Ing. Joachim Ehmke

2. Ausgabe, März 2016

Bildnachweis Umschlag vorne:

UNIPOR Ziegel Marketing GmbH

Vorwort

Seit mehr als zwei Jahrzehnten angekündigt — nun sind sie da! Die neuen Eurocodes für die Berechnung, Bemessung, Konstruktion und Ausführung von Bauwerken. Die bauaufsichtliche Einführung der europäischen Vorschriften einschließlich der nationalen Anhänge für die Bemessung von Bauteilen aus Beton, Stahl und Holz erfolgte zum 1.7.2012. Für Mauerwerk (DIN EN 1996 bzw. EC 6) wurde mit ersten Aufnahmen in die Technischen Baubestimmungen der einzelnen Bundesländer (Länderlisten) im Frühjahr 2015 begonnen.

Die jetzt vorliegende Version von Eurocode 6 mit Teil 1 (Allgemeine Regeln), Teil 2 (Ausführung und Baustoffe) und Teil 3 (Vereinfachte Berechnungsmethoden) wurde in den zuständigen Normungsgremien in den letzten Jahren intensiv diskutiert und mit der Veröffentlichung der A2-Änderung im Januar 2015 abgeschlossen. Die bereits auf dem Teilsicherheitskonzept basierende DIN 1053-100 bildet die inhaltliche Grundlage von DIN EN 1996 mit den zugehörigen Nationalen Anhängen.

Die vorliegende Broschüre ist für den in der Praxis tätigen Ingenieur ein wertvolles Hilfsmittel, um sich zügig mit den Neuerungen bei der Bemessung von unbewehrtem Ziegelmauerwerk nach den vereinfachten Berechnungsmethoden vertraut zu machen.

Gerade weil im Vorfeld der Veröffentlichung der Eurocodes vielfach der Umfang und die Komplexität der europäischen Vorschriften diskutiert wurde, wird der kundige Anwender rasch die Vorteilhaftigkeit von DIN EN 1996 Teil 3 identifizieren. Die Bemessung von Mauerwerk des üblichen Hochbaus wird also auch in Zukunft einfach und effizient sein. Ein Ziel, welchem sich die „Normenmacher“ im Mauerwerksbau stets verpflichtet fühlen.

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

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)	8
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	Stark vereinfachter Nachweis nach DIN EN 1996-3/NA, Anhang A	13
5.5	Beispiele	15
5.6	Nachweis der Mindestauflast	18
6	Nachweis horizontal beanspruchter Wandscheiben nach DIN EN 1996-1-1/NA	19
6.1	Allgemeines	19
6.2	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft V_{Ed}	20
6.3	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit V_{Rdlt}	20
6.4	Nachweis der Biegedrucktragfähigkeit	22
6.5	Kombinierte Beanspruchung	23
6.6	Beispiel	23
7	Bemessung im Brandfall nach DIN EN 1996-1-2/NA	26
7.1	Allgemeines	26
7.2	Ausnutzungsfaktoren im Brandfall	26
7.3	Beispiele	29
7.4	Hinweise zu Putzen	30
8	Vereinfachter Nachweis von Kelleraußenwänden	31
8.1	Allgemeines	31
8.2	Beispiel	33
9	Nichttragende Außenwände	34
10	Ausführung von Ziegelmauerwerk nach DIN EN 1996-2/NA und DIN EN 1996-1-1/NA	35
10.1	Allgemeines	35
10.2	Ausbildung des Wand-Decken-Knotens bei monolithischem Ziegelmauerwerk	35
10.3	Schlitze und Aussparungen	37
11	Literatur	40

Anhang: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

1 Das Wesentliche im Überblick

DIN EN 1996 (Eurocode 6) löst DIN 1053-1 ab. Die bauaufsichtliche Einführung von DIN EN 1996 durch die Umsetzung in die Länderlisten erfolgte ab 2015.

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

Da das Leistungsniveau der neuen Normengeneration in weiten Teilen mit dem bewährten Bestand abgeglichen wurde, sind aus statischer Sicht keine wesentlichen Veränderungen in den bisher üblichen Mauerwerkskonstruktionen zu erwarten.

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

- DIN EN 1996-3 enthält weiterhin vereinfachte Berechnungsmethoden, mit denen die überwiegende Mehrheit der baupraktisch relevanten Aufgabenstellungen erfolgreich behandelt werden kann.
- Es erfolgt eine Umstellung auf das Teilsicherheitskonzept. Der globale Sicherheitsbeiwert wird durch differenzierte Sicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Material abgelöst. Die Bemessungsalgorithmen sind bereits weitgehend aus DIN 1053-100 bekannt.
- Der Nachweis erfolgt im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf Bemessungswertniveau mit charakteristischen Festigkeitswerten.
- Beim Druckfestigkeitsnachweis erfolgt eine expliziete Unterscheidung hinsichtlich der Leistungsfähigkeit von Steintypen (z. B. Vollziegel, Lochziegel) und Steinarten (z. B. Ziegel, Leichtbeton).
- Planziegel werden weiterhin in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ) geregelt. Diese Zulassungen beziehen sich im Grundsatz auf normative Regelungen, können jedoch auch Festlegungen enthalten, die die normativen Regelungen erweitern oder einschränken.
- Ein rechnerischer Nachweis der Querkrafttragfähigkeit ist bei offensichtlich ausreichend ausgesteiften Gebäuden bei Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden nach DIN EN 1996-3 auch weiterhin 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 jedoch in der Regel allenfalls in den Windzonen III und IV bei Gebäudehöhen größer als 10 m über Geländeoberkante relevant.
- Der vereinfachte Nachweis von gemauerten Kellerwänden kann jetzt 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, worauf in Abschnitt 7 kurz eingegangen wird.

2 Einführung

In den letzten 20 Jahren ist im Bauwesen schrittweise das globale Sicherheitskonzept durch das Teilsicherheitskonzept abgelöst worden. Durch die Zuweisung von differenzierten Sicherheitsbeiwerten zu Einwirkungen und Widerstand verspricht man sich eine genauere Beschreibung der Bemessungssituation und damit wirtschaftlichere Konstruktionen. Der Mauerwerksbau hat im Jahr 2004 mit der Vorlage der DIN 1053-100 diese Umstellung in der Bemessung vorgenommen. In einem ersten Schritt wurde der bisherige globale Sicherheitsbeiwert so aufgeteilt, dass das Bemessungsergebnis möglichst unverändert bleiben sollte.

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.

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 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 [6] und 3 [7] ist im Januar 2012 erfolgt. Der Teil 1-1 [5] wurde korrigiert noch einmal mit Ausgabedatum Mai 2012 veröffentlicht. Der Nationale Anhang zu Teil 1-2 [8] erschien im Juni 2013. Im Nachgang noch erforderliche Korrekturen an den Nationalen Anhängen wurden in den A1- und A2-Änderungen ([9]-[12]) vorgenommen.

Mit dem Beschluss, DIN EN 1996 in die Musterliste der technischen Baubestimmungen, Ausgabe März 2014, aufzunehmen, hatte die Fachkommission Bautechnik die Voraussetzung für die Einführung als technische Baubestimmung in die jeweiligen maßgebenden Länderlisten geschaffen. Erste Umsetzungen in die Länderlisten erfolgten ab 2015. DIN 1053-1 [13] blieb bis zum 31.12.2015 parallel anwendbar (siehe hierzu auch Abschnitt 3.6).

DIN EN 1996-3 mit ihren „Vereinfachten Berechnungsmethoden“ wurde insbesondere auf Wunsch Deutschlands mit in den Eurocode 6 aufgenommen. Damit sollte in Anlehnung an das in Deutschland bewährte vereinfachte Verfahren nach DIN 1053-1 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 vorgestellt und mit einfachen Zahlenbeispielen ergänzt. Die A1- und A2-Änderungen sind dabei bereits berücksichtigt. 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 bildet der statische Nachweis eines mehrgeschossigen Wohngebäudes, der aufzeigt, dass auch 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 Widerstandseite 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:

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

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 (unzulässige Spannungen und Rissbildung, übermäßige Formänderungen (z. B. Durchbiegungen)) 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:

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

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

$$E_d = E\left\{\sum_{j\geq 1} \gamma_G \cdot G_{k,j} \oplus \sum_{i\geq 1} \gamma_Q \cdot Q_{k,i}\right\} \qquad (3)$$

Außergewöhnliche Bemessungssituation:

$$E_{dA} = E\left\{\sum_{j\geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \oplus A_d \oplus \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\right\} \qquad (4)$$

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 Leiteinwirkungen 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

Einwirkungen	**ψ_0**	**ψ_1**	**ψ_2**
Nutzlasten im Hochbau, Kategorien siehe DIN EN 1991-1-1			
• Wohn-, Aufenthalts- und Büroräume	0,7	0,5	0,3
• Versammlungsräume, Verkaufsräume	0,7	0,7	0,6
• Lagerräume	1,0	0,9	0,8
Schnee- und Eislasten, siehe DIN EN 1991-1-3			
• Orte bis zu NN +1000 m	0,5	0,2	0,0
• 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 Baustoffeigenschaften (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 Widerstands R_d wird aus den charakteristischen Werten des Widerstands R_k, den Teilsicherheitsbeiwerten γ_M (gemäß Tabelle 3) sowie dem Beiwert zur Berücksichtigung von festigkeitsmindernden Langzeiteinflüssen ζ ermittelt:

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

mit:

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

3.4 Nachweisverfahren

Der Nachweis von Mauerwerksbauteilen kann, wie schon aus DIN 1053-1 bekannt, auch 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 Mauerziegeln sind die vereinfachten Berechnungsmethoden nach DIN EN 1996-3/NA in der Regel völlig ausreichend. Der erhöhte Nachweisaufwand der allgemeinen Regeln ist im Allgemeinen nicht 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 beschränkt sich vorwiegend auf 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)

Die überwiegende Mehrzahl der Ziegelkonstruktionen wird weiterhin nach allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ) bemessen und ausgeführt. Diese Zulassungen beziehen sich im Grundsatz auf normative Regelungen, können jedoch auch Festlegungen enthalten, die die normativen Regelungen erweitern oder einschränken. So darf zum Beispiel die Bemessung eines Zulassungsproduktes nach DIN 1053-1 erfolgen, sofern die Bemessung nach DIN 1053-1 in der entsprechenden Zulassung geregelt und die Zulassung gültig ist.

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 bestimmen Randbedingungen zulässig. Ist für ein Bauteil eine dieser Anforderungen nicht erfüllt, so ist dieses nach den allgemeinen Regeln gemäß DIN EN 1996-1-1/NA nachzuweisen (siehe [27]). Die notwendigen Randbedingungen sind in Tabelle 4 dargestellt.

Zusätzlich ist zu beachten:

- Gebäudehöhe über Gelände h ≤ 20 m (bei geneigten Dächern das Mittel von First- und Traufhöhe)
- Stützweite der aufliegenden Decken l ≤ 6,0 m, sofern nicht die Biegemomente aus dem Deckendrehwinkel durch konstruktive Maßnahmen, z. B. Zentrierung durch Weichfaserstreifen am Wandkopf innen, 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 tragenden Wand.

- Der Einfluss der Windlast senkrecht zur Wandebene von tragenden Wänden darf vernachlässigt werden, wenn die Bedingungen zur Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden eingehalten und ausreichende horizontale Halterungen vorhanden sind. Als solche gelten z. B. Decken mit Scheibenwirkung oder statisch nachgewiesene Ringbalken im Abstand der zulässigen Wandhöhen.
- Die Deckenauflagertiefe a muss a ≥ t/2, mindestens jedoch 100 mm betragen, für die Wanddicke t = 365 mm beträgt die Mindestauflagertiefe abweichend a ≥ 0,45 · t.
- Das planmäßige Überbindemaß l_{ol} muss 0,4 · h_u (h_u = Steinhöhe), mindestens jedoch 45 mm betragen.
- Freistehende Wände sind nach DIN EN 1996-1-1/NA nachzuweisen.

Tabelle 4: Anwendungsgrenzen der vereinfachten Berechnungsmethoden nach DIN EN 1996-3/NA für übliche Ziegelwandkonstruktionen

Bauteil	**Wanddicke t [mm]**	**lichte Wandhöhe h [m]**	**Nutzlast q_k [1)] [kN/m²]**
Tragende Innenwände	≥ 115 < 240	≤ 2,75	5,0
	≥ 240	keine Einschränkung	
Tragende Außenwände und zweischalige Haustrennwände	≥ 175 < 240	≤ 2,75	
	≥ 240	≤ 12 · t	

[1)] Einschließlich Zuschlag für nichttragende innere Trennwände

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen (abZ) 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}:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \tag{6}$$

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:

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

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) $q_k \leq 3{,}0$ kN/m^2 darf vereinfacht angesetzt werden:

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

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

$$\min N_{Ed} = 1{,}0 \cdot \sum N_{Gk} \tag{9}$$

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

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:

$$N_{Rd} = \Phi \cdot A \cdot f_d \tag{11}$$

mit:

Φ Abminderungsbeiwert $\Phi = \min(\Phi_1, \Phi_2)$, siehe Abschnitt 5.3.1

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

f_d Bemessungswert der Mauerwerksdruckfestigkeit

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

mit:

f_k charakteristische Mauerwerkdruckfestigkeit, siehe Tabelle 5

γ_M Teilsicherheitsbeiwert für Materialeigenschaften, siehe Tabelle 3

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

Bei Wandquerschnitten < 0,1 m² ist die Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerks f_d mit dem Faktor 0,8 zu verringern.

Tabelle 5: Charakteristische Werte der Mauerwerkdruckfestigkeit f_k für Ziegelmauerwerk aus Hochlochziegeln HLzA, HLzB und Mauertafelziegeln HLzT1 nach DIN EN 771-1 [15] in Verbindung mit DIN 20000-401 [16] bzw. nach DIN 105-100 [17] sowie Planziegeln[1)] in N/mm²

Ziegel-festigkeits-klasse	Normalmauermörtel				Leichtmauermörtel		Dünnbett-mörtel[1)]
	II	IIa	III	IIIa	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)] Nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung (abZ) Z-17.1-522, -635, -728, -821, -843, -868, -907, -951

5.3.1 Abminderungsbeiwert Φ

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

Bei Decken zwischen Geschossen gilt:

für $f_k < 1{,}8\ N/mm^2$

$$\Phi_1 = 1{,}6 - \frac{l}{5} \leq 0{,}9 \cdot \frac{a}{t} \qquad (13)$$

für $f_k \geq 1{,}8\ N/mm^2$

$$\Phi_1 = 1{,}6 - \frac{l}{6} \leq 0{,}9 \cdot \frac{a}{t} \qquad (14)$$

mit:
l Deckenstützweite
a Auflagertiefe der Geschossdecke
t Wanddicke

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

$$\Phi_1 = 0{,}9 \cdot \frac{a}{t} \qquad (15)$$

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

$$\Phi_1 = 0{,}333 \qquad (16)$$

für alle Werte der Deckenstützweite l.

Φ_2 bei Traglastminderung infolge Knickgefahr in halber Wandhöhe:

$$\Phi_2 = 0{,}85 \cdot \frac{a}{t} - 0{,}0011 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{t}\right)^2 \qquad (17)$$

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:

$$h_{ef} = \rho_2 \cdot h \qquad (18)$$

mit:
ρ_2 Knicklängenbeiwert
= 0,75 für Wanddicken $t \leq 175$ mm
= 0,90 für Wanddicken $175\ mm < t \leq 250$ mm
= 1,00 für Wanddicken $t > 250$ mm
h lichte Geschosshöhe

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

Sofern keine genaueren Betrachtungen angestellt werden, kann vereinfachend für die Bemessung der kleinere Wert von Φ_1 und Φ_2 angesetzt werden (siehe Tabelle 6).

Tabelle 6: Maßgebender Abminderungsfaktor $\Phi = \min(\Phi_1, \Phi_2)$

<table>
<tr><th rowspan="3">min (Φ_1, Φ_2)</th><th colspan="8">$f_k \geq 1{,}8$ N/mm²</th><th colspan="4">$f_k < 1{,}8$ N/mm²</th></tr>
<tr><th colspan="4">a/t = 1,0</th><th colspan="4">a/t = 2/3</th><th colspan="4"></th></tr>
<tr><th colspan="12">Deckenstützweite</th></tr>
<tr><th>h_{ef}/t</th><th>4,5</th><th>5,0</th><th>5,5</th><th>6,0</th><th>4,5</th><th>5,0</th><th>5,5</th><th>6,0</th><th>4,5</th><th>5,0</th><th>5,5</th><th>6,0</th></tr>
<tr><td>5,0</td><td>0,82</td><td rowspan="5">0,77</td><td rowspan="12">0,68</td><td rowspan="17">0,60</td><td colspan="4">0,54</td><td colspan="2">0,54</td><td rowspan="5">0,50</td><td rowspan="12">0,40</td></tr>
<tr><td>5,5</td><td>0,82</td><td colspan="4">0,53</td><td colspan="2">0,53</td></tr>
<tr><td>6,0</td><td>0,81</td><td colspan="4">0,53</td><td colspan="2">0,53</td></tr>
<tr><td>6,5</td><td>0,80</td><td colspan="4">0,52</td><td colspan="2">0,52</td></tr>
<tr><td>7,0</td><td>0,80</td><td colspan="4">0,51</td><td colspan="2">0,51</td></tr>
<tr><td>7,5</td><td>0,79</td><td colspan="4">0,50</td><td colspan="3">0,50</td></tr>
<tr><td>8,0</td><td>0,78</td><td colspan="4">0,50</td><td colspan="3">0,50</td></tr>
<tr><td>8,5</td><td>0,77</td><td colspan="4">0,49</td><td colspan="3">0,49</td></tr>
<tr><td>9,0</td><td>0,76</td><td>0,76</td><td colspan="4">0,48</td><td colspan="3">0,48</td></tr>
<tr><td>9,5</td><td>0,75</td><td>0,75</td><td colspan="4">0,47</td><td colspan="3">0,47</td></tr>
<tr><td>10,0</td><td>0,74</td><td>0,74</td><td colspan="4">0,46</td><td colspan="3">0,46</td></tr>
<tr><td>10,5</td><td>0,73</td><td>0,73</td><td colspan="4">0,45</td><td colspan="3">0,45</td></tr>
<tr><td>11,0</td><td>0,72</td><td>0,72</td><td colspan="4">0,43</td><td colspan="3">0,43</td></tr>
<tr><td>11,5</td><td>0,70</td><td>0,70</td><td colspan="4">0,42</td><td colspan="3">0,42</td></tr>
<tr><td>12,0</td><td>0,69</td><td>0,69</td><td colspan="4">0,41</td><td colspan="3">0,41</td></tr>
<tr><td>12,5</td><td colspan="3">0,68</td><td colspan="8" rowspan="6">Der Nachweis von monolithischen Außenwänden mit $h_{ef}/t > 12$ erfolgt gemäß den allgemeinen Regeln nach DIN EN 1996-1-1/NA</td></tr>
<tr><td>13,0</td><td colspan="3">0,66</td></tr>
<tr><td>13,5</td><td colspan="3">0,65</td></tr>
<tr><td>14,0</td><td colspan="3">0,63</td></tr>
<tr><td>14,5</td><td colspan="3">0,62</td></tr>
<tr><td>15,0</td><td colspan="3">0,60</td></tr>
<tr><td colspan="13">Bei Außenwänden im obersten Geschoss, insbesondere unter Dachdecken gilt stets $\Phi = 0{,}333$</td></tr>
</table>

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

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

$$N_{Rd} = c_A \cdot A \cdot f_d \qquad (19)$$

mit:

N_{Rd} Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft

c_A Abminderungsbeiwert
= 0,50 bei Wänden mit einer Schlankheit $h_{ef}/t \leq 18$
= 0,40 bei Wänden mit einer Schlankheit $h_{ef}/t \leq 18$ in Verbindung mit einer charakteristischen Druckfestigkeit des Mauerwerks von $f_k < 1{,}8$ N/mm² und gleichzeitig Deckenspannweiten $l > 5{,}5$ m
= 0,333 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

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 mindestens 1/3 der Gebäudehöhe
- Schlankheit $h_{ef}/t \leq 21$
- Lichte Geschosshöhe $h \leq 3{,}0$ m
- Wanddicke $t \geq 365$ mm, wenn $a/t < 1$
- Deckenauflagertiefe $a \geq 2/3 \cdot t$

Basierend auf Gleichung (19) sind in Tabelle 7 die maximal zulässigen Bemessungswerte der Einwirkung N_{Ed} in Abhängigkeit der Wanddicke t und der charakteristischen Druckfestigkeit des Mauerwerks f_k angegeben.

