

Eurocode 6 Kompendium

1. Auflage 2018

Fachinformation Statik / Bemessung



natürlich
MASSIV

1. Bemessung von KLB-Mauerwerk nach DIN EN 1996 _____	3	5.5	Tragwiderstand unter maximaler vertikaler Beanspruchung _____	15
<hr/>		5.6	Tragwiderstand unter minimaler vertikaler Beanspruchung _____	17
2. Sicherheitskonzept _____	4	5.7	Nicht tragende Wände _____	20
2.1 Nachweisformat _____	4	5.8	Bemessungsbeispiele _____	21
2.2 Einwirkungskombinationen und Bemessungswerte der Einwirkungen _____	4	<hr/>		
2.3 Bemessungswerte der Tragwiderstände _____	5	6. Bemessung von unbewehrtem Mauerwerk mit dem genaueren Nachweisverfahren nach DIN EN 1996-1-1/NA _____	30	
<hr/>		6.1	Nachweisformat _____	30
3. Einwirkungen _____	5	6.2	Schnittgrößenermittlung _____	30
3.1 Eigenlasten nach DIN EN 1991-1-1/NA _____	5	6.3	Knicklänge _____	32
3.2 Nutzlasten nach DIN EN 1991-1-1/NA _____	6	6.4	Ermittlung des vertikalen Tragwiderstandes _____	33
3.3 Windlasten nach DIN EN 1991-1-4/NA _____	7	6.5	Nachweis der Querkrafttragfähigkeit _____	34
3.4 Schneelasten nach DIN EN 1991-1-3/NA _____	8	6.6	Teilflächenbelastetes Mauerwerk _____	35
3.5 Auflagerkräfte aus Decken _____	9	<hr/>		
<hr/>		7. Nachweis von Kellerwänden _____	36	
4. Baustoffkennwerte _____	9	7.1	Grundlegendes Tragmodell _____	36
4.1 Charakteristische Werte der Mauerwerksdruckfestigkeit _____	9	7.2	Bemessung nach der vereinfachten Berechnungsmethode von DIN EN 1996-3/NA _____	36
4.2 Charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk _____	11	7.3	Bemessung mit dem genaueren Nachweisverfahren nach DIN EN 1996-1-1/NA _____	39
4.3 Verformungskenngrößen von Mauerwerk aus Leichtbeton _____	12	7.4	Kellerwände mit hydrostatischer Beanspruchung _____	40
<hr/>		7.5	Konstruktive Maßnahmen _____	41
5. Bemessung von unbewehrtem Mauerwerk mit den vereinfachten Berechnungsmethoden nach DIN EN 1996-3/NA _____	12	7.6	Hinweise für die Bauausführung _____	41
5.1 Regelungsumfang _____	12	<hr/>		
5.2 Voraussetzungen und Anwendungsgrenzen _____	13	8. Bauliche Durchbildung _____	44	
5.3 Nachweisformat _____	14	<hr/>		
5.4 Knicklänge _____	14	9. KLB-Produkte für Sonderbauteile _____	46	
		<hr/>		

Literaturnachweise sind im Text *kursiv [X]* dargestellt und verweisen auf die Seite 47.

1. Bemessung von KLB-Mauerwerk nach DIN EN 1996

Das Normenwerk DIN EN 1996 „Bemessung und Konstruktion von Mauerwerkbauteilen“ allgemein als „Eurocode 6“ bezeichnet, liegt in den Teilen 1-1, 1-2, 2 und 3 vor. In der Normenreihe wird zwischen dem genaueren Nachweisverfahren (DIN EN 1996-1-1), den die Bauausführung betreffenden Regelungen (DIN EN 1996-2) und den vereinfachten Berechnungsmethoden (DIN EN 1996-3) unterschieden. National anwendbar wird das Normenwerk erst durch den zu jedem Normenteil vorhandenen nationalen Anhang, in dem länderspezifische Besonderheiten geregelt werden.

In EN 1996 sind auch Bauweisen geregelt, die in Deutschland keine Bedeutung haben (z.B. bewehrtes Mauerwerk) oder für die hier keine Erfahrungen vorliegen (z.B. vorgespanntes Mauerwerk). In einer konsolidierten deutschen Fassung DIN EN 1996/NA werden die Inhalte der Norm und des nationalen Anhangs in einem Dokument zusammengeführt, welches ausschließlich die für Deutschland relevanten Regelungen enthält.

Mit der vorliegenden Broschüre wollen wir Sie über die für die Bemessung wesentlichen Sachverhalte des Regelwerks informieren. Ein Schwerpunkt liegt dabei auf den vereinfachten Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerkbauteile. Mit DIN EN 1996-3/NA ist es gelungen, dem Trend zu immer komplexeren normativen Regeln entgegenzuwirken, damit Mauerwerkkonstruktionen bei Einhaltung bestimmter Anwendungsgrenzen einfach, sicher und wirtschaftlich geplant werden können.

Für komplexere Nachweissituationen steht mit DIN 1996-1-1/NA ein genaueres Nachweisverfahren zur Verfügung. Dieses ermöglicht bei erhöhtem Planungsaufwand die Berücksichtigung höherer Traglasten als nach DIN EN 1996-3/NA zulässig.