Tabelle 7: Maximal zulässiger Bemessungswert der Einwirkung ($N_{Ed} = N_{Rd}$) in kN/m, in Abhängigkeit der charakteristischen Druckfestigkeit des Mauerwerks und der Wanddicke nach DIN EN 1996-3/NA, Anhang A

f_k [N/mm²]	Wanddicke in mm				
	175	240	365	425	490
	a/t				
	1,0		2/3		
1,3	64,5 (51,6)	88,4 (70,7)	134,4 (107,6)	156,5 (125,2)	180,5 (144,4)
1,4	69,4 (55,5)	95,2 (76,2)	144,8 (115,8)	168,6 (134,9)	194,4 (155,5)
1,5	74,4 (59,5)	102,0 (81,6)	155,1 (124,1)	180,6 (144,5)	208,3 (166,6)
1,6	79,3 (63,5)	108,8 (87,0)	165,5 (132,4)	192,7 (154,1)	221,1 (177,7)
1,7	84,3 (67,4)	115,6 (92,5)	175,8 (140,6)	204,7 (163,8)	236,0 (188,8)
1,8	89,3	122,4	186,2	216,8	249,9
1,9	94,2	129,2	196,5	228,8	263,8
2,0	99,2	136,0	206,8	240,8	277,7
2,1	104,1	142,8	217,2	252,9	291,6
2,2	109,1	149,6	227,5	264,9	305,4
2,3	114,0	156,4	237,9	277,0	319,3
2,4	119,0	163,2	248,2	289,0	333,2
2,5	124,0	170,0	258,5	301,0	347,1
2,6	238,9	176,8	268,9	313,1	361,0
2,7	133,9	183,6	279,2	325,1	374,9
2,8	138,8	190,4	289,6	337,2	388,7
2,9	143,8	197,2	299,9	349,2	402,6
3,0	148,8	204,0	310,3	361,3	416,5
3,5	173,5	238,0	362,0	421,5	485,9
4,0	198,3	272,0	413,7	481,7	555,3
4,5	223,1	306,0	465,4	541,9	624,8
5,0	247,9	340,0	517,1	602,1	694,2

Werte in Klammern gelten für Deckenspannweiten > 5,5 m

Der stark vereinfachte Nachweis nach Anhang A liegt bei schlanken Innenwänden sehr stark auf der sicheren Seite.

5.5 Beispiele

Beispiel 1: Monolithische Außenwand

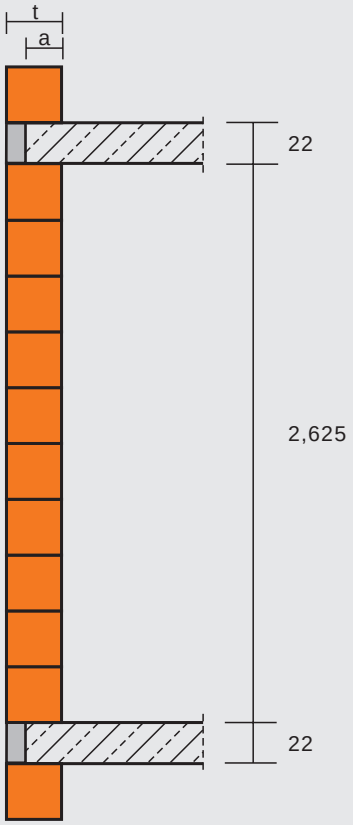
Hochwärmedämmender Planziegel mit DM nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung (abZ) mit $f_k = 3{,}0$ N/mm²

Stützweite $l = 5{,}50$ m < 6,0 m
Wanddicke $t = 0{,}365$ m
lichte Geschosshöhe $h = 2{,}625$ m < $12 \cdot t = 4{,}38$ m

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

Nutzlast auf Decke $q_k = 2{,}3$ kN/m² < 5 kN/m²

Die Randbedingungen zur Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden sind erfüllt.



$N_{Gk} = 55$ kN/m

$N_{Qk} = 130$ kN/m

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

$= 1{,}4 \cdot (55 + 130) = 259$ kN/m

$h_{ef} = \rho_2 \cdot h$

$= 1{,}0 \cdot 2{,}625 = 2{,}625$ m

$\Phi_1 = 1{,}6 - \frac{l}{6} \leq 0{,}9 \cdot \frac{a}{t}$

$= 1{,}6 - \frac{5{,}5}{6} = 0{,}68 > 0{,}6 = 0{,}9 \cdot \frac{0{,}245}{0{,}365}$

$= 0{,}60$

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

$= 0{,}85 \cdot \frac{0{,}245}{0{,}365} - 0{,}0011 \cdot \left(\frac{2{,}625}{0{,}365}\right)^2$

$= 0{,}514$

$\Phi = \min(\Phi_1; \Phi_2) = \Phi_2 = 0{,}514$

$f_d = \zeta \cdot \frac{f_k}{\gamma_M}$

$= 0{,}85 \cdot \frac{3{,}0}{1{,}5} = 1{,}70$ N/mm²

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

$= 1{,}0 \cdot 0{,}365 \cdot 1{,}70 \cdot 0{,}514$

$= 0{,}319$ MN/m $= 319$ kN/m

Nachweis: $N_{Ed} = 259$ kN/m < 319 kN/m $= N_{Rd}$

Stark vereinfacht:

$h_{ef}/t = 2{,}625/0{,}365 = 7{,}19$

$c_A = 0{,}5$

$N_{Rd} = c_A \cdot A \cdot f_d = 0{,}5 \cdot 0{,}365 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}70 = 310$ kN/m

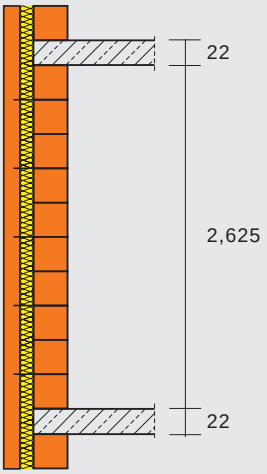
Nachweis: $N_{Ed} = 259$ kN/m < 310 kN/m $= N_{Rd}$

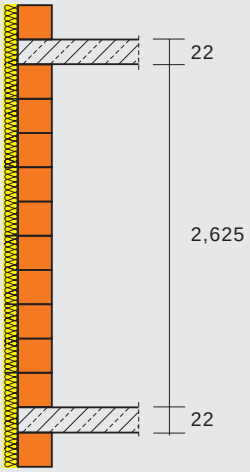
Beispiel 2: Zweischalige Außenwand und Zusatzgedämmte Wand

HLzB 12 mit Normalmauermörtel NM IIa
→ f_k = 5,0 N/mm² (siehe Tabelle 5)

Stützweite	l = 5,50 m < 6,0 m	
Wanddicke	t = 0,24 m	
lichte Geschosshöhe	h = 2,625 m < 12 · t = 2,88 m	
Auflagertiefe	a = 0,24 m	$\frac{a}{t} = 1{,}0 > 0{,}5$
Nutzlast auf Decke	q_k = 2,3 kN/m² < 5 kN/m²	

Die Randbedingungen zur Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden sind erfüllt.





N_{Gk} = 55 kN/m

N_{Qk} = 130 kN/m

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

$= 1{,}4 \cdot (55 + 130) = 259$ kN/m

$h_{ef} = \rho_2 \cdot h$

$= 0{,}9 \cdot 2{,}625 = 2{,}36$ m

$\Phi_1 = 1{,}6 - \frac{l}{6} \leq 0{,}90 \cdot \frac{a}{t}$

$= 1{,}6 - \frac{5{,}5}{6} = 0{,}68 < 0{,}90 = 0{,}9 \cdot 1{,}0$

$= 0{,}68$

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

$= 0{,}85 \cdot 1{,}0 - 0{,}0011 \cdot \left(\frac{2{,}36}{0{,}24}\right)^2$

$= 0{,}74$

$\Phi = \min(\Phi_1; \Phi_2) = \Phi_1 = 0{,}68$

$f_d = \zeta \cdot \frac{f_k}{\gamma_M}$

$= 0{,}85 \cdot \frac{5{,}0}{1{,}5} = 2{,}83$ N/mm²

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

$= 1{,}0 \cdot 0{,}24 \cdot 2{,}83 \cdot 0{,}68$

$= 0{,}464$ MN/m = 464 kN/m

Nachweis: N_{Ed} = 259 kN/m < 464 kN/m = N_{Rd}

Stark vereinfacht:

h_{ef}/t = 2,36/0,24 = 9,44

c_A = 0,5

$N_{Rd} = c_A \cdot A \cdot f_d = 0{,}5 \cdot 0{,}24 \cdot 1{,}0 \cdot 2{,}83 = 340$ kN/m

Nachweis: N_{Ed} = 259 kN/m < 340 kN/m = N_{Rd}

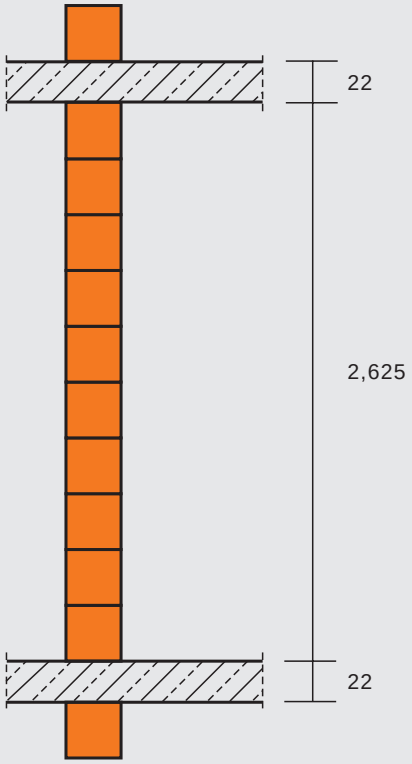
Beispiel 3: Innenwand

Planziegel PHLzB 12 mit Dünnbettmörtel
→ f_k = 4,7 N/mm² (siehe Tabelle 5)

Stützweite	l = 5,50 m < 6,0 m	
Wanddicke	t = 0,24 m	
lichte Geschosshöhe	h = 2,625 m	
Auflagertiefe	a = 0,24 m	$\frac{a}{t} = 1{,}0 > 0{,}5$

Nutzlast auf Decke q_k = 2,3 kN/m² < 5 kN/m²

Die Randbedingungen zur Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden sind erfüllt.



N_{Gk} = 90 kN/m

N_{Qk} = 210 kN/m

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

$= 1{,}4 \cdot (90 + 210) = 420$ kN/m

$h_{ef} = \rho_2 \cdot h$

$= 0{,}9 \cdot 2{,}625 = 2{,}36$ m

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

$$= 0{,}85 \cdot 1{,}0 - 0{,}0011 \cdot \left(\frac{2{,}36}{0{,}24}\right)^2$$

$= 0{,}74$

$\Phi = \Phi_2 = 0{,}74$

$$f_d = \zeta \cdot \frac{f_k}{\gamma_M}$$

$$= 0{,}85 \cdot \frac{4{,}7}{1{,}5} = 2{,}66 \text{ N/mm}^2$$

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

$= 1{,}0 \cdot 0{,}24 \cdot 2{,}66 \cdot 0{,}74$

$= 0{,}472$ MN/m = 472 kN/m

Nachweis: N_{Ed} = 420 kN/m < 472 kN/m = N_{Rd}

Stark vereinfacht:

h_{ef}/t = 2,36/0,24 = 9,44

c_A = 0,5

$N_{Rd} = c_A \cdot A \cdot f_d = 0{,}5 \cdot 0{,}24 \cdot 1{,}0 \cdot 2{,}66 = 320$ kN/m

Nachweis: N_{Ed} = 420 kN/m > 320 kN/m = N_{Rd}
→ Nachweis mit stark vereinfachtem Verfahren nach Anhang A nicht möglich

5.6 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/A2 ein Nachweis der Mindestauflast der Wände zu führen. Der Nachweis darf in Wandhöhenmitte unter Berücksichtigung des dort wirkenden Eigengewichtsanteils der Wand erfolgen:

$$N_{hm} \geq \frac{3 \cdot q_{Ewd} \cdot h^2 \cdot b}{16 \cdot \left(a - \frac{h}{300}\right)} \qquad (20)$$

mit:

N_{hm} Bemessungswert der kleinsten vertikalen Belastung in Wandhöhenmitte im betrachteten Geschoss

q_{Ewd} Bemessungswert der Windlast je Flächeneinheit

h lichte Geschosshöhe

b Breite, über die die vertikale Belastung wirkt

a Deckenauflagertiefe

In Bild 1 ist die zulässige maximal 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.

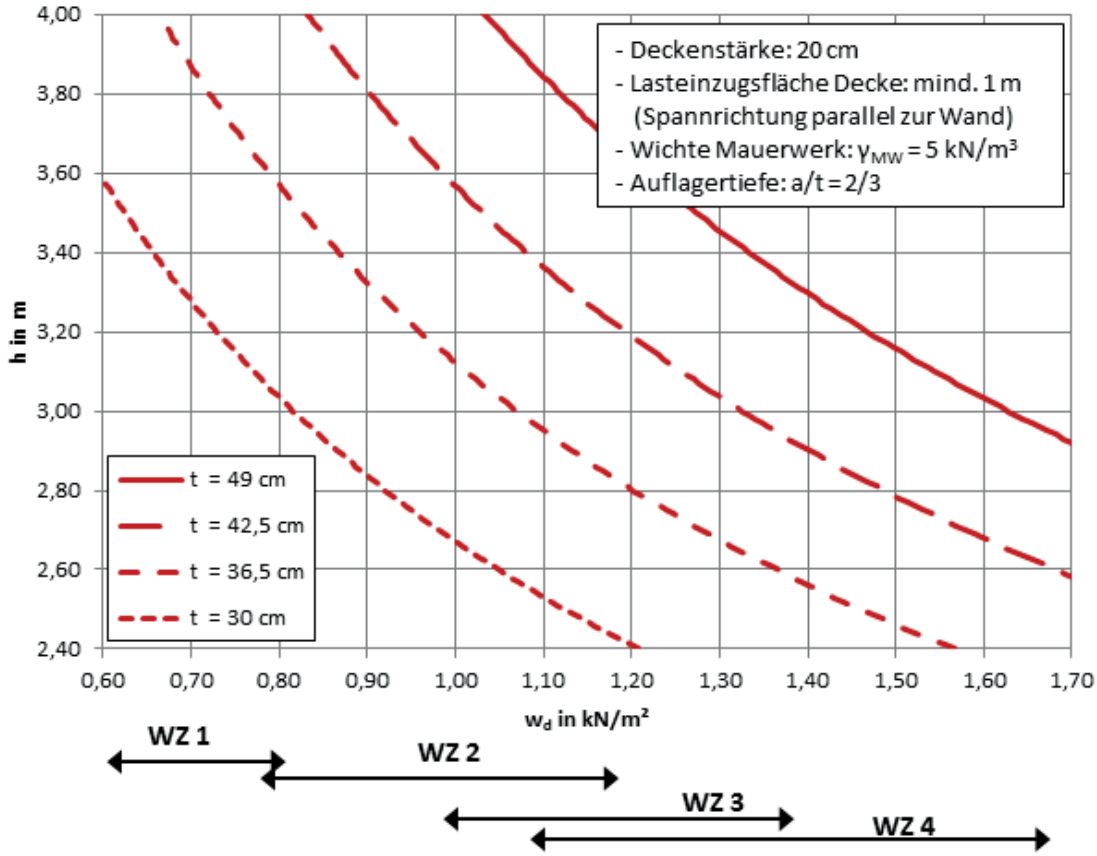


Bild 1: Maximale Wandhöhe in Abhängigkeit der Bemessungswindlast [21]

Zu beachten ist, dass sich der Nachweis nach Gleichung (20) auf der sicheren Seite liegend auf zweiseitig (oben und unten) gehaltene Wände bezieht, da bei kraftschlüssig angeschlossenen Querwänden (z. B. in Gebäudeecken) 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 [22] wird der Nachweis mit Gleichung (20) 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 (20) ergeben.

Durch Berücksichtigung realitätsnaher Randbedingungen und Bemessungsansätze kann gezeigt werden, dass in den Windzonen 1 bis 3 und Wandschlankheiten h/t ≤ 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}:

$$V_{Ed} \leq V_{Rdlt} \tag{21}$$

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 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:

$$V_{Rdlt} = l_{cal} \cdot f_{vd} \cdot \frac{t}{c} \qquad (22)$$

mit:

l_{cal} Rechnerische Wandlänge, siehe 6.3.1
f_{vd} Bemessungswert der Schubfestigkeit

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} = \frac{f_{vlt}}{\gamma_M} \qquad (23)$$

mit:

f_{vk} = f_{vlt} charakteristische Schubfestigkeit, siehe 6.3.2
γ_M Teilsicherheitsbeiwert für Materialeigenschaften (hier: γ_M = 1,5)
t Wanddicke
c Schubspannungsverteilungsfaktor
= 1,0 für h/l ≤ 1,0
= 1,5 für h/l ≥ 2,0

Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden

h lichte Wandhöhe
l Länge der Wandscheibe

6.3.1 Rechnerische Wandlänge l_{cal}

Für den Nachweis von als Kragmodell modellierten Wandscheiben unter Windbeanspruchung darf eine rechnerisch vergrößerte Wandlänge nach Gleichung (24) in Ansatz gebracht werden. In allen anderen Fällen ist l_{cal} = l bzw. $l_{c,lin}$.

$$l_{cal} = 1{,}125 \cdot l \leq 1{,}333 \cdot l_{c,lin} \qquad (24)$$

mit:

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

$$l_{c,lin} = \frac{3}{2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_w}{l}\right) \cdot l \leq l \qquad (25)$$

e_w Exzentrizität der einwirkenden Normalkraft in Wandlängsrichtung

$$e_w = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \qquad (26)$$

M_{Ed} Bemessungswert des einwirkenden Momentes in Wandlängsrichtung
N_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft

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

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

$$f_{vk} = f_{vlt} = \min (f_{vlt1}, f_{vlt2}) \quad (27)$$

Für Scheibenschub gilt bei unvermörtelten Stoßfugen:

f_{vlt1} Charakteristische Schubfestigkeit bei Reibungsversagen

$$f_{vlt1} = 0{,}5 \cdot f_{vk0} + 0{,}4 \cdot \sigma_{Dd} \quad (28)$$

f_{vk0} Haftscherfestigkeit nach Tabelle 8 (siehe hierzu auch 6.3.3)

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

$$\sigma_{Dd} = \frac{N_{Ed}}{l_{c,lin} \cdot t} \quad (29)$$

f_{vlt2} Charakteristische Schubfestigkeit bei Steinzugversagen

$$f_{vlt2} = 0{,}45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bt,cal}}} \quad (30)$$

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

f_{st} umgerechnete mittlere Mindestdruckfestigkeit der Ziegel nach Tabelle 9

Tabelle 8: Charakteristische Werte der Haftscherfestigkeit f_{vk0} in N/mm²

Mörtelgruppe	NM II	NM IIa LM 21 LM 36	NM III DM	NM IIIa
Mörteldruckfestigkeit f_m [N/mm²]	2,5	5,0	10,0	20,0
Haftscherfestigkeit f_{vk0} [N/mm²]	0,08	0,18	0,22	0,26

Tabelle 9: Umgerechnete mittlere Mindestdruckfestigkeit der Ziegel f_{st} in Abhängigkeit von der Steindruckfestigkeitsklasse (SFK)

Druckfestigkeitsklasse (SFK) der Mauerziegel										
4	6	8	10	12	16	20	28	36	48	60
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 (28) in Ansatz gebracht, ist bei Windscheiben mit klaffender Fuge unter charakteristischen Lasten ($e_{w,k} > l/6$) zusätzlich die rechnerische Randdehnung $\varepsilon_R \leq 10^{-4}$ nachzuweisen:

$$\varepsilon_R = \frac{1}{E} \cdot \left[\frac{l}{l_{c,lin}} - 1\right] \cdot \sigma_D \leq 10^{-4} \qquad (31)$$

mit:

E	Elastizitätsmodul für Ziegelmauerwerk kann $E = 1100 \cdot f_k$ angenommen werden
l	Wandlänge
$l_{c,lin}$	nach Gleichung (25)
σ_D	Vorhandene Druckspannung

$$\sigma_D = \frac{2 \cdot N_{Ek}}{A_{c,lin}} = \frac{2 \cdot N_{Ek}}{l_{c,lin} \cdot t} \qquad (32)$$

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

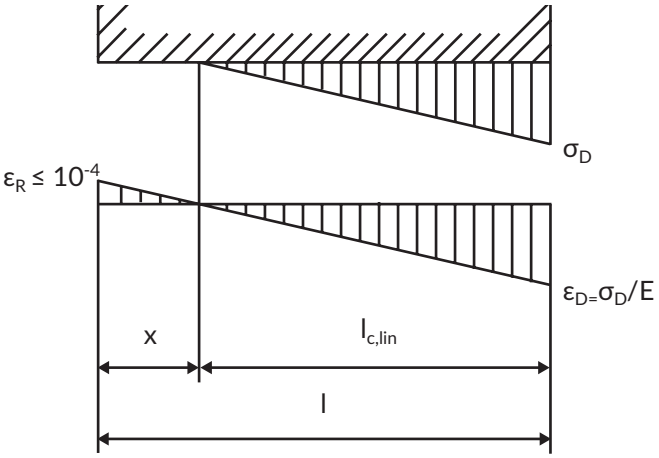


Bild 2: Spannungs- und Dehnungsverteilung bei exzentrisch belasteten Querschnitten

6.4 Nachweis der Biegedrucktragfähigkeit

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

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \qquad (33)$$

mit:

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

$$N_{Rd} = A \cdot f_d \cdot \Phi_y \qquad (34)$$

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

$$\Phi_y = 1 - 2 \cdot \frac{e_w}{l} \qquad (35)$$

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:

$$N_{Rd,\ mitte} = A \cdot f_d \cdot \Phi_x \cdot \Phi_{y,\ mitte} \qquad (36)$$

mit:

Φ_x Abminderungsbeiwert in Wandmitte für Biegung um die schwache Achse ($\Phi_x = \Phi_2$ nach Gleichung (17))

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

$$\Phi_{y,\ mitte} = 1 - 2 \cdot \frac{e_{w,\ mitte}}{l} \qquad (37)$$

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen (abZ) können weitere Regelungen beinhalten.

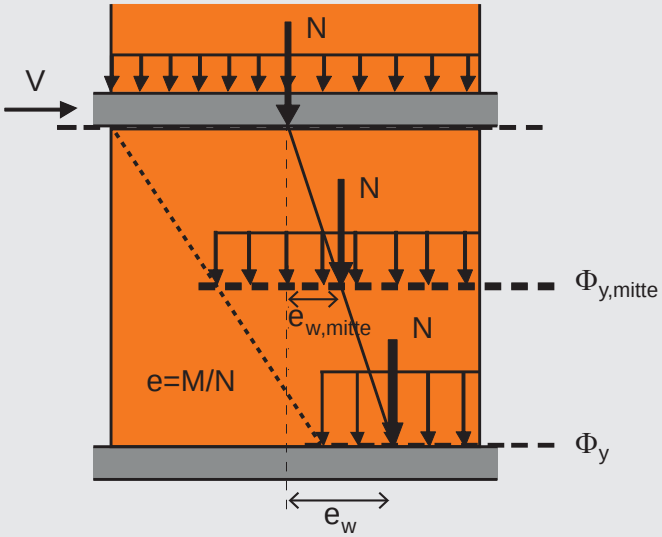
6.6 Beispiel

Beispiel 4: Innenwand aus Beispiel 3 als Aussteifungswand

PHLzB 12 mit Dünnbettmörtel → f_k = 4,7 N/mm² (siehe Tabelle 5)
→ f_{vk0} = 0,22 N/mm² (siehe Tabelle 8)
→ f_{st} = 15,0 N/mm² (siehe Tabelle 9)

Stoßfugen unvermörtelt
Wandlänge l = 3,0 m
Wanddicke t = 0,24 m
lichte Geschosshöhe h = 2,625 m

n_{Gk} = 90 kN/m
V_{Qk} = 60 kN (aus Wind)



Nachweis der Querkrafttragfähigkeit:

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

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

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

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

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

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

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

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

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.

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

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

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

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):

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

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

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):

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

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

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

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

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 Feuer wird durch die Feuerwiderstandsklasse gekennzeichnet. Sie gibt die Mindestdauer 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) mit Hilfe der dort gegebenen Tabellen. Neben weiteren Einflussfaktoren (siehe Bild 3) 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) sind für Mauerwerk drei verschiedene Ausnutzungsfaktoren geregelt, deren Definitionen in Tabelle 10 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 0,7, da der Bemessungswert der Einwirkung im Brandfall $N_{Ed,fi}$ gegenüber dem Bemessungswert der Einwirkung bei der „kalten“ Bemessung N_{Ed} entsprechend abgemindert wird:

$$N_{Ed,\,fi} = 0{,}7 \cdot N_{Ed} \qquad (38)$$

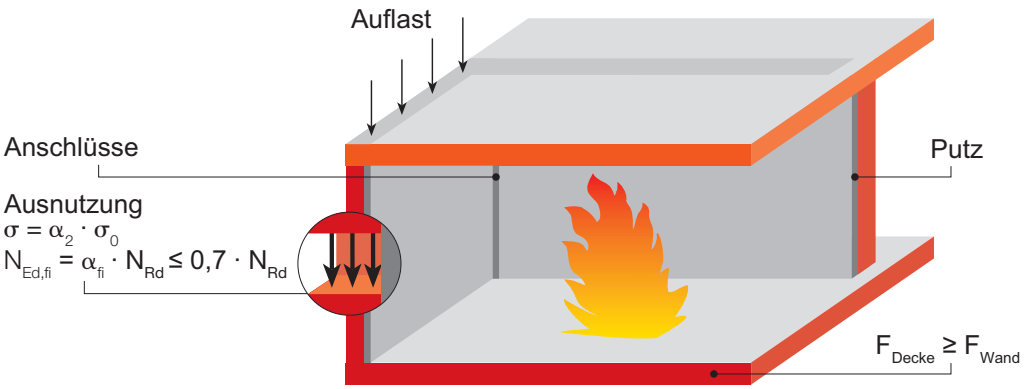


Bild 3: Einflüsse auf den Feuerwiderstand

Tabelle 10: Definition der Ausnutzungsfaktoren

Ausnutzungsfaktor	Definition	Erläuterung
α_2	α_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 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 alle Steinarten verwendet.
α_{fi}	α_{fi} = 0,7 entspricht der vollen Tragfähigkeit bei einer Bemessung nach DIN EN 1996-1-1/NA bzw. nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung (abZ) mit den Bemessungsregeln nach DIN EN 1996-1-1/NA.	Der Wert wird in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ) alternativ zum Ausnutzungsfaktor $\alpha_{6,fi}$ verwendet.

7.2.1 Ausnutzungsfaktor $\alpha_{6,fi}$

In DIN EN 1996-1-2/NA wird bei allen dort geregelten Steinarten und -sorten 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 neben der bei einer genaueren Berechnung im Regelfall ohnehin höheren rechnerischen Tragfähigkeit im Wesentlichen aus der neu definierten Berechnung der Tragfähigkeit für den Versagensfall Knicken sowie aufgrund der neu festgelegten – in einigen Fällen deutlich höheren – charakteristischen Mauerwerksdruckfestigkeiten f_k.

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

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

$$\text{für } 10 \leq \frac{h_{ef}}{t} \leq 25 \qquad (39)$$

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

$$\text{für } \frac{h_{ef}}{t} < 10 \qquad (40)$$

mit:

ω Anpassungsfaktor der Mauerwerkskenngrößen an die verschiedenen Steinarten (Stein-Mörtel-Kombinationen) auf der Grundlage von Brandprüfungen, siehe Tabelle 11

h_{ef} Knicklänge der Wand

t Wanddicke

$N_{Ed,fi}$ Bemessungswert der Normalkraft (Einwirkung) im Brandfall nach Gleichung (38)

l Wandlänge
f_k Charakteristische Druckfestigkeit des Mauerwerks
k_0 = 1,25 für Wandquerschnitte < 0,1 m²
= 1,00 für Wandquerschnitte ≥ 0,1 m²
$e_{mk,fi}$ planmäßige Ausmitte von $N_{Ed,fi}$ in halber Geschosshöhe

Bei Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden dürfen in den Gleichungen (39) und (40) folgende Vereinfachungen vorgenommen werden:

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

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

Tabelle 11: 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, Mauertafelziegel T1	NM II NM IIa NM III NM IIIa	NA.4 NA.D.1	2,2
Hochlochziegel HLzW, Mauertafelziegel T2, T3, T4		NA.5 NA.D.2	1,8
Vollziegel Mz	NM II	NA.6 NA.D.3	3,3
	NM IIa		3,0
	NM III, NM IIIa		2,6
Mauerziegel	LM	NA.8 NA.D.5	2,2

7.2.2 Ausnutzungsfaktor α_{fi}

In allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen wird vereinfacht der Ausnutzungsfaktor α_{fi} verwendet.

$$\alpha_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}} \qquad (41)$$

mit:
$N_{Ed,fi}$ Bemessungswert der Normalkraft (Einwirkung) im Brandfall nach Gleichung (38)
N_{Rd} Bemessungswert des vertikalen Tragwiderstandes bei „Kaltbemessung“ nach den allgemeinen Regeln von DIN EN 1996-1-1/NA oder den vereinfachten Berechnungsmethoden von DIN EN 1996-3/NA (siehe Abschnitt 5.3)

Die erforderliche Wanddicke zur Einstufung in eine Feuerwiderstandsklasse kann bei Anwendung des Faktors α_{fi} direkt den Tabellen der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen entnommen werden.

7.3 Beispiele

Beispiel 5: Zweischalige Außenwand aus Beispiel 2

HLzB 12 mit Normalmauermörtel NM IIa → f_k = 5,0 N/mm² (siehe Tabelle 5)

geforderte Feuerwiderstandsklasse: REI 90 (feuerbeständig)

Rohdichteklasse	1,2	
Wanddicke	t = 0,24 m	
Auflagertiefe	a = 0,24 m	$\frac{a}{t} = 1{,}0$

N_{Ed} = 259 kN/m
h_{ef} = 2,36 m
h_{ef}/t = 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 1-schalige 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 Zeile 1.2.
→ Erforderliche Mindestwanddicke für REI 90: 115 mm < 240 mm = t

Nachweis: min t (REI 90) = 115 mm < 240 mm = t_{vorh}

Beispiel 6: Monolithische Außenwand aus Beispiel 1

Hochwärmedämmender Planziegel mit DM nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung (abZ) mit f_k = 3,0 N/mm²

geforderte Feuerwiderstandsklasse: F 90 (feuerbeständig)

Rohdichteklasse	0,80	
Wanddicke	t = 0,365 m	
Auflagertiefe	a = 0,245 m	$\frac{a}{t} = 0{,}67 > 0{,}45 = \min t$

N_{Ed} = 259 kN/m
N_{Rd} = 318 kN/m

$$\alpha_{fi} = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}} = \frac{0{,}7 \cdot 259}{319} = 0{,}57$$

Erforderliche Mindestwanddicke für tragende, raumabschließende Wand (1-seitige Brandbeanspruchung) nach abZ für $\alpha_{fi} \leq 0{,}59$: 300 mm < 365 mm = t

Nachweis: min t (F 90) = 300 mm < 365 mm = t_{vorh}

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 den europäischen Normen 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 $t \geq 240$ mm
- Lichte Höhe der Kellerwand $h \leq 2{,}60$ m
- Die 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
- Die Geländeoberfläche steigt nicht an
- Die Anschüttungshöhe h_e ist nicht größer als $1{,}15 \cdot h$
- Es ist keine Einzellast größer als 15 kN im Abstand von weniger als 1,5 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 18195-2 oder Material mit mindestens gleichwertigem Reibungsverhalten.

Weiterhin ist sicherzustellen, dass bei der Verfüllung und Verdichtung des Arbeitsraumes nur nichtbindiger Boden nach DIN 1054 [18] und nur Rüttelplatten oder Stampfer mit folgenden Eigenschaften zum Einsatz kommen:

- Breite des Verdichtungsgerätes ≤ 50 cm
- Wirktiefe ≤ 35 cm
- Gewicht ≤ 100 kg, bzw. Zentrifugalkräfte ≤ 15 kN

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

$$N_{Ed,max} \leq N_{Rd} = \frac{t \cdot b \cdot f_d}{3} \qquad (42)$$

$$N_{Ed,min} \geq N_{lim,d} = \frac{\rho_e \cdot h \cdot h_e^2 \cdot b}{t \cdot \beta} \qquad (43)$$

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
	$= 20$ für $b_c \geq 2 \cdot h$ (nur vertikaler Lastabtrag)
	$= 60 - 20 \cdot b_c/h$ für $h < b_c < 2 \cdot h$
	$= 40$ für $b_c \leq h$
	b_c horizontaler Abstand zwischen aussteifenden Querwänden oder anderen aussteifenden Elementen

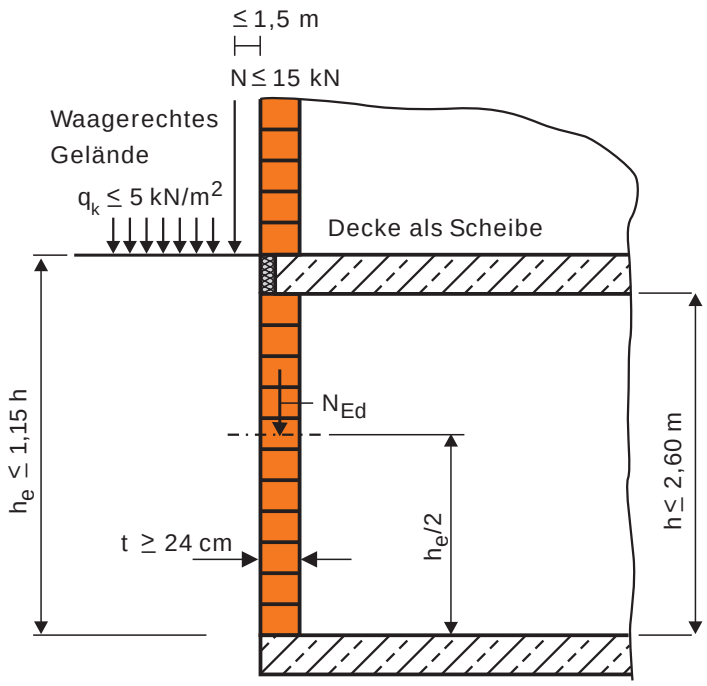


Bild 4: Randbedingungen für den vereinfachten Nachweis einer Kelleraußenwand

Tabelle 12: Minimale Auflast $N_{lim,d}$ in kN/m für Kelleraußenwände bei Auswertung von Gleichung (43) Randbedingungen: h = 2,5 m, ρ_e = 1800 kg/m³, $b_c \geq 2 \cdot h$ (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 (43) ein Erddruckbeiwert von 0,33 zugrunde liegt.

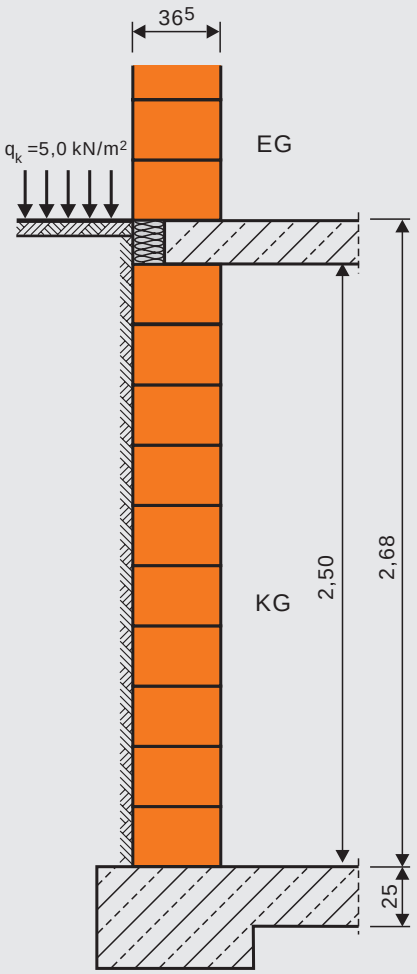
8.2 Beispiel

Beispiel 7: Kelleraußenwand

HLzB 12 mit Normalmauermörtel NM IIa → f_k = 5,0 N/mm² (siehe Tabelle 5)

lichte Geschosshöhe	$h = 2{,}50$ m
Anschütthöhe	$h_e = 2{,}68$ m < 2,875 m = 1,15 · h
Wanddicke	$t = 0{,}365$ m > 0,24 m
Wichte Anschüttung	$\rho_e = 18$ kN/m³
Kein Horizontaler Lastabtrag →	$\beta = 20$
Verkehrslast auf Gelände	$q_k = 5{,}0$ kN/m² ≤ 5,0 kN/m²

$N_{Ed,min}$ = 72,5 kN/m
$N_{Ed,max}$ = 121,0 kN/m



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

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

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

Nachweis 1:

$N_{Ed,max}$ = 121 kN/m < 344 kN/m = N_{Rd}

Nachweis 2:

$N_{Ed,min}$ = 72,5 kN/m > 44 kN/m = $N_{lim,d}$

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 $l_{ol} \geq 0{,}4 \cdot h_u$ (h_u = Ziegelhöhe) ist
- die Ausführung mit Normalmauermörtel IIa, III, IIIa oder Dünnbettmörtel erfolgt
- sie den Bedingungen nach Tabelle 13 genügen.

Tabelle 13: 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 [19] 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 in DIN EN 1996/NA entsprechen weitestgehend den aus DIN 1053-1 bekannten Festlegungen. 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

$$t_{min} = 115 \text{ mm} \tag{44}$$

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

$$l_{ol} \geq 0{,}4 \cdot h_u \geq 45 \text{ mm} \tag{45}$$

Bei Verwendung von Normalmauermörtel und Leichtmauermörtel soll die Lagerfugendicke in der Regel 12 mm betragen. Bei Vermauerung mit Dünnbettmörtel muss die Lagerfugendicke 1 bis 3 mm betragen. Lagerfugen sind stets vollflächig zu vermörteln.

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.

Der maximale horizontale Abstand zwischen Dehnungsfugen in nichttragendem Mauerwerk ist für Ziegelmauerwerk auf 12 m festgelegt.

10.2 Ausbildung des Wand-Decken-Knotens bei monolithischem Ziegelmauerwerk

Im Gegensatz zu DIN 1053-1 gibt DIN EN 1996/NA explizite Hinweise, wie die teilweise Auflagerung von Decken auf monolithischen Außenwänden bei der Bemessung zu berücksichtigen ist.

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

$$a_{min} = \frac{t}{3} + 40 \text{ mm} \geq 100 \text{ mm} \tag{46}$$

Für eine 365 mm dicke Außenwand bedeutet dies a_{min} = 365/3 + 40 = 162 mm.

Bei Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden nach DIN EN 1996-3/NA beträgt die Mindestdeckenauflagertiefe für Mauerwerk mit einer Wanddicke t = 365 mm:

$$a_{min} = 0{,}45 \cdot t = 164 \text{ mm} \tag{47}$$

Für alle anderen Wanddicken gilt bei Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden nach DIN EN 1996-3/NA:

$$a_{min} = 0{,}5 \cdot t > 100 \text{ mm} \quad (48)$$

Bei Anwendung des stark vereinfachten Nachweises für unbewehrte Mauerwerkswände bei Gebäuden mit höchstens 3 Geschossen nach Anhang A von DIN EN 1996-3/NA gilt für die Mindestdeckenauflagertiefe:

$$a_{min} = \frac{2}{3} \cdot t \quad (49)$$

Generell gilt, dass unter den Aspekten Statik, Schallschutz und Brandschutz möglichst große bezogene Deckenauflagertiefen a/t zu empfehlen sind.

In [20] werden die bauphysikalischen, statischen und konstruktiven Aspekte des Details „Außenwand-Decken-Knoten" detailliert analysiert und eine bezogene Deckenauflagertiefe von

$$a = \frac{2}{3} \cdot t \quad (50)$$

empfohlen.

Mit den in Bild 5 gezeigten Details lassen sich alle an das Detail „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. [24], [25]).

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 Mörtelabgleichschicht am Wandkopf vor, auf die dann nach ausreichender Erhärtung Ortbeton- 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 auszuschließen ist, wurden in [26] durchgeführt.

Bei Ansatz eines Sicherheitsbeiwertes γ = 1,5 betragen für Deckenauflagertiefen bis 240 mm die Mindestauflasten 5,6 kN/m, bei 300 mm sind 7,4 kN/m und bei 365 mm 9 kN/m erforderlich, Zwischenwerte können linear interpoliert werden.

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

Ein 30 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 ebenfalls zu empfehlen, siehe hierzu auch [14].

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

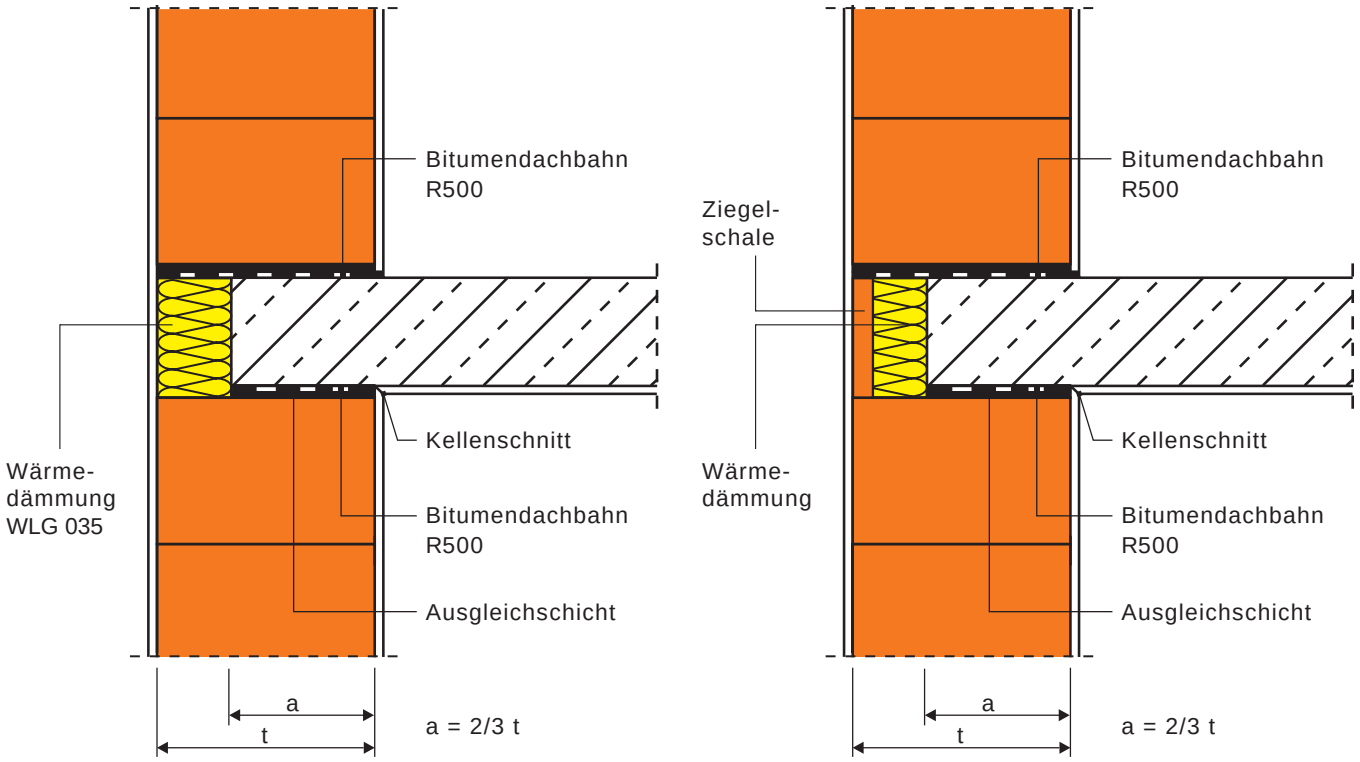


Bild 5: Ausführungsvarianten eines Außenwand-Decken-Knotens mit monolithischem Ziegelmauerwerk; links Deckenstirndämmung, rechts Ziegelschale mit zusätzlicher Wärmedämmung

10.3 Schlitze und Aussparungen

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

Nach Abschnitt 6.2 von DIN EN 1996-1-1/NA sind Schlitze und Aussparungen in tragenden Wänden aus Mauerwerk zulässig, wenn sie die Standsicherheit der Wände nicht gefährden.