Wesentlich ist die Kenntnis, dass mit der neuen Normengeneration vereinfachte Berechnungsmethoden und ein genaueres Nachweisverfahren in einem Bauwerk gleichzeitig angewendet werden können. Dies bedeutet, dass in einem Gebäude eine Vielzahl von Nachweisen vereinfacht nach DIN EN 1996-3/NA geführt werden kann und nur ausgewählte Bauteile (z. B. Windscheiben) mit DIN EN 1996-1-1/NA berechnet und bemessen werden müssen.

Die vorliegende Broschüre berücksichtigt integral alle Regelungen der Normenreihe mit den zugehörigen Nationalen Anwendungsdokumenten einschließlich der durch die Bauaufsicht in den letzten Jahren verfügbaren ergänzenden Regelungen.

- Diese Broschüre gilt für unbewehrtes Einsteiner-Mauerwerk aus Klimaleichtblocksteinen.
- Für Elementmauerwerk mit vermindertem Überbindemaß von $l_{o1} / h_u < 0,4$ gelten zusätzliche, hier nicht behandelte Regelungen.
- Bauaufsichtliche Zulassungen können weitere Einschränkungen beinhalten.
- Dieser Broschüre liegen folgende Regelwerke zugrunde:

DIN EN 1996-1-1: 2013-02
 DIN EN 1996-1-1/NA: 2012-05
 DIN EN 1996-1-1/NA/A1: 2014-03
 DIN EN 1996-1-1/NA/A2: 2015-01
 DIN EN 1996-2: 2010-12
 DIN EN 1996-2/NA: 2012-01
 DIN EN 1996-3: 2010-12
 DIN EN 1996-3/NA: 2012-01
 DIN EN 1996-3/NA/A1: 2014-03
 DIN EN 1996-3/NA/A2: 2015-01

2. Sicherheitskonzept

2.1 Nachweisformat

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist nachzuweisen, dass der Bemessungswert der Einwirkungen E_d kleiner gleich dem Bemessungswert des Tragwiderstandes R_d ist:

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Gl. 1})$$

Ergänzende Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind in aller Regel nicht erforderlich, wenn die Regelungen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN EN 1996-1-1/NA oder nach DIN EN 1996-3/NA erfüllt werden und die sonstigen konstruktiven Anforderungen dieser Normenreihe eingehalten sind.

2.2 Einwirkungskombinationen und Bemessungswerte der Einwirkungen

Es ist zwischen folgenden Einwirkungskombinationen zu unterscheiden:

- ständige und vorübergehende Bemessungssituation:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_G \cdot G_{k,j} \oplus \sum_{i \geq 1} \gamma_Q \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (\text{Gl. 2})$$

- außergewöhnliche Bemessungssituation:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j} \oplus A_d \oplus \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad (\text{Gl. 3})$$

Dabei ist:

- G_k charakteristischer Wert der ständigen Einwirkung
- Q_k charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkung
- $Q_{k,1}$ charakteristischer Wert der veränderlichen Leiteinwirkung
- A_d Bemessungswert der außergewöhnlichen Einwirkung
- E_d Bemessungswert der Einwirkung
- γ_G Teilsicherheitsbeiwert auf der Einwirkungsseite (ständige Einwirkung, Tabelle 1)

γ_Q Teilsicherheitsbeiwert auf der Einwirkungsseite (veränderliche Einwirkungen, Tabelle 1)

Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2 Kombinationsbeiwerte (Tabelle 2)

⊕ „ist ungünstig zu kombinieren mit“

Bei Wohn- und Bürogebäuden darf der Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft im Allgemeinen mit den folgenden Einwirkungskombinationen bestimmt werden:

$$N_{Ed} = 1,35 \cdot N_{Gk} + 1,50 \cdot N_{Qk} \quad (\text{Gl. 4})$$

In Hochbauten mit Stahlbetondecken und charakteristischen Nutzlasten einschließlich Trennwandschlag von maximal $q_k \leq 3,0 \text{ kN/m}^2$ darf vereinfachend folgende Einwirkungskombination angesetzt werden:

$$N_{Ed} = 1,4 \cdot (N_{Gk} + N_{Qk}) \quad (\text{Gl. 5})$$

Im Fall größerer Biegemomente, z. B. bei Windscheiben oder beim Nachweis der Mindestauflast (Kap. 5.5), ist auch der Lastfall $\max M_{Ed} + \min N_{Ed}$ zu berücksichtigen. Dabei gilt in der Regel:

$$\min N_{Ed} = 1,0 \cdot N_{Gk} \quad (\text{Gl. 6})$$

Tabelle 1: Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungsseite für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN EN 1990/NA.

Teilsicherheitsbeiwert	Einwirkung	ungünstige Wirkung	günstige Wirkung	außergewöhnliche Bemessungssituation
γ_G	Ständige Einwirkung z. B. Eigengewicht, Ausbaulast, Erddruck	1,35	1,00	1,00
γ_Q	Veränderliche Einwirkung z. B. Wind-, Schnee-, Nutzlasten	1,50	0,00	1,00

Tabelle 2: Kombinationsbeiwerte nach DIN EN 1990/NA.

Einwirkungen	Kombinationsbeiwerte		
	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Nutzlasten im Hochbau - Wohn-, Aufenthalts- und Büroräume - Versammlungsräume, Verkaufsräume - Lagerräume	0,7 0,7 1,0	0,5 0,7 0,9	0,3 0,6 0,8
Schnee- und Eislasten, - Orte bis zu NN +1000 m - Orte über NN +1000 m	0,5 0,7	0,2 0,5	0,0 0,2
Windlasten	0,6	0,2	0,0
Temperatur (nicht Brand)	0,6	0,5	0,0

2.3 Bemessungswerte der Tragwiderstände

Der Bemessungswert der Mauerwerksdruckfestigkeit f_d beträgt:

$$f_d = \zeta \cdot \frac{f_k}{\gamma_M} \quad (\text{Gl. 7})$$

- ζ Dauerstandsfaktor (Tabelle 3)
- f_k Charakteristische Werte der Mauerwerksdruckfestigkeit (Tabellen 10 bis 17)
- γ_M Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite (Tabelle 4)

Tabelle 3: Dauerstandsfaktor ζ

Material	ζ	
	Beanspruchungsdauer	
	dauernde Beanspruchung (Eigengewicht, Schnee und Verkehrslasten)	kurzzeitige Beanspruchung
Unbewehrtes Mauerwerk aus Steinen der Kategorie I und Mörtel nach Eignungsprüfung sowie Rezeptmörtel	0,85	1,0

Tabelle 4: Teilsicherheitsbeiwerte γ_M für Baustoffeigenschaften.

Material	γ_M	
	Bemessungssituation	
	ständig und vorübergehend	außer-gewöhnlich ^a
Unbewehrtes Mauerwerk aus Steinen der Kategorie I und Mörtel nach Eignungsprüfung sowie Rezeptmörtel	1,5	1,3

^a für die Bemessung im Brandfall nach DIN EN 1996-1-2 $\gamma = 1,0$

Für den Bemessungswert der rechnerischen Mauerwerksschubfestigkeit f_{vd} gilt:

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M} \quad (\text{Gl. 8})$$

- f_{vd} Bemessungswert der Schubfestigkeit
- f_{vk} Charakteristischer Wert der Schubfestigkeit (Kapitel 4.2)
- γ_M Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite

3. Einwirkungen

3.1 Eigenlasten nach DIN EN 1991-1-1/NA

Die charakteristischen Werte für die Wichte des Mauerwerks ergeben sich aus Tabelle 5a. Dabei sind Fugenmörtel und übliche Feuchtegehalte berücksichtigt. Bei Zwischenwerten der Steinrohrichteklasse darf linear interpoliert werden.

Bedingt durch den geringeren Fugenanteil sind die in Tabelle 5b zusammengestellten Wichten für Wände aus Wandbauplatten und Hohlwandbauplatten etwas geringer als bei Mauerwerk mit Normalmörtel. Den Wandgewichten sind die Gewichte von Putz oder Bekleidungen hinzuzurechnen.

Für einige Putze sind die charakteristischen Lasten in Tabelle 5c angegeben.

Tabelle 5a: Charakteristische Werte der Wichte von Mauerwerk mit Normal-, Leicht- und Dünnbettmörtel.

Rohdichteklasse der Steine	Charakteristische Wichte von Mauerwerk in kN/m ³	
	Normalmörtel	Leicht- und Dünnbettmörtel
0,35	5,5	4,5
0,4	6	5
0,5	7	6
0,6	8	7
0,7	9	8
0,8	10	9
0,9	11	10
1,0	12	11
1,2	14	13
1,4	16	15
1,6	16	16
1,8	18	18
2,0	20	20

Tabelle 5b: Charakteristische Werte für die Wichte von Wänden aus Wandbauplatten und Hohlwandbauplatten.

Rohdichteklasse der Steine	Wichte kN/m ³
0,8	9
0,9	10
1,0	11
1,2	13
1,4	15

Tabelle 5c: Charakteristische Flächenlasten für ausgewählte Putze.

Putz	Dicke mm	Flächenlast kN/m ²
Gipsputz	15	0,18
Kalkzementputz	20	0,40
Zementputz	20	0,42
Leichtputz DIN 18550-4	20	0,30
Wärmedämmputz	20	0,24
	60	0,32
	100	0,40

3.2 Nutzlasten nach DIN EN 1991-1-1/NA

Charakteristische Werte der Nutzlasten:

- Wohnräume mit ausreichender Querverteilung (Kategorie A2)
 $q_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$
- Wohnräume ohne ausreichende Querverteilung (Kategorie A3), Büroräume (B1)
 $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$
- Treppen und Podeste innerhalb der Kategorien A und B1 (T1)
 $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$
- Balkone (Z)
 $q_k = 4,0 \text{ kN/m}^2$
- Trennwandzuschlag bei einem Wandgewicht (einschließlich Putz)
 - $\leq 3 \text{ kN/m}$ $q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$
 - $\leq 5 \text{ kN/m}$ $q_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$

3.3 Windlasten nach DIN EN 1991-1-4/NA

Charakteristischer Wert der Windlast:

$$w_k = C_{pe,10} \cdot q_k \quad (Gl. 9)$$

- w_k charakteristische Windlast
- $C_{pe,10}$ aerodynamischer Beiwert (Tabelle 6)
- q_k charakteristischer Geschwindigkeitsdruck (Tabelle 7)