Schlitze und Aussparungen, die die in der Tabelle 14 bzw. Tabelle 15 angegebenen Grenzwerte nicht überschreiten, dürfen bei der Bemessung vernachlässigt werden. Überschreiten die Abstände und Abmessungen der Schlitze 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 Schlitzen 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 15 einzuhalten.

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen (abZ) können weitere Regelungen beinhalten.

Tabelle 14: Ohne Nachweis zulässige **nachträglich hergestellte** Schlitze und Aussparungen in tragenden Wänden nach [5]

1	2	3	4	5	6
Wanddicke t [mm]	**Horizontale und schräge Schlitze[1)]**		**Vertikale Schlitze und Aussparungen**		
	Schlitzlänge		**Schlitztiefe[4)] [mm]**	**Einzelschlitz-breite[5)] [mm]**	**Abstand der Schlitze und Aussparungen [mm]**
	unbeschränkt	**≤ 1,25 m[2)]**			
	Schlitztiefe[3)] [mm]	**Schlitztiefe [mm]**			
≥ 115	-	-	≤ 10	≤ 100	≥ 115
≥ 175	0	≤ 25	≤ 30		
≥ 240	≤ 15			≤ 150	
≥ 300	≤ 20	≤ 30		≤ 200	
≥ 365					

[1)] Horizontale und schräge Schlitze sind nur zulässig in einem Bereich ≤ 0,4 m ober- oder unterhalb der Rohdecke sowie jeweils an einer Wandseite. Sie sind nicht zulässig bei Langlochziegeln.
[2)] Mindestabstand in Längsrichtung von Öffnungen ≥ 490 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 ≥ 240 mm gegenüberliegende Schlitze mit jeweils 10 mm Tiefe ausgeführt werden.
[4)] Schlitze, die bis maximal 1 m über Fußboden reichen, dürfen bei Wanddicken ≥ 240 mm bis 80 mm Tiefe und 120 mm Breite ausgeführt werden.
[5)] Die Gesamtbreite von Schlitzen 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.

Tabelle 15: Ohne Nachweis zulässige vertikale Schlitze und Aussparungen im gemauerten Verband nach [5]

1	2	3	4	5
Wanddicke t [mm]	**Vertikale Schlitze und Aussparungen in gemauertem Verband**			
	Schlitzbreite[1)] [mm]	**Restwanddicke [mm]**	**Mindestabstand der Schlitze und Aussparungen**	
			von Öffnungen	**untereinander**
≥ 115	-		≥ 2fache Schlitzbreite bzw. ≥ 240 mm	≥ Schlitzbreite
≥ 175	≤ 260	≥ 115		
≥ 240	≤ 385			
≥ 300		≥ 175		
≥ 365		≥ 240		

[1)] Die Gesamtbreite von Schlitzen 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.

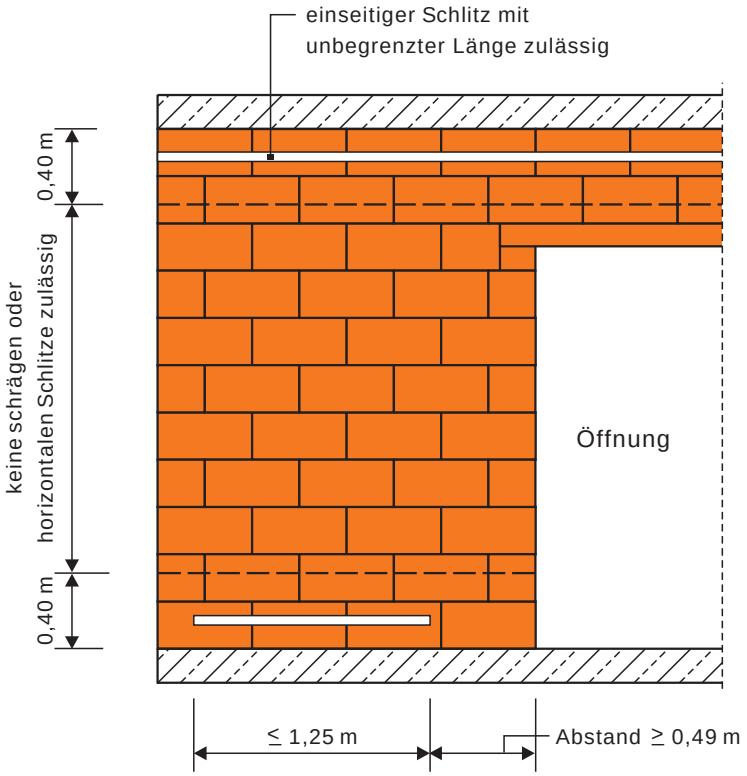


Bild 6: Zulässige horizontal verlaufende Schlitze und Aussparungen ohne rechnerischen Nachweis

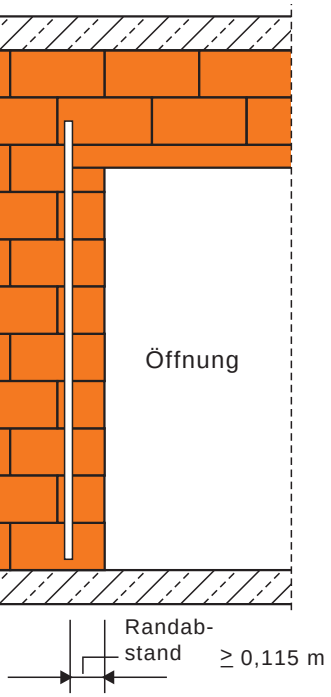


Bild 7: Zulässige vertikale Schlitze und Aussparungen ohne rechnerischen Nachweis, siehe Tabelle 14 und Tabelle 15

11 Literatur

[1] DIN EN 1996-1-1:2010-12: 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 1996-1-1/NA: 2012-05 Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. NABau im DIN, Berlin 2012

[6] 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

[7] DIN EN 1996-3/NA: 2012-01 Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten. NABau im DIN, Berlin 2012

[8] 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

[9] DIN EN 1996-1-1/NA/A1:2014-03: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; Änderung A1, NABau im DIN, Berlin 2014

[10] DIN EN 1996-3/NA/A1:2014-03: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten; Änderung A1, NABau im DIN, Berlin 2014

[11] DIN EN 1996-1-1/NA/A2:2015-01: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; Änderung A2, NABau im DIN, Berlin 2015

[12] DIN EN 1996-3/NA/A2:2015-01: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten; Änderung A1, NABau im DIN, Berlin 2015

[13] DIN 1053-1:1996-11: Mauerwerk – Teil 1: Berechnung und Ausführung. NABau im DIN, Berlin 1996

[14] 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

[15] DIN EN 771-1:2011-07: Festlegungen für Mauersteine – Teil 1: Deutsche Fassung EN 771-1:2011. NABau im DIN, Berlin 2011

[16] DIN 20000-401:2012: Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken – Teil 401: Regeln für die Verwendung von Mauerziegeln nach DIN EN 771-1:2011-07

[17] DIN 105-100:2012-01: Mauerziegel – Teil 100: Mauerziegel mit besonderen Eigenschaften. NABau im DIN, Berlin 2012

[18] DIN 1054:2010-12: Baugrund-Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1. NABau im DIN, Berlin 2010

[19] DIN 4103-1:2015-06: Nichttragende innere Trennwände; Anforderungen, Nachweise. NABau im DIN, Berlin 2015
[20] Kranzler, T.: Zur Planung, Ausführung und Leistungsfähigkeit des Außenwand-Decken-Knotens von monolithischem Ziegelmauerwerk. Mauerwerk 18 (2014) H.2. Kostenfreier Download unter www.argemauerziegel.de.
[21] Graubner, C.-A., Schmitt, M., Förster, V.: Hilfsmittel für die praxisnahe Bemessung von Mauerwerk, Mauerwerk 18 (2014), H.3/4, S. 176-187.
[22] Schmitt, M., Graubner, C.-A., Förster, V.: Mindestauflast auf Mauerwerkswänden – Eine realitätsnahe Betrachtung, Mauerwerk 19 (2015), H.4, S. 245-257.
[23] DIN 4102-4:2016: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen – Teil 4: Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile. NABau im DIN, Berlin 2016
[24] Leitlinien für das Verputzen von Mauerwerk und Beton – Grundlagen für die Planung, Gestaltung und Ausführung. Industrieverband WerkMörtel e. V., Duisburg. Verlag Bau + Technik GmbH. 2014
[25] Putz auf Ziegelmauerwerk – Aussen- und Innenputz – Fachgerechte Planung und Ausführung. Arbeitsgemeinschaft Mauerziegel im Bundesverband der Deutschen Ziegelindustrie e. V., Bonn 2015
[26] Zilch, K.: Ausbildung des Wand-Decken-Knotens mit Trennlage, Gutachter Az. 96508, München 1996
[27] Alfes, C. et al.: Der Eurocode 6 für Deutschland. DIN EN 1996. Kommentierte Fassung. Ernst & Sohn und Beuth Verlage, Berlin 2013

Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

		Seite
1	Gebäudebeschreibung und Geometrie	A.2
2	Nachweise Außen- und Innenwände (EG – 3. OG)	A.5
2.1	Pos. 1: Tragende Außenwand	A.5
2.2	Pos. 2: Tragende Innenwand im Erdgeschoss	A.12
2.3	Zusammenfassung der Nachweise aller Außen- und Innenwände (EG – 3. OG)	A.32
2.4	Brandbemessung nach DIN EN 1996-1-2	A.34
2.5	Pos. 3: Kelleraußenwand	A.35

Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

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.

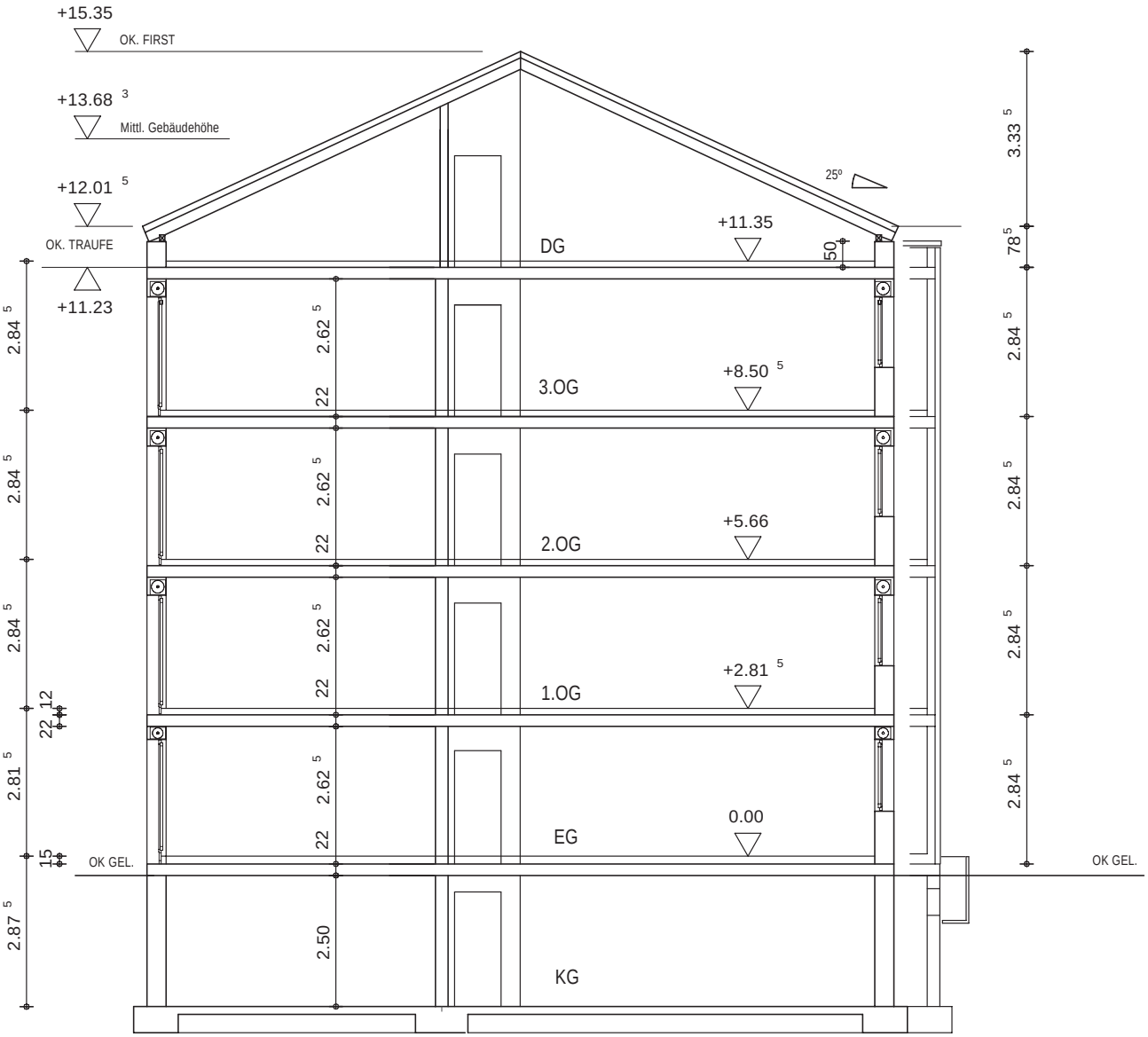


Bild A.1: Schnitt durch das Mehrfamilienhaus

Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

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

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

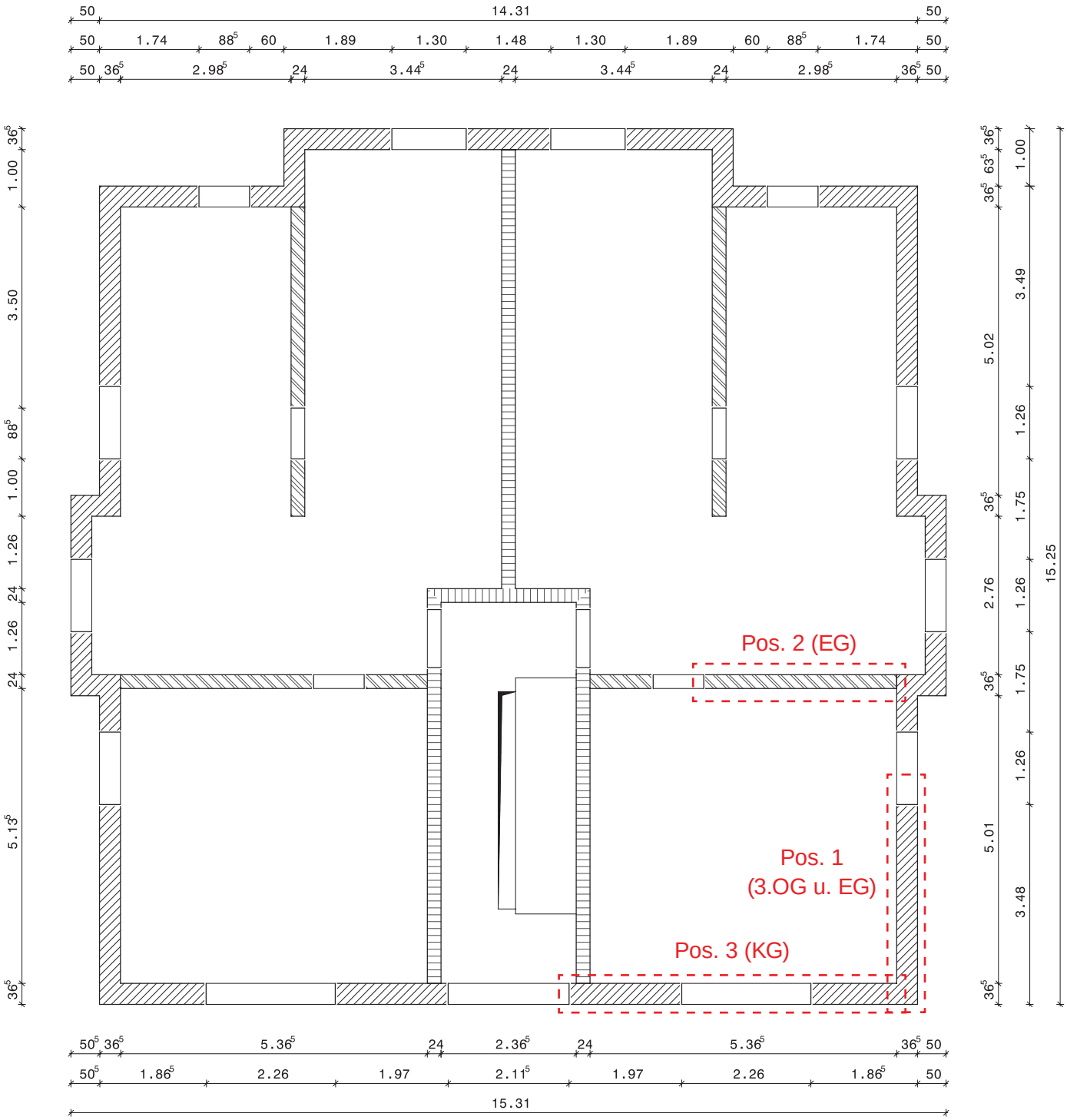


Bild A.2: Grundriss der Geschosse EG bis 3. OG

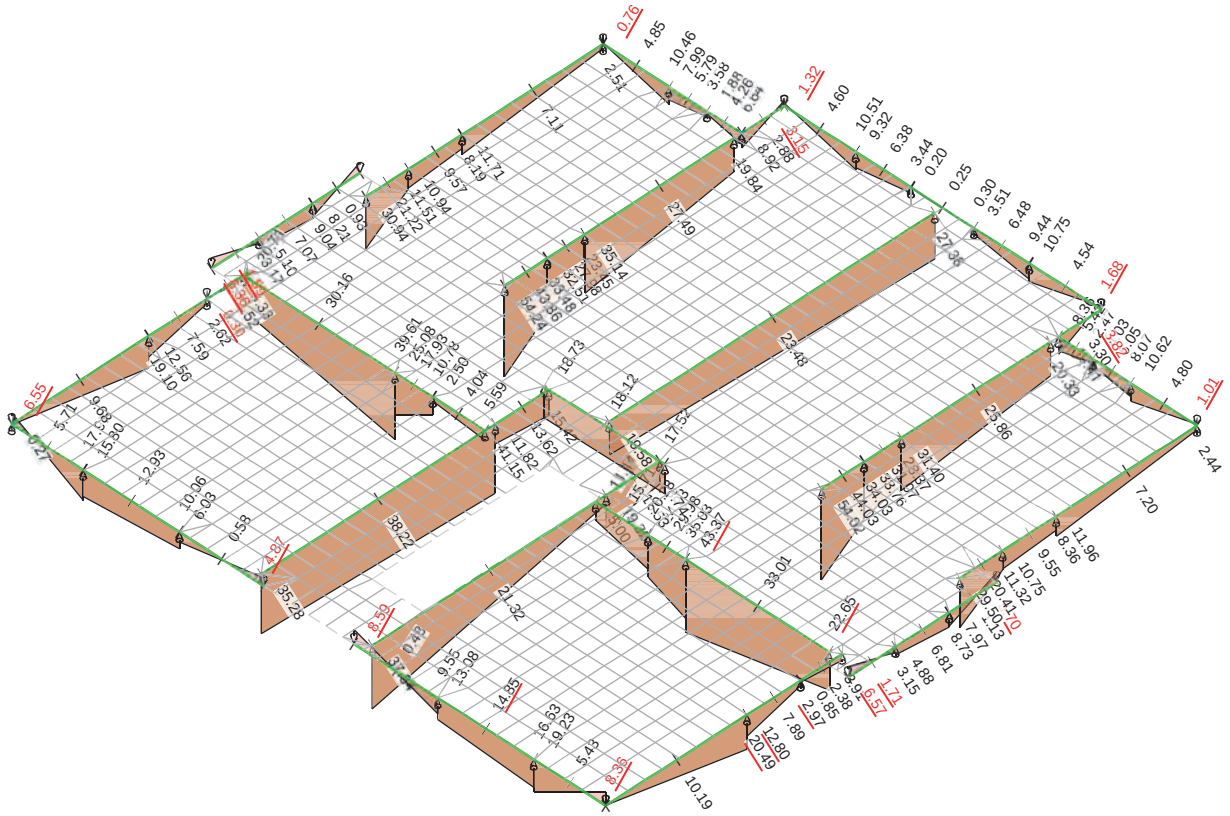


Bild A.3: Linearisierte Auflagerkräfte der Decken EG - 3.OG aus ständigen Lasten (LF g)