Tabelle 6: Aerodynamischer Beiwert für Außen- druck im D- und E-Bereich nach DIN EN 1991-1-4 (Lasteinzugsfläche $\geq 10 \text{ m}^2$).

h_{tot} / d	$C_{pe,10,Druck,D}$	$C_{pe,10,Sog,E}$
≥ 5	+ 0,8	- 0,5
1	+ 0,8	- 0,5
$\leq 0,25$	+ 0,7	- 0,3

Die in Tabelle 6 dargestellten aerodynamischen Beiwerte gelten für Wände, welche senkrecht zur Windanströmrichtung angeordnet werden (Winddruck und Windsog). An windparallelen Gebäudeseiten sind im Eckbereich der Gebäude höhere Sogbeiwerte $C_{pe,10}$ zu berücksichtigen. Die für die Bereiche D und E angegebenen $C_{pe,10}$ - Werte sollten nur dann verwendet werden, wenn die Gebäudeecken in verzahntem Mauerwerk ausgeführt werden. Bei Anwendung der Stumpfstoßtechnik (s. Kap. 8.5) wird die Verwendung der für den Bereich A auf der windparallelen Gebäudeecke geltenden höheren $C_{pe,10}$ - Beiwerte (s. DIN-EN 1991-1-4) empfohlen.

Bild 1: D- und E-Bereich eines Gebäudes.

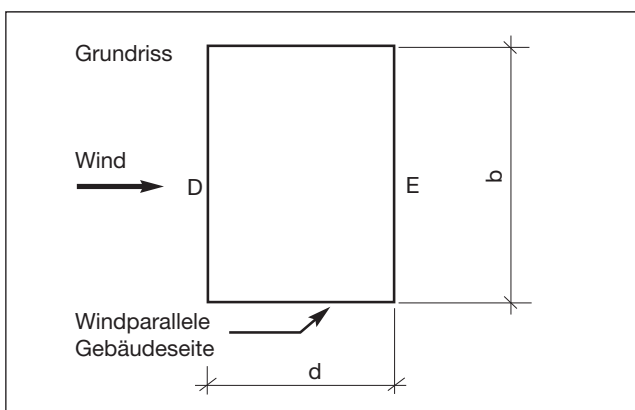
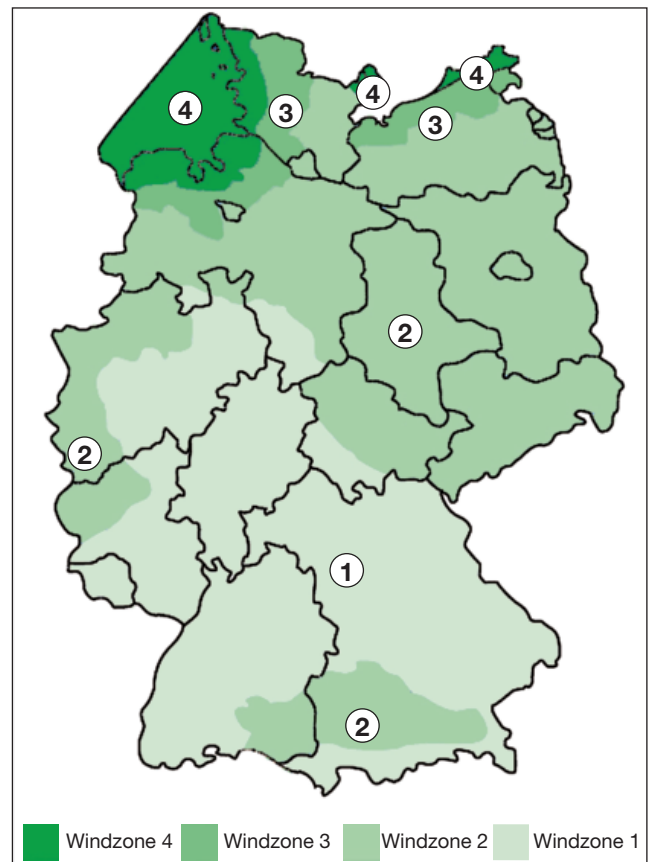


Tabelle 7: Vereinfachter Geschwindigkeitsdruck für Bauwerke bis 25 m Höhe nach DIN EN 1991-1-4.

Windzone		Geschwindigkeitsdruck q_k in kN/m^2 bei der Gebäudehöhe h in den Grenzen von		
		$h \leq 10 \text{ m}$	$10 \text{ m} < h \leq 18 \text{ m}$	$18 \text{ m} < h \leq 25 \text{ m}$
1	Binnenland	0,50	0,65	0,75
2	Binnenland	0,65	0,80	0,90
	Küste und Inseln der Ostsee	0,85	1,00	1,10
3	Binnenland	0,80	0,95	1,10
	Küste und Inseln der Ostsee	1,05	1,20	1,30
4	Binnenland	0,95	1,15	1,30
	Küste der Nord- und Ostsee und Inseln der Ostsee	1,25	1,40	1,55
	Inseln der Nordsee	1,40	-	-

Bild 2: Windzonenkarte für das Gebiet der Bundesrepublik Deutschland.



Die Zuordnung der Windzonen kann mit Hilfe der Tabelle „Zuordnung der Windzonen nach Verwaltungsgrenzen“ (siehe www.dibt.de) erfolgen.

3.4 Schneelasten nach DIN EN 1991-1-3/NA

Charakteristischer Wert der Schneelast:

$$s_{k,Dach} = \mu_1 \cdot s_k \quad (\text{Gl. 10})$$

$s_{k,Dach}$ charakteristischer Wert der Schneelast auf dem Dach (bezogen auf den Grundriss)

μ_1 Formbeiwert (Tabelle 8)

s_k charakteristischer Wert der Schneelast auf dem Boden (Tabelle 9)

Bild 3: Lastanordnung und Formbeiwerte für Flach- und Pultdächer sowie Satteldächer nach DIN EN 1991-1-3/NA.

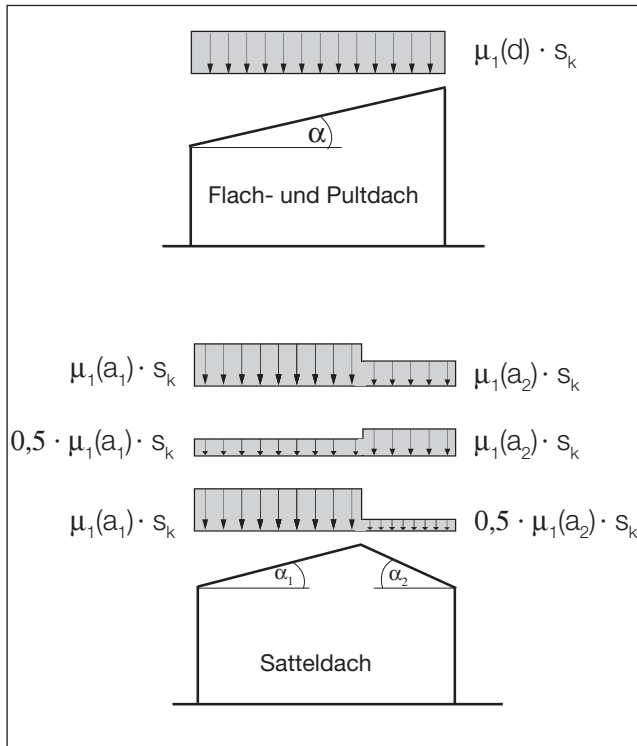


Tabelle 8: Formbeiwerte für Flach- und Pultdächer sowie Satteldächer nach DIN EN 1991-1-3/NA.

Formbeiwert	Dachneigung α		
	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot (60^\circ - \alpha) / 30^\circ$	0

Die Formbeiwerte gelten, wenn der Schnee ungehindert vom Dach abrutschen kann. Wird Abrutschen z. B. durch Schneefanggitter behindert, ist der Formbeiwert mit 0,8 anzusetzen.

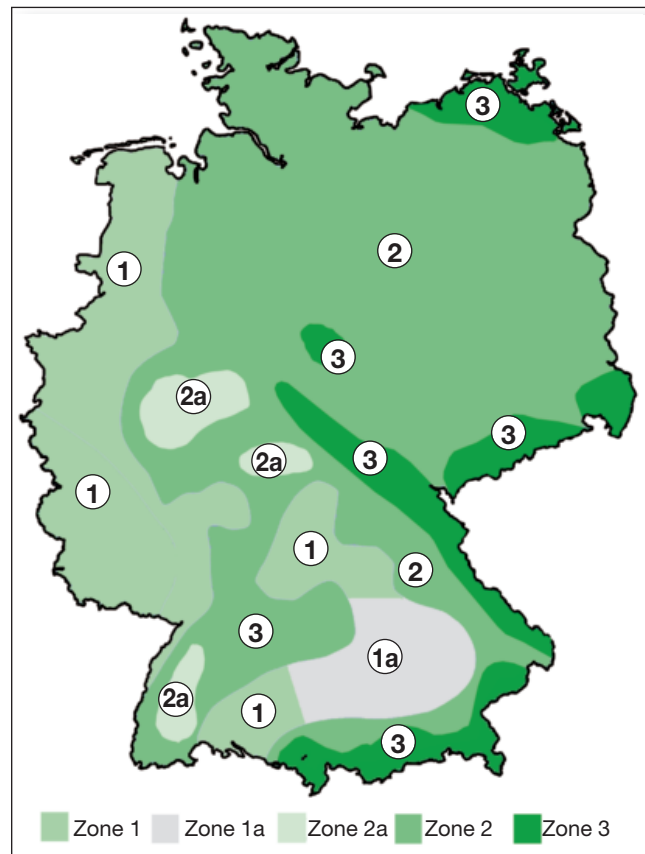
Tabelle 9: Charakteristische Werte der Schneelast auf dem Boden s_k nach DIN EN 1991-1-3/NA.