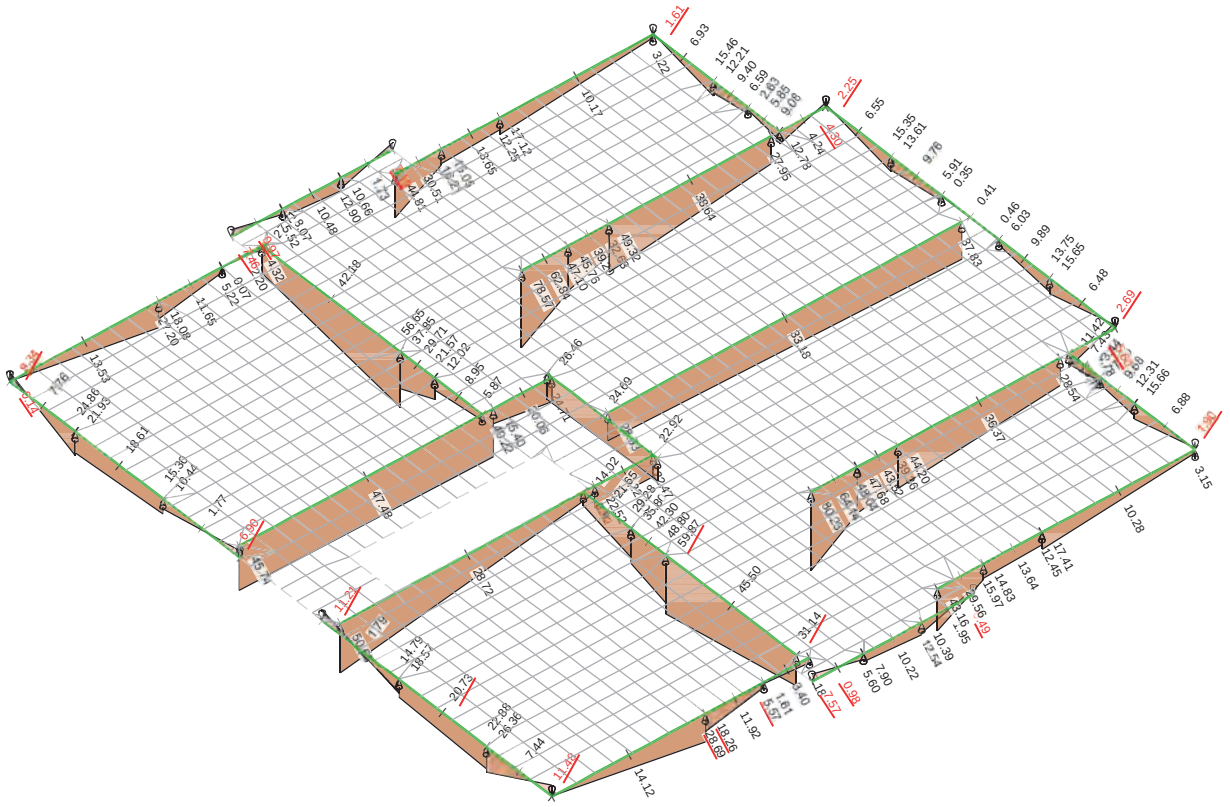


Bild A.4: Linearisierte max. Auflagerkräfte der Decken EG - 3.OG aus den Lastfällen g + q

2 Nachweise Außen- und Innenwände (EG – 3. OG)

2.1 Pos. 1: Tragende Außenwand

Statisches System

Zweiseitig gehaltene, einschalige Außenwand als Endauflager

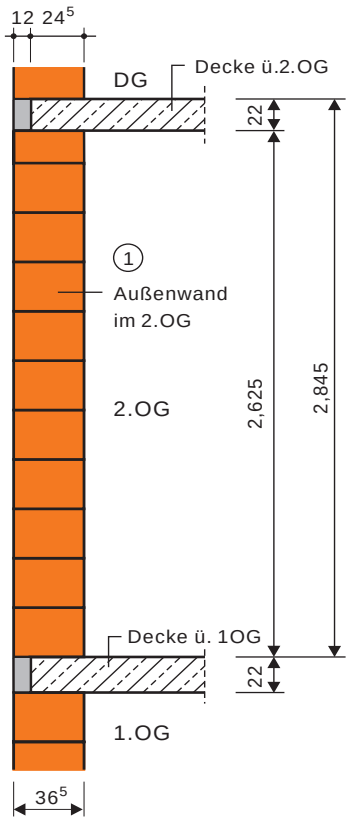
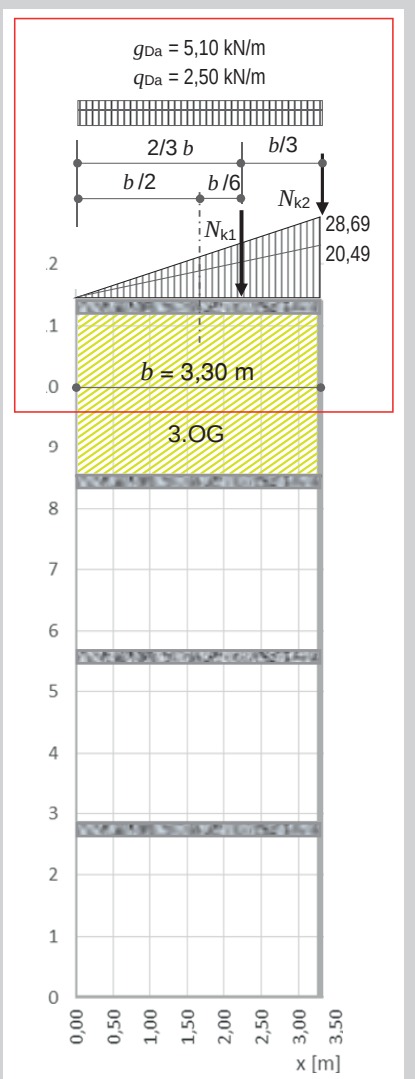


Bild A.5: Schnitt durch die Außenwand



Bauteildaten

Max. Gebäudehöhe	15,35 m
Ziegeldruckfestigkeitsklasse	12
Ziegelrohdichteklasse	0,75
Mauermörtel	Dünnbettmörtel
Wanddicke t	365 mm
Putz (außen / innen)	Leichtputz / Gipsputz
Wandlänge b	3,300 m
Lichte Wandhöhe h	2,625 m
Deckendicke d_b	220 mm
Deckenstützweite l_1	5,365 m
Deckenauflagertiefe a	245 mm

b bis Achse Wandecke:
b = 3,48 - 0,365/2 = 3,30 m

Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

Lastzusammenstellung Wand im 3. Obergeschoss

Dachlasten und Drempel (aus Nebenrechnung)	**Ständige Last g_{Da}**	**5,10 kN/m**
	Veränderliche Last q_{Da}	**2,50 kN/m**
Deckenlasten	g_{Beton}	5,50 kN/m²
	$g_{Putz/Belag}$	1,80 kN/m²
	Ständige Last $\Sigma\, g_{De}$	**7,30 kN/m²**
	Nutzlast Kategorie A2	1,50 kN/m²
	Trennwandzuschlag	1,20 kN/m²
	Veränderliche Last $\Sigma\, q_{De}$	**2,70 kN/m²**
Eigenlast Wand	$\gamma_W = 0{,}75 \cdot 10 + 1$	8,50 kN/m³
	g_{Wand}	3,10 kN/m²
	g_{Putz}	0,43 kN/m²
	Ständige Last $\Sigma\, g_{Wand}$	**3,53 kN/m²**

Belastung am Wandkopf im 3.OG

Ermittlung Ersatzblocklast aus exzentrischer Deckenlast:

$\Phi_g = 1 - 2 \cdot 0{,}80 / 3{,}30 = 0{,}52$ (nach Gleichung (35))

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

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

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

Summe Lasten am Wandkopf:

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

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

Schnittgrößen

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

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

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

Wandfuß: $n_{Ed,u} = 1{,}35 \cdot 2{,}625 \cdot 3{,}53 + 58{,}6 = 70{,}1$ kN/m

$g_{Beton} = d_b \cdot \gamma_B$
$= 0{,}22 \cdot 25$
$= 5{,}5$ kN/m²

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

$g_{Wand} = t \cdot \gamma_W$
$= 0{,}365 \cdot 8{,}5$
$= 3{,}10$ kN/m²

$g_{Putz} = 0{,}25 + 0{,}18$
$= 0{,}43$ kN/m²

aus Linienlagerergebnisse der FE-Berechnung:
Wandbereich:

$N_{g,k1} = 20{,}49/2 \cdot 3{,}30$
$= 33{,}8$ kN

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

Fenstersturzbereich:

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

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

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

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

$M_{g,k} = 33{,}8 \cdot 3{,}30/6 + 9{,}82 \cdot 3{,}30/2$
$= 34{,}8$ kNm

$M_{q,k} = 13{,}53 \cdot 3{,}30/6 + 3{,}05 \cdot 3{,}30/2$
$= 12{,}5$ kNm

mit $e = M / N$

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

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

Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

Überprüfung der Bedingungen zur Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden

Vergleiche Abschnitt 4

Kriterium	Anforderung	Istwert	Bemerkung
Maximale Gebäudehöhe	$H \leq 20$ m	15,35 m	eingehalten
Maximale Deckenstützweite	$l \leq 6$ m	5,38 m	eingehalten
Maximale lichte Wandhöhe	$h \leq 12 \cdot t$ = 4,38 m	2,625 m	eingehalten
Maximale Verkehrslast auf Decken	$q_k \leq 5$ kN/m²	2,7 kN/m²	eingehalten
Mindestauflagertiefe	$a \geq 0{,}45 \cdot t$ = 164 mm	245 mm	eingehalten

nach DIN EN 1996-3/NA, NCI zu 4.2.1.1: bei zweiachsig gespannten Platten kürzere der beiden Stützweiten:
l = 0,365/3+5,135+0,24/2
= 5,38 m

Nachweis der Normalkraftragfähigkeit

Bemessungswert N_{Rd} des Widerstands

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

mit

A Wandfläche

A = 1,00 m · 0,365 m = 0,365 m²

N_{Rd} nach Gleichung (11)

Abminderungsfaktor Φ_1 aus Deckenverdrehung

Wandkopf: $\Phi_{1,o} = 0{,}333$

Wandfuß: $\Phi_{1,u} = 1{,}6 - \frac{l_1}{6} = 1{,}6 - \frac{5{,}38}{6} = 0{,}703$

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

Maßgebend ist der kleinere Wert: $\Phi_{1,u} = 0{,}604$

$\Phi_{1,o}$ nach Gleichung (16)
$\Phi_{1,u}$ nach Gleichung (14)
mit dem Faktor a / t wird die Teilauflagerung auf der Deckenplatte berücksichtigt.

Abminderungsfaktor Φ_2 für Knicken

Knicklängenfaktor für t > 250 mm:

$\rho_2 = 1{,}0$

Knicklänge

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

Schlankheit

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

Für die Berechnung der Knicklänge wird nur eine zweiseitige Wandlagerung berücksichtigt, siehe Gleichung (18).

Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

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

$$= 0{,}85 \cdot \frac{245}{365} - 0{,}0011 \cdot \left(\frac{2{,}625}{0{,}365}\right)^2 = 0{,}51$$

Φ_2 nach Gleichung (17)

Bemessung

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

Festigkeitsklasse: 12

Mörtel: DM (Dünnbettmörtel)

Wert der charakteristischen Druckfestigkeit (nach abZ):

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

Bemessungswert der Druckfestigkeit:

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

mit $\gamma_M = 1{,}5$

Bemessungswiderstände:

$n_{Rd,o} = \Phi_{1,o} \cdot A \cdot f_d = 0{,}333 \cdot 0{,}365 \cdot 1{,}70 \cdot 1000 = 206{,}6 \text{ kN/m} > n_{Ed,o} = 58{,}4 \text{ kN/m}$

Wandkopf

$n_{Rd,m} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d = 0{,}51 \cdot 0{,}365 \cdot 1{,}70 \cdot 1000 = 316{,}5 \text{ kN/m} > n_{Ed,m} = 64{,}7 \text{ kN/m}$

Wandmitte

$n_{Rd,u} = \Phi_{1,u} \cdot A \cdot f_d = 0{,}604 \cdot 0{,}365 \cdot 1{,}70 \cdot 1000 = 374{,}8 \text{ kN/m} > n_{Ed,u} = 70{,}9 \text{ kN/m}$

Wandfuß

Nachweis der Mindestauflast:

Für Außenwände, die als Endauflager für Decken oder Dächer dienen, ist ein Nachweis der Mindestauflast nach Gleichung (20) zu führen.

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

Windzone 2: $q_w = 0{,}80 \text{ kN/m}^2$

$q_{Ewk} = 0{,}8 \cdot 0{,}8 = 0{,}64 \text{ kN/m}^2$

$q_{Ewd} = 1{,}5 \cdot 0{,}64 = 0{,}96 \text{ kN/m}^2$

Windlast q_w nach DIN EN 1991-1-4 für 10 m < h ≤ 18 m

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

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

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

Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

Zusammenstellung der maßgebenden Werte

Ort	Ab-minderungs-faktoren	Wider-stand	Einwir-kung	$\frac{n_{Ed}}{n_{Rd}}$	Bemerkungen
	Φ_1 bzw. Φ_2	n_{Rd}	n_{Ed}		
		kN/m	kN/m		
Wand-kopf	0,333	206,6	58,6	0,284	Nachweis erbracht
Wand-mitte	0,51	316,5	64,9	0,205	Nachweis erbracht
Wand-fuß	0,60	374,8	70,1	0,187	Nachweis erbracht

Nachweis der Wand im Erdgeschoss

Lastzusammenstellung wie Wand im 3. OG

Belastung am Wandkopf im EG

aus Dachgeschoss:

$n_{g,Da}$ = 5,10 kN/m $\qquad$ $n_{q,Da}$ = 2,5 kN/m

aus Stb.-Decken inkl. Lasten aus Sturz:

$n_{g,De} = 4 \cdot g_{De} = 4 \cdot 25{,}4 = 101{,}6$ kN/m

$n_{q,De} = 4 \cdot q_{De} = 4 \cdot 9{,}10 = 36{,}4$ kN/m

aus Wandlasten:

$n_{gw} = 3 \cdot g_W = 3 \cdot 2{,}625 \cdot 3{,}53 = 27{,}8$ kN/m

Summe Lasten am Wandkopf:

$g_4 = 5{,}1 + 101{,}6 + 27{,}8 = 134{,}5$ kN/m

$q_4 = 2{,}5 + 36{,}4 = 38{,}9$ kN/m

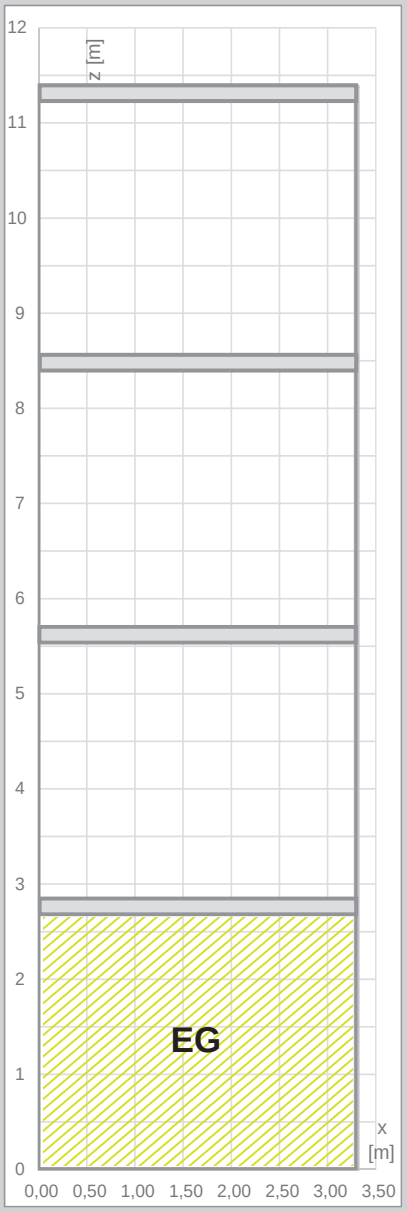
Schnittgrößen

Normalkraft

$n_{Ed,j} = 1{,}35 \cdot (g_4 + g_w \cdot h) + 1{,}5 \cdot q_4$

Einwirkung am Wandkopf

$n_{Ed,o} = 1{,}35 \cdot 134{,}5 + 1{,}5 \cdot 38{,}9 = 239{,}9$ kN/m



Wandansicht

Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

Einwirkung in Wandmitte

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

Einwirkung am Wandfuß

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

Überprüfung der Bedingungen zur Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden

Nachweise erfüllt, vergl. Wand im 3. OG

Nachweis der Normalkrafttragfähigkeit

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

Abminderungsfaktor Φ_1 aus Deckenverdrehung

Wandkopf: $\Phi_{1,o} = 1{,}6 - \frac{l_1}{6} = 1{,}6 - \frac{5{,}38}{6} = 0{,}703$

Wandfuß: $\Phi_{1,u} = \Phi_{1,o} = 0{,}703$

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

Maßgebend ist der kleinere Wert: $\Phi_{1,u} = 0{,}604$

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

Abminderungsfaktor Φ_2 für Knicken

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

h_{ef} = 2,625 m

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

$$\Phi_2 = 0{,}85 \cdot \frac{245}{365} - 0{,}0011 \cdot \left(\frac{2{,}625}{0{,}365}\right)^2 = 0{,}51$$

h_{ef} nach Gleichung (18)

Bemessung nach DIN EN 1996-3

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

Festigkeitsklasse: 12

Mörtel: DM (Dünnbettmörtel)

Wert der charakteristischen Druckfestigkeit (nach abZ):

f_k = 3,0 MN/m²

In DIN EN 1996-3/NA, Anhang D sind Werte für f_k nur für Hochlochziegel mit Normal- und mit Leichtmauermörtel enthalten. Andere Stein – Mörtel – Kombinationen werden in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen geregelt.

Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

Bemessungswert der Druckfestigkeit:

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

Bemessungswiderstände:

$$n_{Rd,o} = \Phi_{1,o} \cdot A \cdot f_d = 0{,}604 \cdot 0{,}365 \cdot 1{,}70 \cdot 1000 = 374{,}8 \text{ kN/m} > n_{Ed,o} = 239{,}4 \text{ kN/m}$$

$$n_{Rd,m} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d = 0{,}51 \cdot 0{,}365 \cdot 1{,}70 \cdot 1000 = 316{,}5 \text{ kN/m} > n_{Ed,m} = 245{,}7 \text{ kN/m}$$

$$n_{Rd,u} = \Phi_{1,u} \cdot A \cdot f_d = 0{,}604 \cdot 0{,}365 \cdot 1{,}70 \cdot 1000 = 374{,}8 \text{kN/m} > n_{Ed,u} = 251{,}9 \text{ kN/m}$$

Zusammenstellung der maßgebenden Werte

Ort	Abminde-rungs-faktoren	Wider-stand	Einwir-kung	$\frac{n_{Ed}}{n_{Rd}}$	Bemerkungen
	Φ_1 bzw. Φ_2	n_{Rd}	n_{Ed}		
		kN/m	kN/m		
Wand-kopf	0,60	374,8	239,9	0,64	Nachweis erbracht
Wand-mitte	0,51	316,5	246,2	0,78	Nachweis erbracht
Wand-fuß	0,60	374,8	252,4	0,67	Nachweis erbracht

Die Exzentrizität der Normal-kraft in Wandlängsrichtung wurde schon bei dem An-satz der Deckenlasten be-rück-sichtigt.