Zone	Charakteristischer Wert in kN/m^2
1 ¹⁾	$s_k = 0,19 + 0,91 \cdot \left(\frac{A + 140}{760} \right)^2 \geq 0,65$
2 ¹⁾	$s_k = 0,25 + 1,91 \cdot \left(\frac{A + 140}{760} \right)^2 \geq 0,85$
3	$s_k = 0,31 + 2,91 \cdot \left(\frac{A + 140}{760} \right)^2 \geq 1,10$

A = Geländehöhe über dem Meeresniveau in m

¹⁾ Für die Zonen 1a und 2a muss der charakteristische Wert der Zone 1 bzw. 2 mit dem Faktor 1,25 multipliziert werden. Die Mindestwerte sind in gleicher Weise zu erhöhen.

Bild 4: Schneezonenkarte für das Gebiet der Bundesrepublik Deutschland.



Die Zuordnung der Schneezonen kann mit Hilfe der Tabelle „Zuordnung der Schneezonen nach Verwaltungsgrenzen“ (siehe www.dibt.de) erfolgen.

3.5 Auflagerkräfte aus Decken

- Wände parallel zur Spannrichtung einachsig gespannter Decken sind mit einem Deckenstreifen mit angemessener Breite (i. d. R. 1,0 m) zu belasten.
- Bei zweiachsig gespannten Decken darf die Lastermittlung für die Wände mit Hilfe von Einflussflächen erfolgen.
- Bei einachsig gespannten Decken ist die Durchlaufwirkung wie folgt zu berücksichtigen:

Bild 5: Ermittlung der Deckenauflagerkraft einachsig gespannter Decken.

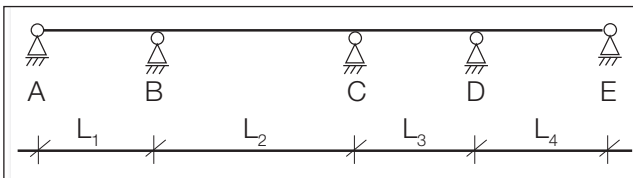


Bild 6: Berücksichtigung der Durchlaufwirkung bei der Ermittlung von Deckenauflagerkräften von einachsig gespannten Decken.

Auflager	Berücksichtigung der Durchlaufwirkung
Endauflager (A und E)	nein
Erstes Zwischenauflager (B und D)	ja
Zwischenauflager (C)	ja, wenn $L_3 < 0,7 L_2$

4. Baustoffkennwerte

4.1 Charakteristische Werte der Mauerwerksdruckfestigkeit

Das genauere Nachweisverfahren nach DIN EN 1996-1-1 gestattet eine formelgestützte Ermittlung der Mauerwerksdruckfestigkeit in Abhängigkeit von Steindruckfestigkeit und Mörtelfestigkeit. Eine derartige Druckfestigkeitsberechnung ist aufwendig und bringt in Deutschland keine Vorteile, da die in DIN EN 1996-3/NA angegebenen Tabellenwerte aus den in DIN EN 1996-1-1/NA angegebenen Formeln abgeleitet wurden. Für KLB-Mauerwerk mit

Normalmörtel sind die charakteristischen Druckfestigkeiten in den Tabellen 10 bis 12 zusammengestellt. Die Tabellen 13 und 14 enthalten die f_k -Werte für KLB-Mauerwerk mit Leichtmörtel und die Tabellen 15 bis 17 für KLB-Mauerwerk mit Dünnbettmörtel.

Tabelle 10: Charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm² für Einsteinmauerwerk aus genormten KLB-Steinen mit Normalmauermörtel.

Steinsorte	Steindruckfestigkeitsklasse	Mörtelgruppe		
		II	Ila	III und IIIa
		charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm ²		
Hbl, Hbn	2	1,4	1,5	1,7
	4	2,2	2,4	2,6
	6	2,9	3,1	3,3
	8	2,9	3,7	4,0
	10	2,9	4,3	4,6
	12	2,9	4,8	5,1
V, Vbl	2	1,5	1,6	1,8
	4	2,5	2,7	3,0
	6	3,4	3,7	4,0
	8	3,4	4,5	5,0
	10	3,4	5,4	5,9
	12	3,4	6,1	6,7
	16	3,4	6,1	8,3
20	3,4	6,1	9,8	

Tabelle 11: Charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm² für Einsteinmauerwerk aus genormten KLB-Vollblöcken mit Schlitzten Vbl-S bzw. Vbl-SW mit Normalmauermörtel.

Steindruckfestigkeitsklasse	Mörtelgruppe			
	II	Ila	III und IIIa	
		charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm ²		
2	1,4	1,6	1,8	
4	2,1	2,4	2,9	
6	2,7	3,1	3,7	
8	2,7	3,9	4,4	
10	2,7	4,5	5,0	
12	2,7	5,0	5,6	

Tabelle 12: Charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm² für Einsteinmauerwerk aus KLB-Vollblöcken SW1 mit Normalmauermörtel (Z-17.1-426).

Steindruckfestigkeitsklasse	Mörtelgruppe	
	II	Ila
	charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm ²	
2	1,3	1,3
4	1,8	2,1
6	2,4	2,6

Tabelle 13: Charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm² für Einsteinmauerwerk aus genormten KLB-Voll- und Lochsteinen aus Leichtbeton mit Leichtmauermörtel.