2.2 Pos. 2: Tragende Innenwand im Erdgeschoss

Statisches System

Zweiseitig gehaltene tragende Innenwand

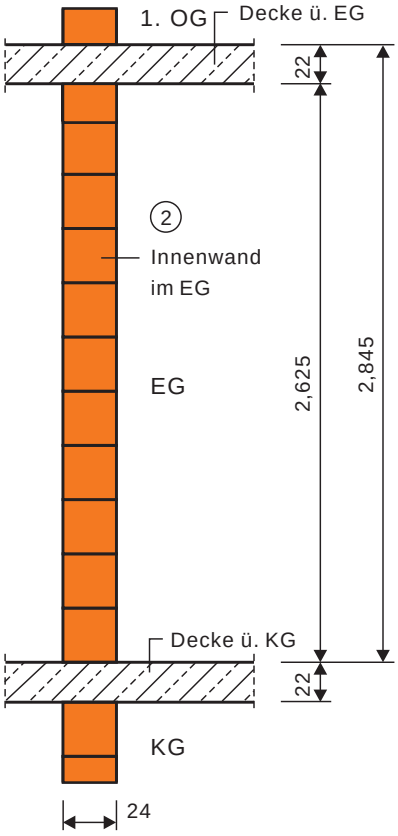


Bild A.6: Schnitt durch die tragende Innenwand im Erdgeschoss

Bauteildaten

Max. Gebäudehöhe	15,35 m
Ziegeldruckfestigkeitsklasse	12
Ziegelrohdichteklasse	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 $l_{1,o} = l_{1,u}$	5,38 m
Deckenstützweite $l_{2,o} = l_{2,u}$	3,38 m

$l_{1,0}$ = 0,365/3+5,135+0,24/2
= 5,377 = 5,38 m
$l_{2,0}$ = 0,24/2+2,76+1,00/2
= 3,38 m

Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

Statisches System

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

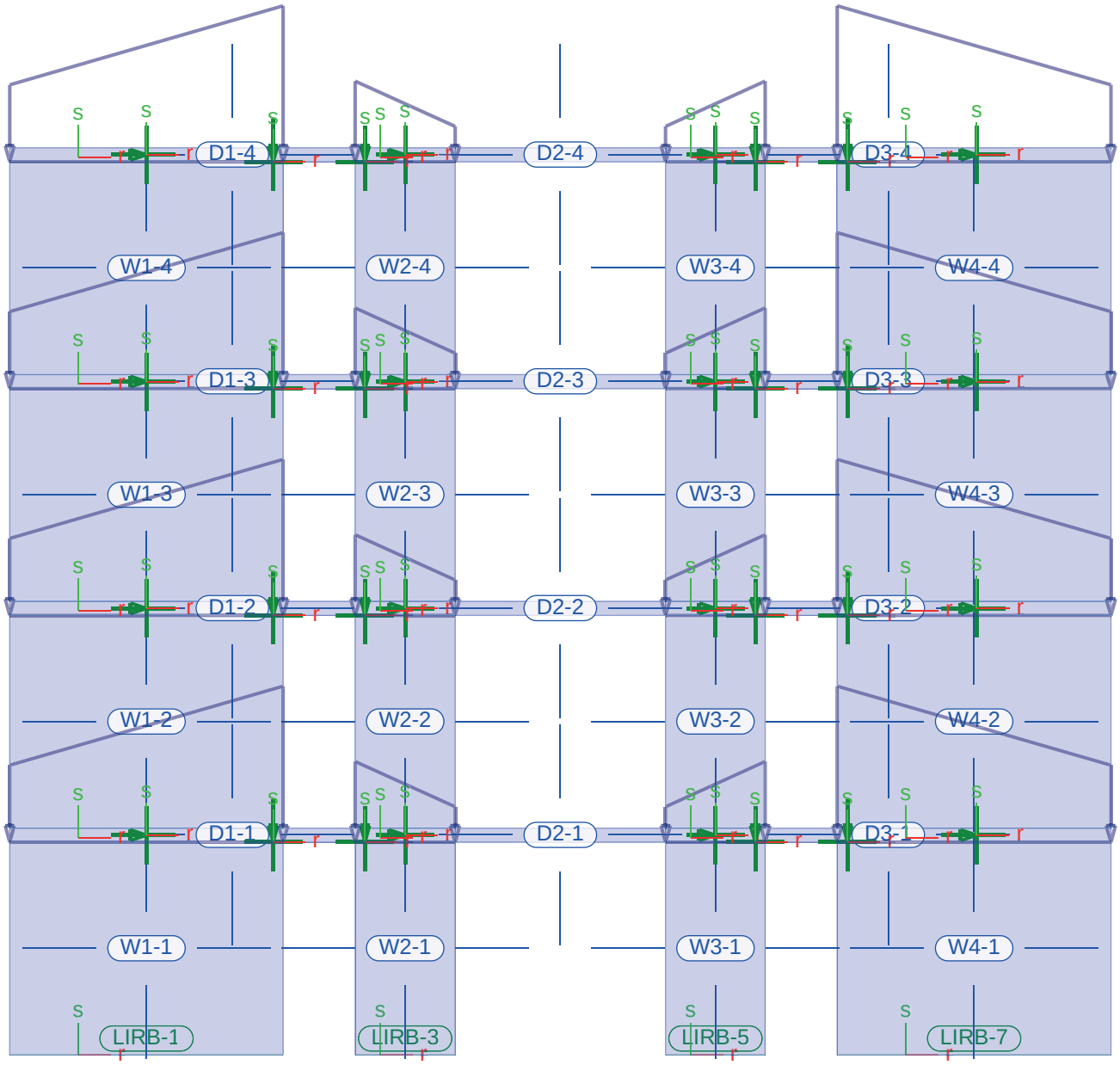


Bild A.7: FE-Modell mit Positionsbezeichnungen und Darstellung der Lasten

Für das reine Kragmodell wurden die durchlaufenden 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.

Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

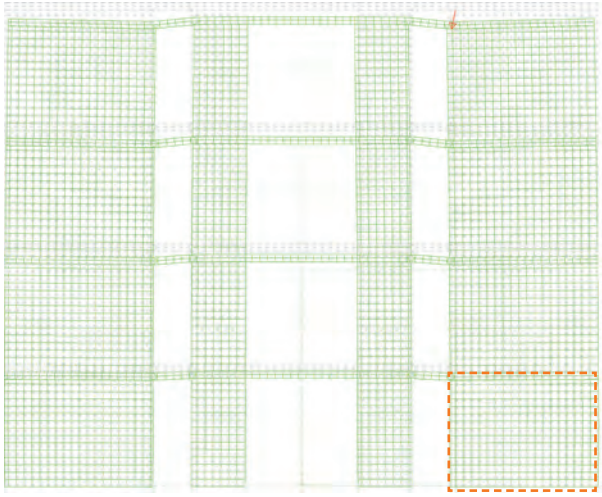


Bild A.8: Verformungsbild FE-Modell mit Deckenscheiben (Rahmenmodell), Lastfall 1: Vertikallasten mit Exzentrizitäten

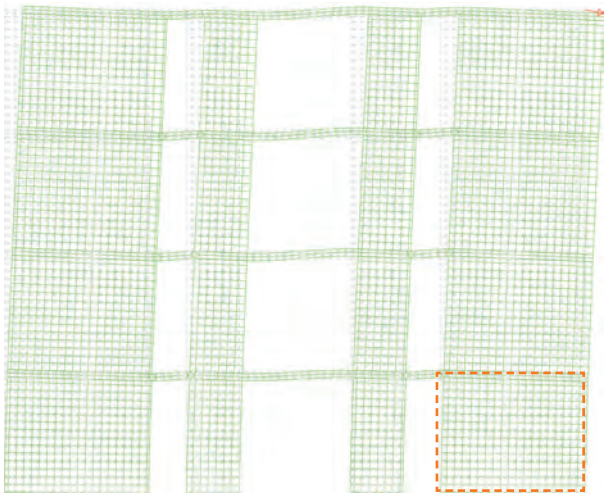


Bild A.9: Verformungsbild FE-Modell mit Deckenscheiben (Rahmenmodell), Lastfall 2: Horizontallasten (aus Wind)

Markierung der betrachteten Wandscheibe (Pos. 2)

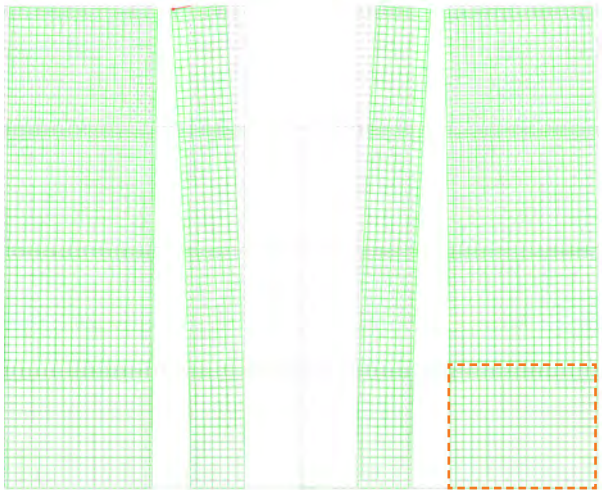


Bild A.10: Verformungsbild FE-Modell ohne Deckenscheiben (Kragmodell), Lastfall 1: Vertikallasten (mit Exzentrizitäten)

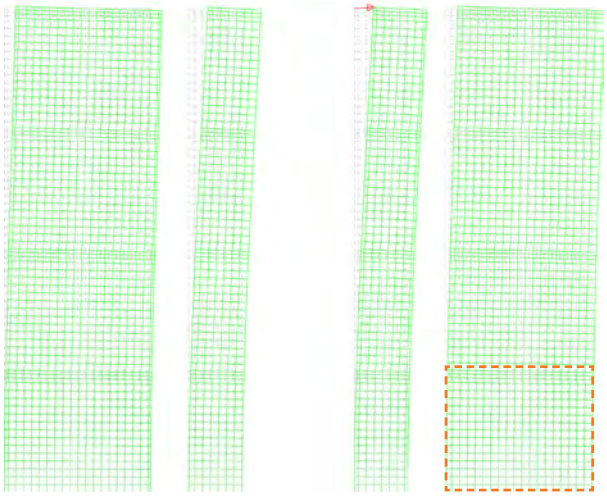


Bild A.11: Verformungsbild FE-Modell ohne Deckenscheiben (Kragmodell) Lastfall 2: Horizontallasten (aus Wind)

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.

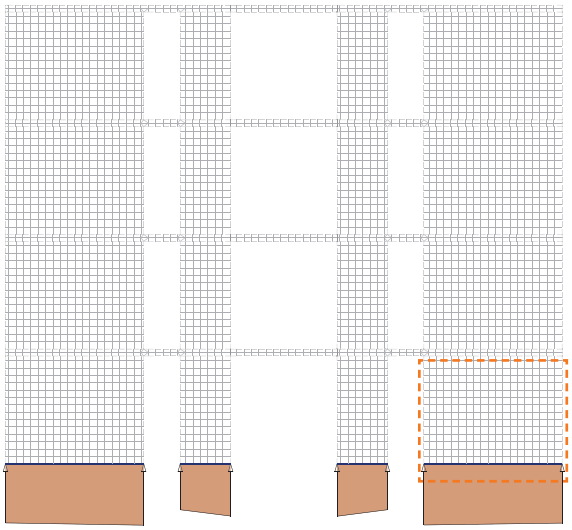


Bild A.12: Auflagerkräfte am FE-Modell **mit** Deckenscheiben (Rahmenmodell) aus LF 1

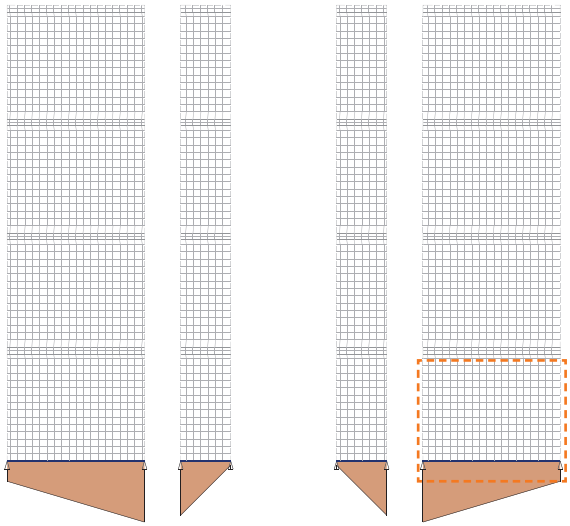


Bild A.13: Auflagerkräfte am FE-Modell **ohne** Deckenscheiben (Kragmodell) aus LF 1

In Bild A.12 zeigt sich, dass infolge des symmetrischen Grundrisses und der verbindenden Deckenscheiben die exzentrisch einwirkenden Lasten aus Decken- und Sturzlasten 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.

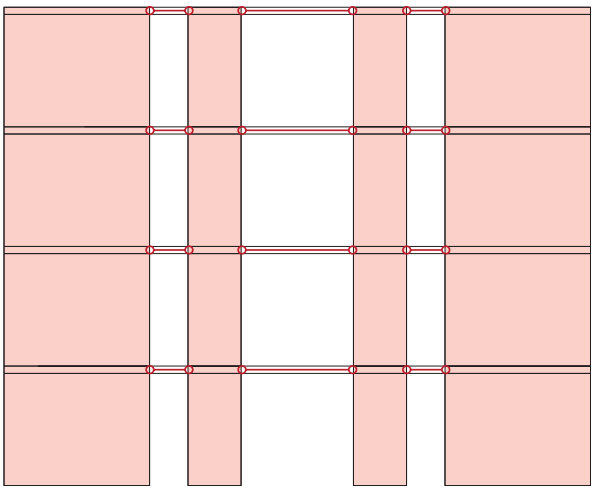


Bild A.14: Scheibenmodell mit gelenkig angeschlossenen Deckenplatten

Achtung: Die Lastzentrierung ist nur dann ansetzbar, wenn infolge der Grundrisssituation 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.

Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

Lastzusammenstellung

Dachlasten	**Ständige Last g_{Da}**	**10,00 kN/m**
	Veränderliche Last q_{Da}	**2,50 kN/m**
Deckenlasten	g_{Beton}	5,50 kN/m²
	$g_{Putz/Belag}$	1,80 kN/m²
	Ständige Last $\Sigma\, g_{De}$	**7,30 kN/m²**
	Nutzlast Kategorie A2	1,50 kN/m²
	Trennwandzuschlag	1,20 kN/m²
	Veränderliche Last $\Sigma\, q_{De}$	**2,70 kN/m²**
Eigenlast Wand	$\gamma_W = 1{,}2 \cdot 10 + 1$	13,00 kN/m³
	g_{MW}	3,12 kN/m²
	g_{Putz}	0,36 kN/m²
	Ständige Last g_{Wa}	**3,48 kN/m²**

aus Innenwand im DG und Dachkonstruktion

$g_{Beton} = d_b \cdot \gamma_B$
$= 0{,}22 \cdot 25$
$= 5{,}5$ kN/m²

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

$g_{MW} = t \cdot \gamma_W$
$= 0{,}24 \cdot 13$
$= 3{,}12$ kN/m²

$g_{Putz} = 0{,}18 \cdot 2$
$= 0{,}36$ kN/m²

Vertikale Belastung

aus Dachlasten

$G_{Da} = g_{Da} \cdot b = 10{,}00 \cdot 3{,}375 = 33{,}75$ kN

$Q_{Da} = q_{Da} \cdot b = 2{,}50 \cdot 3{,}375 = 8{,}44$ kN

Linienlast aus Decke (Finite-Elemente-Berechnung)

$g_{De,li} = 43{,}37$ kN/m $\quad q_{De,li} = 16{,}50$ kN/m

$g_{De,re} = 22{,}65$ kN/m $\quad q_{De,re} = 8{,}49$ kN/m

$G_{De} = 111{,}4$ kN $\quad Q_{De} = 42{,}15$ kN

$e_g = -0{,}177$ m $\quad e_q = -0{,}181$ m

Einzellast aus anschließendem Türsturz (Unterzug)

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

Eigenlast Wand (je Geschoss)

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

über Wandbereiche linearisierte Auflagerkräfte

$q_{De,li} = 59{,}87 - 43{,}37$
$= 16{,}50$ kN/m

$q_{De,re} = 31{,}14 - 22{,}65$
$= 8{,}49$ kN/m

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

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

Werte e_g und e_q aus Nebenrechnung

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

Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

Schnittgrößen

Einwirkung am Wandkopf der Erdgeschosswand

$N_{g,k}$ = 33,75 + 4 · 111,4 + 3 · (14,6 + 30,8) = 615,6 kN

$N_{q,k}$ = 8,44 + 4 · 42,15 + 3 · 5,70 = 194,1 kN

Momente aus exzentrischer Deckenlast EG – DG

$M_{g,k}$ = 4 · 111,4 · -0,177 = -78,43 kNm

$M_{q,k}$ = 4 · 42,15 · -0,181 = -30,52 kNm

Infolge der Grundrisssymmetrie 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:

$M_{g,k,red}$ = 3·111,4·-0,176·(1-0,9)+111,4·-0,176 = -25,5 kNm

$M_{q,k,red}$ = 3·42,15·-0,181·(1-0,9)+42,15·-0,181 = -9,92 kNm

$e_{g,k,red}$ = 25,5 / 615,6 = 0,041 m

$e_{q,k,red}$ = 9,92 / 194,1 = 0,051 m

Ermittlung der Zentrierkräfte je Stockwerk

$e_{De,g}$ = -0,177 m $e_{De,q}$ = -0,181 m

$H_{g,De,k}$ = -(111,4 · -0,177 · 0,9) / 2,845 = 6,24 kN

$H_{q,De,k}$ = -(42,15 · -0,181 · 0,9) / 2,845 = 2,41 kN

e_{Uz} = -(3,375 - 0,25) /2 = -1,563 m

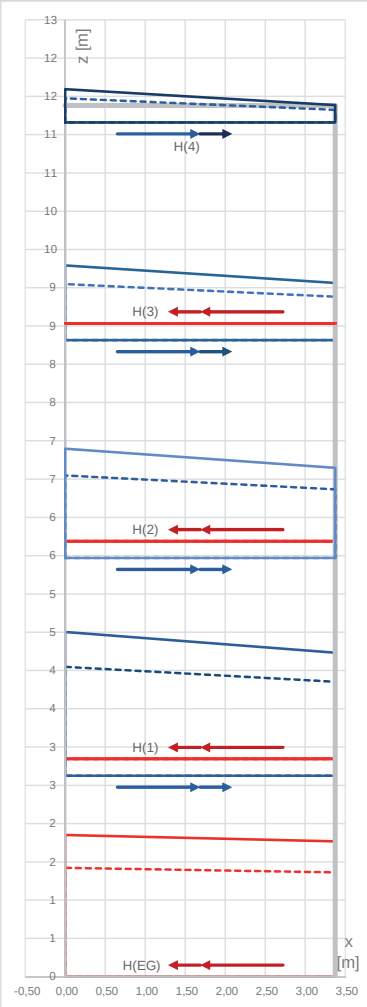
$H_{g,Uz,k}$ = -(14,6 · -1,563) / (2,625 + 0,22) = 8,02 kN

$H_{q,UZ,k}$ = -(5,70 · -1,563) / (2,625 + 0,22) = 3,13 kN

Bemessungsnormalkräfte:

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

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. Exzentr. e_{Uz} wird für Sturzauflagertiefe von 25 cm ermittelt.

$H_{Wandkopf} = -M / h$

$H_{Wandfuß} = +M / h$

Die Lasten aus dem Sturz im EG werden gesondert berücksichtigt.

Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

Wandkopf:

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

$N_{Ek,o}$ = 1,00 · 615,6 + 0 = 615,6 kN

Wandmitte:

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

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

Wandfuß:

$g_{w,u}$ = 2,625 · 3,48 = 9,14 kN/m

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

Zugehörige Biegemomente in Wandlängsrichtung unter Berücksichtigung der Zentrierkräfte:

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

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

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

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

Normalkraftverlauf über die Wandhöhe:

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

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

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

Berücksichtigung der Sturzlast (Ausbreitung unter 60°):

Auflagertiefe Sturz: a = 0,25 m

Unterkante Sturz: h_s = 2,25 m

Lastlänge in Wandmitte: l_m = 0,25 + 0,94 · tan(30°) = 0,79 m

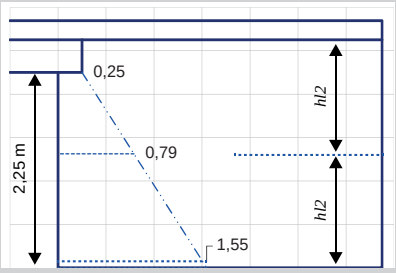
Lastlänge am Wandfuß: l_u = 0,25 + 2,25 · tan(30°) = 1,55 m

Maximale Bemessungs-normalkraft max $N_{Ed,o}$
$N_{Ek,o}$ = min $N_{Ed,o}$

lichte Wandhöhe = 2,625 m

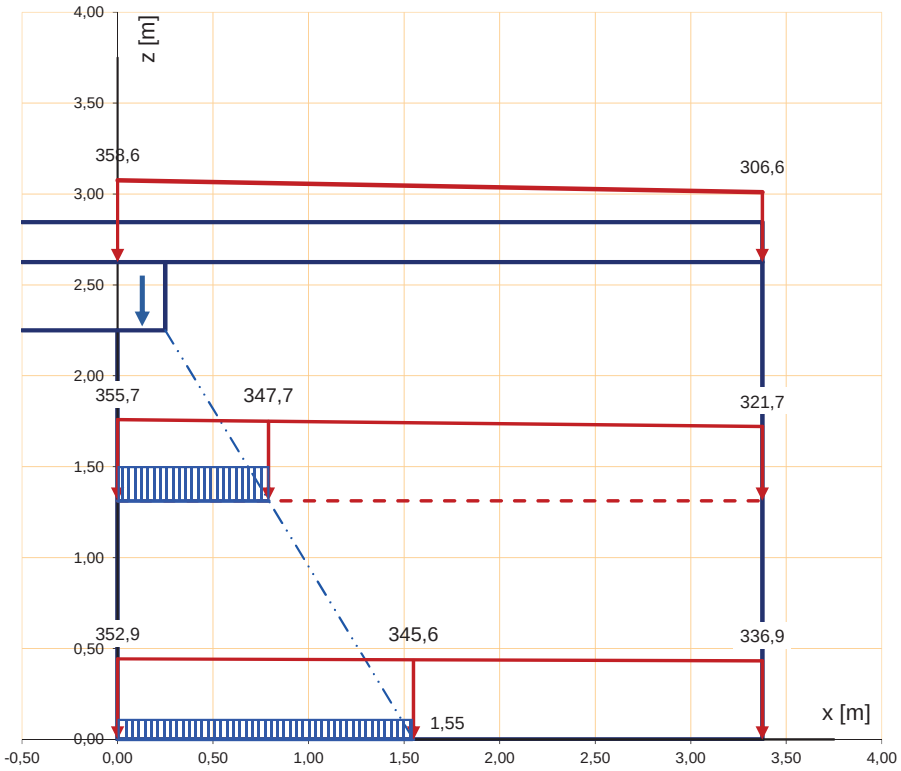
aus Zentrierung Deckenlast in Wandmitte:
$M_{Ed,m} = M_{Ed,o} \cdot H_{Ed,De} \cdot h/2$
am Wandfuß
$M_{Ed,u} = M_{Ed,o} \cdot H_{Ed,De} \cdot h$

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



Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

Belastungsbild



Wandmitte (l_m = 0,79 m)

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

Wandfuß (l_u = 1,55 m)

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

Die Lasten aus exzentrischer Normalkraft werden in Wand-mitte und am Wandfuß mit der als Blocklast angesetzten Last aus dem Türsturz überlagert.