Steindruckfestigkeitsklasse	Mörtelgruppe LM 21 und LM 36
	charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm ²
2	1,4
4	2,3
6	3,0
8	3,6

Tabelle 14: Charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm² für Einsteinmauerwerk aus zugelassenen KLB-Vollblöcken SW1 mit Leichtmauermörtel (Z-17.1-426).

Steindruckfestigkeitsklasse	Mörtelgruppe	
	LM 21	LM 36
	charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm ²	
2	1,3	1,3
4	1,8	2,1
6	1,8	2,4

Tabelle 15: Charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm² für Einsteinmauerwerk aus zugelassenen KLB-Hohlblöcken mit Dünnbettmörtel.

Steindruckfestigkeitsklasse	Steinsorte					
	Hohlblöcke Z-17.1-797		Kalopor Z-17.1-959	Kalopor Ultra Z-17.1-1020	ISOSTAR Z-17.1-1075	SK 08/09 Z-17.1-1078
	Typ I	Typ II	charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm ²			
2	1,6	1,4	0,9	0,9	1,1	1,0 ²⁾
4	2,5	2,2	1,7	–	1,7 ¹⁾	–
6	3,2	2,9	–	–	–	–
8	3,9	3,5	–	–	–	–
12	4,3	4,0	–	–	–	–

¹⁾ für Mauerwerk der Wanddicke 42,5 cm gilt 1,8 N/mm²

Tabelle 16: Charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm² für Einsteinmauerwerk aus zugelassenen KLB-Vollblöcken mit Dünnbettmörtel.

Steindruckfestigkeitsklasse	Steinsorte		
	Superdämmblöcke SW1 Z-17.1-730	Wärmedämmblöcke W3 Z-17.1-766	Plan-Vollblöcke 17.1-459
	charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm ²		
2	1,5	1,3	–
4	2,7	2,1	–
6	3,8	2,6	4,3
12	–	–	6,9
20	–	–	10,0

Tabelle 17: Charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm² für Einsteinmauerwerk aus zugelassenen KLB-Quadro-Planelementen mit Dünnbettmörtel.

Steindruckfestigkeitsklasse	Steinsorte
	KLB-Großformate / Planelemente KLBQUADRO / Z-17.1-852
charakteristische Druckfestigkeit f_k in N/mm ²	
2	1,6
4	3,1
6	4,3
12	6,9
20	10,0

4.2 Charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk

(nur im genaueren Verfahren)

Für den Nachweis einer hinreichenden Querkrafttragfähigkeit von Mauerwerkswänden mit Hilfe des genaueren Nachweisverfahrens nach Kapitel 6 ist der Nachweis bei Scheiben- und Plattenschub erforderlich. Die zugehörigen charakteristischen Festigkeitswerte werden nachfolgend angegeben.

4.2.1 Scheibenschub

Die charakteristische Schubfestigkeit f_{vk} für Scheibenschub beträgt:

$$f_{vk} = \min \left\{ f_{vit1}; f_{vit2} \right\} \quad (\text{Gl. 11})$$

f_{vk} charakteristische Schubfestigkeit von Mauerwerk

f_{vit1} Grenzwert für f_{vk} (Reibungsversagen)

f_{vit2} Grenzwert für f_{vk} (Steinzugversagen)

Reibungsversagen

bei vermörtelten Stoßfugen:

$$f_{vit1} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd} \quad (\text{Gl. 12})$$

bei unvermörtelten Stoßfugen:

$$f_{vit1} = 0,5 \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd} \quad (\text{Gl. 13})$$

f_{vk0} charakteristische Haftscherfestigkeit von Mauerwerk ohne Auflast nach Tabelle 18

σ_{Dd} Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung an der Stelle der maximalen Schubspannung ($\sigma_{Dd} = N_{Ed} / A$)

A überdrückte Querschnittsfläche (Berechnung mit der linear-elastischen Spannungsverteilung ($A = t \cdot I_{c,lin}$))

$N_{Ed} = \gamma_G \cdot NG_k$ im Regelfall ist die minimale Einwirkung maßgebend ($\gamma_G = 1,0$)

Tabelle 18: Charakteristische Haftscherfestigkeit von Mauerwerk ohne Auflast f_{vk0} .

f_{vk0} in N/mm ²					
Normalmauermörtel mit einer Festigkeit f_m in N/mm ²				Dünnbettmörtel (Lagerfugendicke 1 bis 3 mm)	Leichtmauermörtel
NM II	NM IIa	NM III	NM IIIa	DM	LM
0,08	0,18	0,22	0,26	0,22	0,18

Wird in Gl. 12 und 13 die charakteristische Haftscherfestigkeit f_{vk0} in Ansatz gebracht, so ist der Randdehnungsnachweis nach Kapitel 6.5.3 zu führen.

Steinzugversagen

bei vermörtelten und unvermörtelten Stoßfugen:

$$f_{vit2} = 0,45 \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bt,cal}}} \quad (\text{Gl. 14})$$

$f_{bt,cal}$ charakteristische Steinzugfestigkeit (siehe Tabelle 19).

Tabelle 19: charakteristische Steinzugfestigkeit $f_{bt,cal}$ in Abhängigkeit der Steindruckfestigkeitsklasse und der Steinsorte.