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

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

Überprüfung der Bedingungen zur Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden

Kriterium	Anforderung	Istwert	Bemerkung
Maximale Gebäudehöhe	$H \leq 20$ m	15,35 m	eingehalten
Maximale Deckenstützweite	$l \leq 6$ m	5,38 m	eingehalten
Maximal zulässige Geschosshöhe	keine Einschränkung	2,625 m	eingehalten
Maximale Verkehrslast auf Decken	$q_k \leq 5$ kN/m²	2,7 kN/m²	eingehalten

Vergleiche Abschnitt 4

Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

Nachweis der Normalkrafttragfähigkeit

Bemessungswert N_{Rd} des Widerstands

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

A Wandquerschnitt

Abminderungsfaktor Φ_1 aus Deckenverdrehung

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

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 berücksich-tigen, d. h. $\Phi_1 = 1$.

Abminderungsfaktor Φ_2 für Knicken

Knicklängenfaktor für $175 < t \leq 250$ mm:

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

Knicklänge:

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

h_{ef} nach Gleichung (18)

Schlankheit:

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

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

$$= 0{,}85 \cdot 1 - 0{,}0011 \cdot 9{,}8^2 = 0{,}74$$

Abminderungsfaktor Φ_y für Exzentrizitäten in Wandlängsrichtung

Wandkopf: M_{Ed} = 49,3 kNm, M_{Ed} = 1122,2 kNm,

$\Phi_{y,o} = 1 - 2 \cdot 0{,}044 / 3{,}375 = 0{,}97$

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

Wandfuß: $\Phi_{y,u} = 1$

Φ_y nach Gleichung (35)

mit $e = M / N$

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

$e_m \approx 0{,}00$ m

$e_u \approx 0{,}00$ m

Bemessung

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

Festigkeitsklasse: 12

Mörtel: DM (Dünnbettmörtel)

Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

Wert der charakteristischen Druckfestigkeit (nach abZ):

f_k = 4,7 MN/m²

Bemessungswert der Druckfestigkeit:

$f_d = 0{,}85 \cdot \frac{4{,}7}{1{,}5} = 2{,}66$ MN/m²

Bemessungswiderstand am Wandkopf:

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

→ kein weiterer Nachweis erforderlich

Bemessungswiderstand in Wandmitte:

mit $\Phi_m = 1{,}0 \cdot 0{,}74$

$N_{Rd,m} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d = 0{,}74 \cdot 0{,}24 \cdot 0{,}79 \cdot 2{,}66 \cdot 1000$

$= 373{,}2 \text{ kN} > N_{Ed,m} = 306{,}1 \text{ kN}$

Bemessungswiderstand am Wandfuß:

mit $\Phi_u = \Phi_y = 1{,}0$

$N_{Rd,u} = \Phi_u \cdot A \cdot f_d = 1{,}0 \cdot 0{,}24 \cdot 1{,}55 \cdot 2{,}66 \cdot 1000$

$= 989{,}5 \text{ kN} > N_{Ed,u} = 569{,}6 \text{ kN}$

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 (36)
$\Phi_m = \Phi_2 \cdot \Phi_y$
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.

Zusammenstellung der maßgebenden Werte

Ort	Abminderungsfaktoren	Widerstand	Einwirkung	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!

Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

Nachweis der räumlichen Aussteifung

Gebäudegeometrie (Längen in m, OK-Kellerdecke = -0,15 m)

Abmessung	Gebäude	Erker 1	Erker 2 (li. u. re.)	Gesamtlänge bzw.- breite
Länge	14,25	1,00	3,49	15,25
Breite	14,37	7,86	0,5	15,365

Länge = Giebelwandseite

Breite = Traufseite

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 m

OK Kellerdecke (mit Belagsdicke 15 cm)

2,625 + 0,22 = 2,845 m

Wanddicke Außenwand 0,365 m

Wanddicke Innenwand 0,24 m

Wandlängen Innenwände

- tragende Innenwände x-Richt. $2 \cdot l_1 = 2 \cdot 5{,}365 = 10{,}73$ m
- tragende Innenwände y-Richt $2 \cdot l_2 = 2 \cdot 5{,}385 = 10{,}77$ m
- Wohnungstrennwand und Treppenhauswände

$$l_3 + 2 \cdot l_4 + l_5 = 7{,}645 + 2 \cdot 6{,}635 + 2{,}845 = 23{,}76 \text{ m}$$

Wandlängen ohne Öffnungsabzug

l_1 = 5,365 m (aus Bild A.2)

l_2 = 1,00 + 0,885 + 3,50 = 5,385 m

l_3 = 1,26 + 5,385 + 1,00 = 7,645 m

l_4 = 5,135 + 0,24 + 1,26 = 6,635 m

l_5 = 0,24 + 2,365 + 0,24 = 2,845 m

Schiefstellung

Gebäudehöhe bis OK Fundament

$$h_{tot} = 15{,}35 + 0{,}15 = 15{,}50 \text{ m}$$

$$\upsilon = \frac{1}{100\sqrt{h_{tot}}} = 0{,}00254 \text{ rad} = \frac{1}{394}$$

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

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

Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

Ermittlung der Vertikallasten zur Berechnung der Horizontallasten aus Schiefstellung

Bauteilgewichte			
Außenwand	vgl. Pos. 1	3,53 kN/m²	Eigengewichte
tragende Innenwände	vgl. Pos. 2	= 3,48 kN/m²	
Wohnungstrennwand	0,24 · 20 + 0,36	= 5,16 kN/m²	
Deckengewicht KG-DG		7,30 kN/m²	0,22 · 25 + 1,8 = 7,30 kN/m²
Anzahl Geschossdecken o. KG		4	

Vertikale ständige Lasten

Dachkonstruktion:

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

Mittlere Flächenlast der Dachkonstruktion
g_s = 0,95 kN/m²

Grundfläche:
A_G = 14,25·14,305+1,0·7,86 + 3,49·0,5·2
= 215,2 m²

Stahlbetondecken:

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

Wände:

- Dachgeschoss:

Außenwände:

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

Wandhöhe im Drempelbereich: h = 0,50 m

Innenwände:

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

Mittlere Wandhöhe im DG:
h = 2,45 m

- 1. Obergeschoss bis 3. Obergeschoss:

Außenwände:

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

mit g_W = 3,53 kN/m²

Innenwände:

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

mit g_{W1} = 3,48 kN/m²
g_{W2} = 5,16 kN/m²

- Erdgeschoss:

Außenwände:

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

Innenwände:

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

Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

Summe Vertikallasten aus LF ständige Lasten

für Schiefstellung in Höhe EG-Decke:

ΣG_{EG} = 225,6 + 4 · 1571,0 + 107,9 + 483,7 + 1841,5 + 1685,0 + (613,8 + 561,7) / 2 = 11216 kN

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

Vertikale Verkehrslast

Schnee

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

Nach DIN EN 1991-1-3 Schneelastzone 1:
s_k = 0,65 kN/m²
μ_1 = 0,8
s = 0,65 · 0,8 = 0,52 kN/m²

Nutzlasten Kategorie A

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

Nutzlast + Trennwand-zuschlag:
1,50 + 1,20 = 2,70 kN/m²

$Q_{De,ges}$ = 581,0 · 4 = 2324 kN

Horizontallasten aus Schiefstellung

aus ständigen Lasten

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

$H_{S,i,gk} = G_{i,gk} \cdot \upsilon$
mit υ = 1/394

$$H_{S,2OG,gk} = H_{S,1OG,gk} = H_{S,EG,gk} = \frac{1571,0 + 613,8 + 561,7}{394} = 6,97 \text{ kN}$$

aus nichtständigen Lasten

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

aus Schnee

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

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 Wind-druckverteilung erforderlich

nach DIN EN 1991-1-4, Tabelle 7.1

Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

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.

Windzone WZ 2 Binnenland

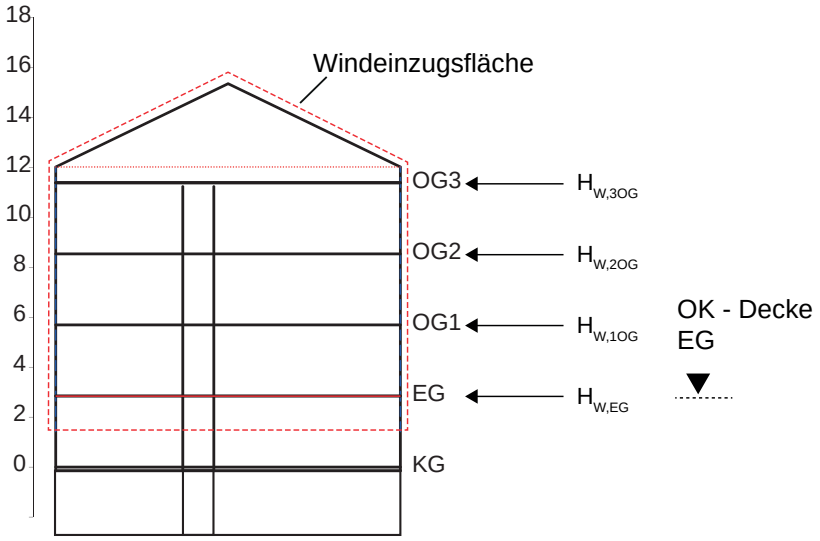
Ermittlung der Windeinzugsfläche

Breite b_p = 15,25 m ≈ h = 15,35 m

Böengeschwindigkeitsdruck

10 m < h < 18 m: mit h = 14,86 m q_P = 0,80 kN/m²

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



$H_{W,Walm} = q_w \cdot c_{pe,Wa} \cdot b_p \cdot h_{WaD} / 2$

$= 0{,}8 \cdot 0{,}76 \cdot 15{,}25 \cdot \frac{3{,}335}{2} = 15{,}5$ kN

Windlast auf Walmdach

$H_{W,Wa,i} = q_w \cdot c_{pe,p} \cdot b_p \cdot h_{p,i}$

$H_{W,Wa,3OG} = 0{,}8 \cdot 1{,}3 \cdot 15{,}25 \cdot (0{,}785 + 2{,}845/2) = 35{,}0$ kN

$H_{W,Wa,2OG} = 0{,}8 \cdot 1{,}3 \cdot 15{,}25 \cdot 2{,}845 = 45{,}1$ kN

$H_{W,Wa,1OG} = 0{,}8 \cdot 1{,}3 \cdot 15{,}25 \cdot 2{,}845 = 45{,}1$ kN

$H_{W,Wa,EG} = 0{,}8 \cdot 1{,}3 \cdot 15{,}25 \cdot 2{,}845 = 45{,}1$ kN

$H_{W,Ges} = 185{,}8$ kN

Windlasten auf Wand

(Resultierende in Höhe der Deckenscheiben angreifend)

Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

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

$\psi_{0,l}$	1,0	0,5	0,7	1,0	
	$H_{LF\ g,k}$ [kN]	$H_{LF\ s,k}$ [kN]	$H_{LF\ q,k}$ [kN]	$H_{LF\ w,k}$ [kN]	H_{Ed} [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**

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
$H_{g,k} = 0{,}233 \cdot 7{,}55 = 1{,}76$ kN
$H_{s,k} = 0{,}233 \cdot 0{,}28 = 0{,}065$ kN
$H_{q,k} = 0{,}233 \cdot 1{,}47 = 0{,}343$ kN

Nachweis der Nachgiebigkeit

$$h_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_{Ed}}{\sum E \cdot I}} \quad \begin{array}{ll} \leq 0{,}6 & \text{für } n \geq 4 \\ \leq 0{,}2 + 0{,}1 \cdot n & \text{für } 1 \leq n < 4 \end{array}$$

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

$E = 1100 \cdot f_k$ und $f_k = 4{,}7$ MN/m²
$= 1100 \cdot 4{,}7 = 5170$ MN/m²

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

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

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

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

Der Nachweis wird erbracht.

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

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.

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

t = Wanddicke
b = Wandlänge

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 m.

Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

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	Normalkraft min N (γ_G = 1,00)
Wand-mitte	Wandlast $G_{W,m}$ = 2,625/2 · 3,48 · 3,375 = 15,42 kN	
	$N_{Ed,m}$ = 1122,2 + 28,26 +1,35 · 15,42	$N_{Ed,m}$ = 615,6 + 14,6 +1,0 · 15,42
	$N_{Ed,m}$ = 1171,3 kN	$N_{Ed,m}$ = 645,6 kN
Wand-fuß	Wandlast $G_{W,u}$ = 2,625 · 3,48 · 3,375 = 30,83 kN	
	$N_{Ed,u}$ = 1122,2 + 28,26 +1,35 · 30,83	$N_{Ed,u}$ = 615,6+14,6 +1,0·30,83
	$N_{Ed,u}$ = 1192,1 kN	$N_{Ed,u}$ = 661,0 kN

Momente M_{Ed} für LF max N_{Ed}

Wand-mitte	$M_{Ed,N}$ = 1,35 · -25,5 + 1,5 · -9,92	= -49,3 kNm
	$M_{Ed,UZ}$ = $N_{Ed,UZ}$ · e_{UZ} = 28,26 · -1,563	= -44,2 kNm
	$M_{Ed,o,Z}$ = $H_{Ed,Z}$ · z = 27,56 · 1,423	= 39,22 kNm
	mit z = (2,625 + 0,22)/2 = 1,423 m	
	$M_{Ed,o,H}$ = ±(330,7 + 75,36 · 1,423)	= ±437,9 kNm
	min $M_{Ed,m}$ = -49,3 - 44,2 + 39,22 - 436,0 =	**-492,2 kNm**
Wand-fuß	$M_{Ed,N}$ =	= -49,3 kNm
	$M_{Ed,UZ}$ =	= -44,2 kNm
	$M_{Ed,o,Z}$ = $H_{Ed,Z}$ · z = 27,56 · 2,735	= 75,4 kNm
	mit z = 2,625 + 0,22/2 = 2,735 m	
	$M_{Ed,o,H}$ = ±(330,7 + 75,36 · 2,735)	= ±536,8 kNm
	min $M_{Ed,u}$ = -49,3 - 44,2 + 75,4 - 534,9	= **-554,9 kNm**

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

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

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

M_H = $H \cdot \Delta z$

$G_{W,m}$ = h / 2 · γ_w · b

$N_{Ed,m}$ = $N_{Ed,o}$ + $N_{Ed,Uz}$ + γ_g · $G_{W,m}$

$G_{W,u}$ = h · γ_w · b

$N_{Ed,u}$ = $N_{Ed,o}$ + $N_{Ed,Uz}$ + γ_g · $G_{W,u}$

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

aus Zentrierkräften:

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

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

siehe Wandmitte

Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

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

$M_{Ed,N}$ = 1,0·$M_{g,k,red}$

$N_{Ed,UZ}$ = 1,0·14,6 =14,6 kN

aus Zentrierkräften:

$H_{Ed,Z}$ = 1,0·(6,24+8,02)

= 14,26 kN

$M_{Ed,o,H}$ = $M_{Ed,H}$+H_{Ed}·z

siehe Wandmitte

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

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

= 14,26 kN

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

Nachweis der Windscheibe am Wandfuß

Bemessungswert N_{Rd} des Widerstandes

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

Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

Abminderungsfaktor Φ_1

bei überwiegender Biegebeanspruchung:

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

Wandmitte:

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

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

Wandfuß

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

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

nach DIN EN 1996-1-1/NA, NCI zu 6.1.2.2 (NA.3)
(i = maßgebende Nachweisstelle)
mit $e_w = e$ aus Schnittgrößenermittlung

Bemessungswiderstände

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

$f_d = 1{,}0 \cdot 4{,}70 / 1{,}50 = 3{,}13$ MN/m³

Wandmitte:

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

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

Wandfuß:

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

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

Zur 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 (36)

Nachweis der Normalkrafttragfähigkeit

Wandmitte:

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

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

Wandfuß:

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

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

Nachweise erbracht

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

$V_{Ed} \leq V_{Rdlt}$

Gleichung (21)

aus Wind und Schiefstellung: $V_{Ed,S} = H_{Ed} = 75{,}36$ kN

aus Zentrierung: $V_{Ed,Z} = 14{,}26$ kN

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

Bemessungsquerkraft: $V_{Ed} = 89{,}62$ kN

Ermittlung von V_{Rdlt} :

überdrückte Wandlänge für LF min N und max M:

$l_{c,lin}$ nach Gleichung (25)

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

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

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

Druckspannung im Mauerwerk:

$\sigma_d = 661{,}0 / (0{,}24 \cdot 2{,}67) / 1000 = 1{,}03$ MN/m²

- Reibungsversagen:

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

$f_{vk0} = \quad = 0{,}0$ MN/m²

Scherfestigkeit f_{vlt1}

$f_{vlt1} = 0 + 0{,}4 \cdot 1{,}03 = 0{,}412$ MN/m²

f_{vlt1} nach Gleichung (28)

- Steinzugversagen

Steinart: Hochlochsteine

Rechenwert Druckfestigkeit: $f_{st} = 15$ N/mm²

für Steinfestigkeitsklasse 12

Rechnerische Steinzugfestigkeit

$f_{bt,cal} = 0{,}026 \cdot f_{st} = 0{,}026 \cdot 15 = 0{,}39$ MN/m²

Schubfestigkeit Steinzug f_{vlt2}

f_{vlt2} nach Gleichung (30)

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

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

$f_{vk} = \min(0{,}412; 0{,}335) = 0{,}335$ MN/m²

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 $l_{cal} = l_{c,lin}$

$= 2{,}68$ m

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

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

V_{Rdlt} nach Gleichung (22)
mit h / l = 2,625 / 3,375
= 0,78 < 1
ist der Beiwert der Schubspannung c = 1,0.

Schubnachweis:

V_{Ed} = 89,62 kN < V_{Rdlt} = 143,1 kN

Nachweis erbracht

$V_{\text{Ed}} / V_{\text{Rdlt}}$ = 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.

2.3 Zusammenfassung der Nachweise aller Außen- und Innenwände

AW = Außenwand
IW = Innenwand

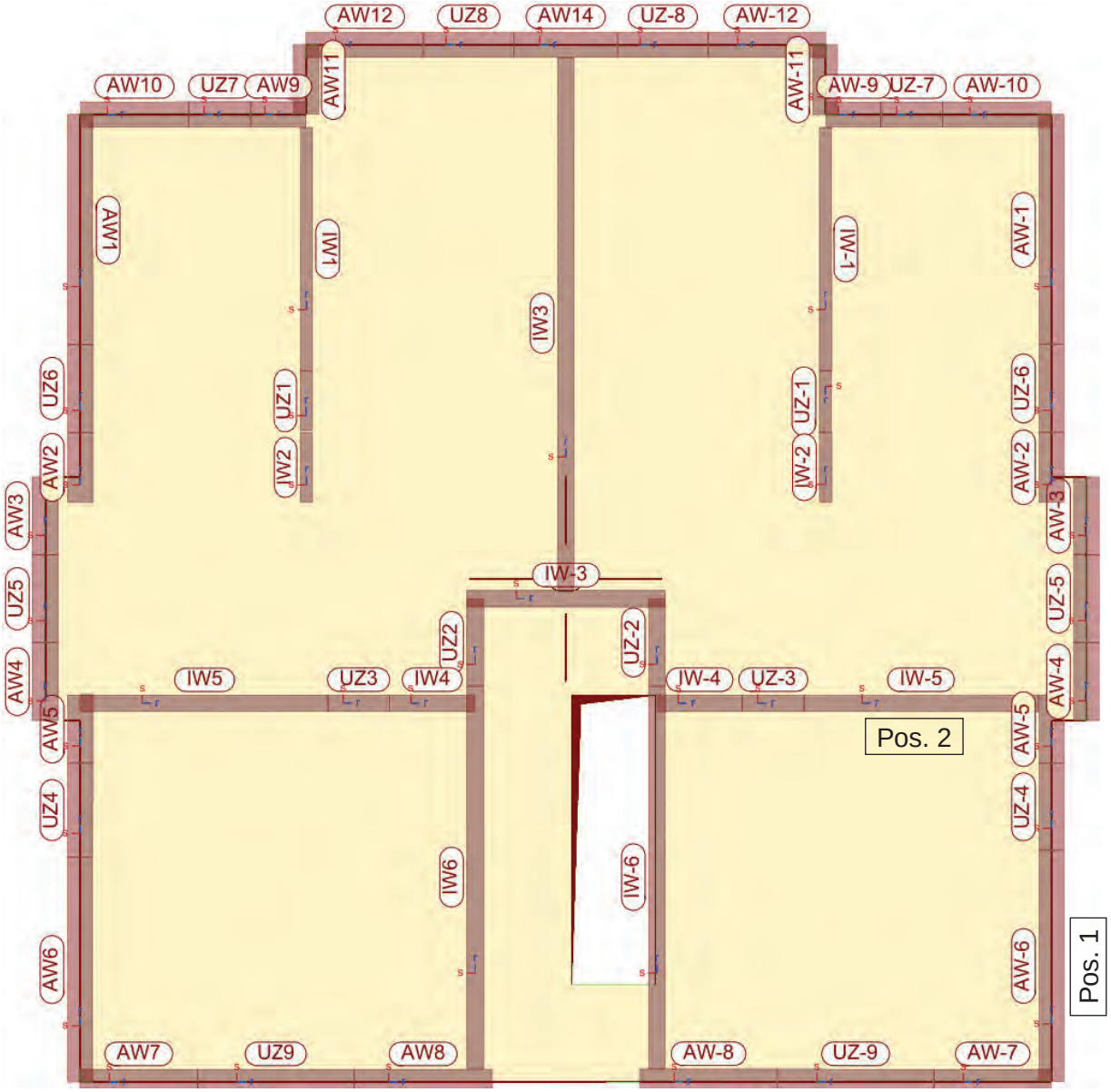


Bild A.15: Grundriss und Wandbezeichnungen

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.

Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

Wand	t	1. bis 3. OG		Erdgeschoss		Ausnutzungsgrade			
		Steinroh-dichte-klasse	f_k	Steinroh-dichte-klasse	f_k	Normalkraft nur N	Normalkraft mit H[1)]	Schub	Max
	cm		MN/m²		MN/m²	[-]	[-]	[-]	[-]
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.

2.4 Brandbemessung nach DIN EN 1996-1-2

Die Anforderung an tragende Wände in Gebäuden der Gebäudeklasse 4 (h ≤ 13 m, Oberkante Fertigfußboden) lautet nach Landesbauordnung „hochfeuerhemmend“ und kann mit den Einstufungen ≥ F60 oder ≥ REI60 erfüllt werden.
Die Ausnutzungsfaktoren α_{fi} der Innen- und Außenwände können in Anlehnung an die Gleichungen (38) und (41) unmittelbar aus den Ausnutzungsgraden der Kaltbemessung ermittelt werden:

$$\alpha_{fi} = 0{,}7 \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}$$

Beispiel 1: Außenwand AW2
(tragend, raumabschließend)

$\alpha_{fi} = 0{,}7 \cdot 0{,}99 = 0{,}69$

Die erforderliche Mindestwanddicke für tragende, raumabschließende Wände (1-seitige Brandbeanspruchung) der Feuerwiderstandsklasse F90 beträgt nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung (abZ) für $\alpha_{fi} = 0{,}69 \leq 0{,}70$: $t_{min} = 365$ mm.

Nachweis: t_{min} (F90) = 365 mm ≤ 365 mm = t_{vorh}

Beispiel 2: Innenwand IW-2
(tragend, nicht raumabschließend; tragende Wand innerhalb eines Brandabschnitts)

$\alpha_{fi} = 0{,}7 \cdot 0{,}80 = 0{,}56$

Die erforderliche Mindestwanddicke für tragende, nicht raumabschließende Wände (mehrseitige Brandbeanspruchung) der Feuerwiderstandsklasse F90 beträgt nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung (abZ) für $\alpha_{fi} = 0{,}56 \leq 0{,}61$: $t_{min} = 175$ mm.

Nachweis: t_{min} (F90) = 175 mm ≤ 240 mm = t_{vorh}

Beispiel 3: Innenwand IW6
(tragend, raumabschließend; Treppenraumwand)

$\alpha_{fi} = 0{,}7 \cdot 0{,}90 = 0{,}63$

Die erforderliche Mindestwanddicke für tragende, raumabschließende Wände (1-seitige Brandbeanspruchung) der Feuerwiderstandsklasse F90 beträgt nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung (abZ) für $\alpha_{fi} = 0{,}63 \leq 0{,}70$: $t_{min} = 175$ mm.

Nachweis: t_{min} (F90) = 175 mm ≤ 240 mm = t_{vorh}

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).

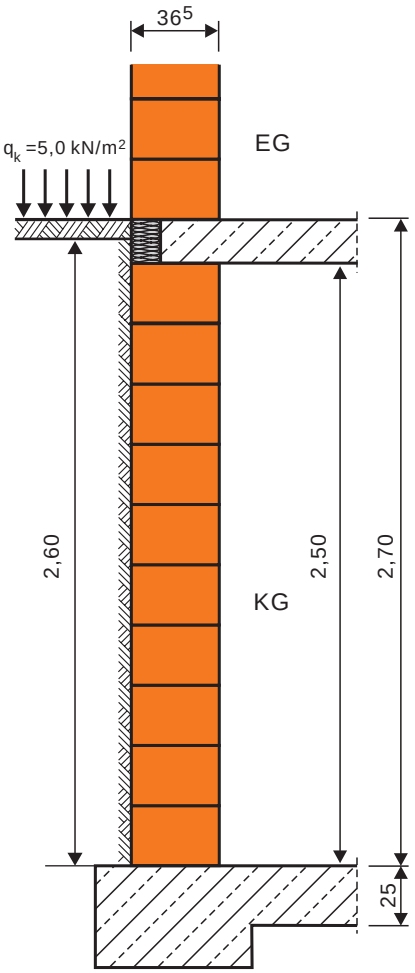


Bild A.16: Schnitt durch die Kellerwand

Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

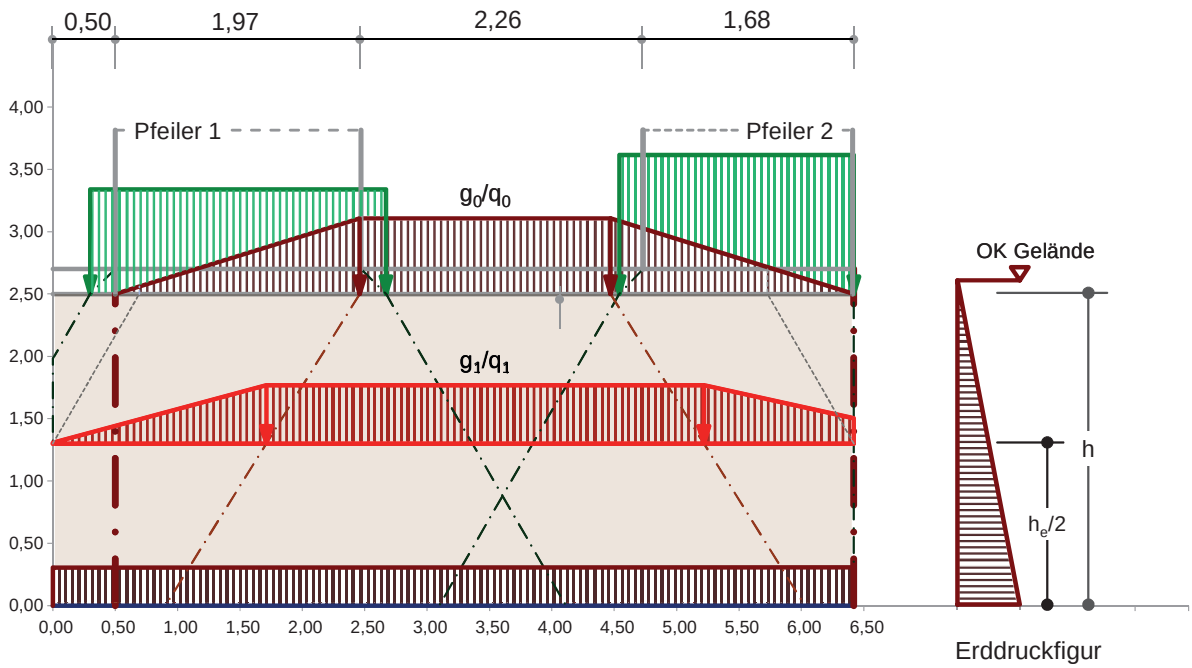


Bild A.17: Wandansicht mit Belastungen und Normalkraftverlauf

Bauteildaten

Ziegeldruckfestigkeit	12
Ziegelrohdichteklasse	0,75
Mauermörtel	Dünnbettmörtel
Wanddicke d	365 mm
Putzdicke d_P	35 mm (20 + 15)
Wandlänge b	5,375 m
Lichte Wandhöhe h	2,50 m
Anschütthöhe h_e	2,60 m
Deckendicken d_b	KG 200 mm, EG-DG 220 mm
Deckenstützweite l_1	5,38 m
Verkehrslast auf Gelände q_k	5,0 kN/m²

Lastzusammenstellung

Dachlasten	**Ständige Last g_{Da}**	**5,10 kN/m**
	Veränderliche Last q_{Da}	**2,50 kN/m**
Deckenlasten	$g_{Platte,KG}$	5,00 kN/m²
	$g_{Platte,EG-DG}$	5,50 kN/m²
	$g_{Putz/Belag}$	1,80 kN/m²
	Ständige Last $g_{De;KG}$	**6,80 kN/m²**
	Ständige Last $g_{De,EG-DG}$	**7,30 kN/m²**

Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

Deckenlasten	Nutzlast Kategorie A2	1,50 kN/m²
	Trennwandzuschlag	1,20 kN/m²
	Veränderliche Last q_{De}	**2,70 kN/m²**
Eigenlast Wände	g_{MW}	3,29 kN/m²
	g_{Putz}	0,43 kN/m²
	Ständige Last $g_{Wa;KG}$	**3,72 kN/m²**
	g_{MW}	3,10 kN/m²
	g_{Putz}	0,43 kN/m²
	Ständige Last $g_{Wa;EG-DG}$	**3,53 kN/m²**
Wichte Boden	γ_e	18 kN/m³

vgl. Pos. 1

Belastung am Wandkopf

Aus Drempel und Dach

g_0 = 5,1 kN/m

q_0 = 2,5 kN/m

aus FE-Berechnung Decken EG bis 3.OG (Mittelwert)

g_{De} = 14,85 kN/m

q_{De} = 20,73 - 14,85 = 5,88 kN/m

Mittelwert über Fenstersturz

Die Lasteinleitung der Decken- und Wandlasten aus EG bis DG auf die Kellerwand erfolgt über die Wandpfeiler.

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 m G_1 = 149,54 kN Q_1 = 52,15 kN

L_2 = 1,68 m G_2 = 174,26 kN Q_2 = 55,17 kN

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 · 6,8 / 7,3 = 13,84 kN/m

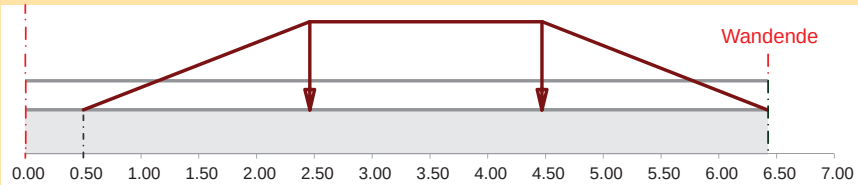
$q_{De,KG} = q_{De} \cdot 1{,}50 / 2{,}70$ = 5,88 · 1,50 / 2,70 = 3,27 kN/m

Es wird nur der Verkehrslastanteil ohne Trennwandzuschlag angesetzt, d. h.: q = 1,50 kN/m².

Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

Bereichslängen der Deckenlast in m:

$L_{anf,0}$	L_{anf}	L_{mitte}	L_{ende}	$L_{ende,0}$
0,50	1,96	2,01	1,95	0,00



Deckenlast aus Kellerdecke

aus Brüstung unter Wandöffnung im EG sowie Fensterelement

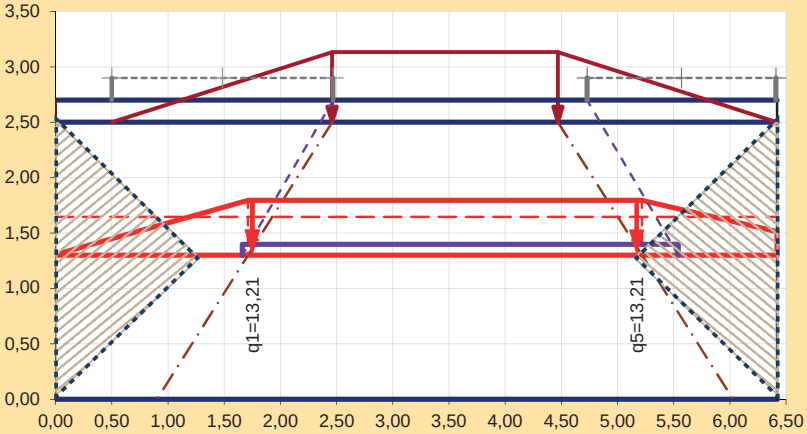
q_{Br} = 3,53 · 0,25 + 1,25 = 2,13 kN/m

Sockelhöhe = 0,25 m

Schnittgrößen in halber Anschütthöhe

aus KG-Deckenlast

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.

G_D = 13,84 · (0,5 · 1,96 + 2,01 + 0,5 · 1,95) = 54,9 kN/m

Q_D = 3,27 · (0,5 · 1,96 + 2,01 + 0,5 · 1,95) = 13,0 kN/m

l_{ende} vgl. Bereichslängen Deckenlast

g_D = 54,9 / (0.50 + 1.96 + 2,01 + 1,95) = 8,55 kN/m

q_D = 13,0 / 6,42 = 2,02 kN/m

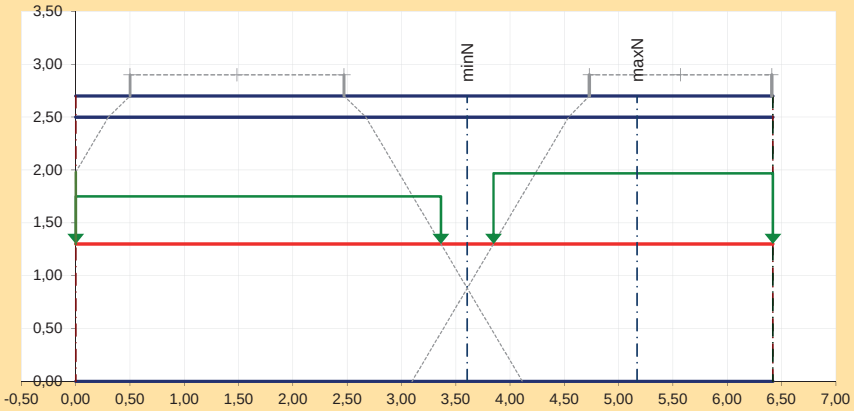
Bei $h_e/2$ ergibt sich infolge Lastverteilung eine mittlere Gleichlast von q_m = 8,55+2,02 = 10,6 kN/m, bzw. infolge Umverteilung eine maximale ansetzbare Gleichstreckenlast von q = 13,22 kN/m.

infolge Umverteilung Gleichlast – Trapezlast (s. Skizze)

$g_{D,T}$ = 1,25 · 8,55 = 10,69 kN/m

$q_{D,T}$ = 1,25 · 2,02 = 2,53 kN/m

Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses



Blockförmige Verteilung der Normalkraft aus Wandpfeiler bei halber Wandhöhe mit Berücksichtigung einer Lastausbreitung im Mauerwerk unter 60°

Lasten aus Wandpfeiler 1 und 2 bei $h_e/2$

$L_{1,m}$ = 0,50 + 1,97 + 0,20 + 1,20 · tan(30) = 3,363 m

g_1 = 44,5 kN/m q_1 = 15,5 kN/m

$L_{2,m}$ = 1,20 · tan(30) + 0,20 + 1,68 = 2,573 m

g_2 = 67,7 kN/m q_2 = 21,4 kN/m

aus Brüstung im EG bei $h_e/2$

L_3 = 2 · (1,20 · tan(30) + 0,20) + 2,26 = 4,05 m

g_{Br} = 2,13 · 2,26 / 4,05 = 1,19 kN/m

$L_{1,m}$ und $L_{2,m}$: Lastbreiten der Pfeilerlasten bei $h_e/2$

$g_i = G_i / L_i$

$q_i = Q_i / L_i$

Normalkraft in halber Wandhöhe $n_{1,Ed}$

$n_{1,Ed,min}$ = 1,0 · ($\Sigma g_i + n_{g,W}$)

= 1,0 · (10,69 + 1,19 + 4,46) = 14,48 kN/m

$n_{1,Ed,max}$ = 1,35 · ($\Sigma g_i + n_{g,W}$) +1,5 · Σq_i

= 1,35·(10,69 + 1,19 + 67,7 + 4,46) + 1,5·(2,53 + 21,4)

= 113,45 + 35,90 = 149,35 kN/m

$n_{g,W}$= (2,50 - 2,60/2) · 3,72
= 4,46 kN/m

mit Berücksichtigung der Pfeilerlasten g_2 und q_2

Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

Bemessung

Überprüfung der allgemeinen Bedingungen zur Anwendung des vereinfachten Verfahrens nach DIN EN 1996-3, 4.5

Kriterium	Anforderung	Istwert	Bemerkung
Mindestwanddicke	$t \geq 240$ mm	365 mm	eingehalten
Lichte Geschosshöhe	$h \leq 2{,}60$ m	2,50 m	eingehalten
Zulässige Anschütthöhe	$h_e \leq$ 1,15 · 2,50 = 2,875 m	2,60 m	eingehalten
Maximale Verkehrslast auf Gelände	$q_k \leq 5$ kN/m²	5,0 kN/m²	eingehalten
Abstand Einzellasten Q > 15 kN von Kellerwand	$a \geq 1{,}50$ m	-	eingehalten
Ausbildung KG-Decke	Kellerdecke wirkt als Scheibe und kann Erddruckkräfte aufnehmen		eingehalten
Gelände	Geländeoberfläche steigt nicht an		eingehalten

Nachweis in halber Anschütthöhe

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

$N_{Ed,max}$ nach Gleichung (42)

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

$N_{Ed,min}$ nach Gleichung (43)

mit

charakteristische Druckfestigkeit f_k = 3,0 N/mm²

f_k nach Zulassung

Dauerstandsfaktor ζ = 0,85

Teilsicherheitsbeiwert γ_M = 1,50

$$\rightarrow \quad f_d = \frac{0{,}85 \cdot 3{,}0}{1{,}5} = 1{,}70 \text{ N/mm}^2$$

Bemessungswiderstand $n_{1,Rd}$ in halber Anschütthöhe

$$n_{1,Rd} = \frac{0{,}365 \cdot 1{,}70}{3} \cdot 1000 = 323{,}6 = 206{,}8 \text{ kN/m}$$

Anlage: Nachweis eines Mehrfamilienhauses

Mindestwert der erforderlichen Normalkraft $N_{1,\text{lim,d}}$

$$n_{1,\text{lim},d} = \frac{18 \cdot 2{,}5 \cdot 2{,}6^2}{20 \cdot 0{,}365} = 41{,}7 \text{ kN/m}$$

Nachweise

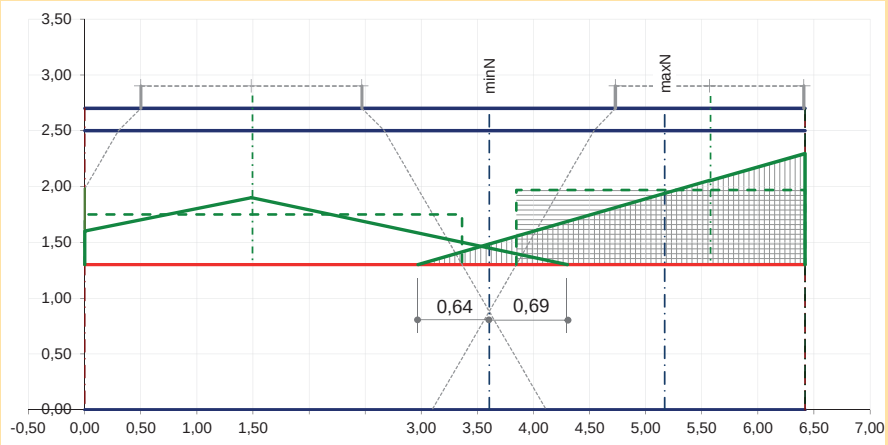
$n_{1,\text{Ed,min}}$ = 14,48 kN/m < $n_{1,\text{lim,d}}$ = 41,7 kN/m

Bedingung 1 wird **nicht** eingehalten

$n_{1,\text{Ed,max}}$ = 149,35 kN/m ≤ $n_{1,\text{Rd}}$ = 206,8 kN/m

Bedingung 2 wird eingehalten

Da der Nachweis der Mindestauflast mit der bisher angesetzten blockförmigen Lastverteilung nicht erbracht werden konnte, wird alternativ für die Pfeilerlasten ein linearer Normalkraftverlauf mit längerer Verteilungsbreite angesetzt.



Nachweis in Brüstungsmitte (x = 3,61 m)

$g_{\text{lin,Pf}}$ = 59,32 · 0,69 / 2,82 + 90,24 · 0,64 / 2,60 = 36,73 kN/m

$q_{\text{lin,Pf}}$ = 20,66 · 0,69 / 2,82 + 28,53 · 0,64 / 2,60 = 12,08 kN/m

$n_{1,\text{Ed,min}}$ = 1,0 · ($\Sigma g_i + n_{g,W}$)

= 1,0 · (10,69 + 1,19 + 36,73 + 4,46) = 53,1 kN/m

Nachweis

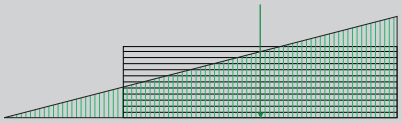
$n_{1,\text{Ed,min}}$ = 53,1 kN/m > $n_{1,\text{lim,d}}$ = 41,7 kN/m

Bedingung 1 wird nun eingehalten

ρ_e = 18 kN/m³

β = 20 · (b > 2·h)

Flächengleiche Umverteilung der Blocklast mit gleicher Lage der Resultierenden:



Lastlängen

l_{lin} = 1,5 · l_{block}

Normalkräfte bei $h_e/2$

g_{lin} = 4/3 · g_{block}

$g_{\text{lin,Pf1}}$ = 1,333 · 44,5

= 59,32 kN/m

$q_{\text{lin,Pf1}}$ = 1,333 · 15,5

= 20,66 kN/m

$g_{\text{lin,Pf2}}$ = 1,333 · 67,7

= 90,24 kN/m

$q_{\text{lin,Pf2}}$ = 1,333 · 21,4

= 28,53 kN/m

in Höhe z = 1,30 m:

$l_{\text{lin,Pf1,re}}$ = 2,82 m

$l_{\text{lin,Pf2,li}}$ = 2,60 m

Aktualisierte Neuauflage, Ausgabe März 2016