Steindruckfestigkeitsklasse	mittlere Steindruckfestigkeit f_{st} in N/mm ²	charakteristische Steinzugfestigkeit $f_{bt,cal}$		
		Hohlblocksteine	Hochlochsteine und Steine mit Grifföffnungen o. Griffaschen	Vollsteine ohne Grifflöcher oder Griffaschen
2	2,5	0,05	0,07	0,08
4	5	0,10	0,13	0,16
6	7,5	0,15	0,20	0,24
8	10	0,20	0,26	0,32
10	12,5	0,25	0,33	0,40
12	15	0,30	0,39	0,48
16	20	0,40	0,52	0,64
20	25	0,50	0,65	0,80

4.2.2 Plattenschub

Die charakteristische Schubfestigkeit f_{vk} für Plattenschub beträgt:

$$f_{vk} = f_{vit1} \quad (\text{Gl. 15})$$

bei vermörtelten Stoßfugen:

$$f_{vit1} = f_{vk0} + 0,6 \cdot \sigma_{Dd} \quad (\text{Gl. 16})$$

bei unvermörtelten Stoßfugen:

$$f_{vit1} = \frac{2}{3} \cdot f_{vk0} + 0,6 \cdot \sigma_{Dd} \quad (\text{Gl. 17})$$

σ_{Dd} Bemessungswert der zugehörigen Druckspannungen an der Stelle der maximalen Schubspannung ($\sigma_{Dd} = N_{Ed} / (t_{c,lin} \cdot t \cdot l)$)

4.3 Verformungskenngrößen von Mauerwerk aus Leichtbeton

Die Verformungskennwerte von KLB-Mauerwerk sind in den Tabellen 20 und 21 wiedergegeben. Schwinden und Kriechen sind von der Zeit abhängige Größen. Ein großer Teil dieser Verformungen ist etwa 6 Monate nach Fertigstellung des Rohbaus abgeschlossen. Sollen die Ausbauarbeiten früher begonnen werden, sind deshalb objektbezogen besondere Überlegungen erforderlich. Diese können zu einer abgestimmten Auswahl der Baustoffe für Roh- und Ausbau und/oder zu besonderen Schutzmaßnahmen während des Rohbaus oder auch zu besonderen Konstruktionen führen.

Tabelle 20: Verformungskennwerte für Mauerwerk aus Leichtbetonsteinen.

Kenngroße		Rechenwert
Schwinden, Endwert	mm/m	- 0,4
Mauerwerk m. Normalmörtel		- 0,5
Mauerwerk m. Leichtmörtel		2,0
Endkriechzahl	–	10 ¹⁾
Wärmedehnungskoeffizient	10 ⁻⁶ /K ⁻¹	950 * f_k
Elastizitätsmodul	N/mm ²	

¹⁾ Für Leichtbetonsteine mit überwiegendem Blähtonzuschlag gilt 8

Tabelle 21: Verformungskennwerte für Mauerwerk aus Betonsteinen.

Kenngroße		Rechenwert
Schwinden, Endwert	mm/m	- 0,2
Mauerwerk m. Normalm.		1,0
Endkriechzahl	–	10
Wärmedehnungskoeffizient	10 ⁻⁶ /K ⁻¹	2400 * f_k
Elastizitätsmodul	N/mm ²	

5. Bemessung von unbewehrtem Mauerwerk mit den vereinfachten Berechnungsmethoden nach DIN EN 1996-3/NA

5.1 Regelungsumfang

Die Norm besteht aus dem eigentlichen Normentext sowie den folgenden normativen Anhängen:

- A** Vereinfachte Berechnungsmethode für unbewehrte Mauerwerkswände bei Gebäuden mit höchstens drei Geschossen
- B** Vereinfachte Berechnungsmethode für vertikal nicht beanspruchte Innenwände mit begrenzter horizontaler Belastung
- C** Vereinfachte Berechnungsmethode für vertikal nicht beanspruchte Wände mit gleichmäßig verteilter horizontaler Bemessungslast
- D** Vereinfachte Methode zur Bestimmung der charakteristischen Festigkeit von Mauerwerk

Zur Abgrenzung der vereinfachten Berechnungsmethode nach DIN EN 1996-3 wird die Vorgehensweise nach Anhang **A** hier als stark vereinfachte Berechnungsmethode bezeichnet. Im Anhang **B** sind bislang als nicht tragende innere Trennwände bezeichnete Bauteile geregelt. Der Anhang **C** regelt die üblicherweise als Ausfachungswände bzw. als nicht tragende Außenwände bezeichneten Bauteile. Die im Anhang **D** angegebenen Tabellenwerte für die Bestimmung der charakteristischen Druckfestigkeiten des Mauerwerks (siehe Kapitel 4.1) sind aus den Formeln in DIN EN 1996-1-1/NA abgeleitet.

5.2 Voraussetzungen und Anwendungsgrenzen

Auf einen rechnerischen Nachweis der Aussteifung des Bauwerks darf verzichtet werden, wenn die Geschossdecken als steife Scheiben ausgebildet sind bzw. statisch nachgewiesene, ausreichend steife Ringbalken vorliegen und wenn in Längs- und Quer- richtung 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 werden. Damit entfallen – wenn diese Voraussetzungen erfüllt sind – alle Querkraftnachweise. Bei Bauten in Erdbebengebieten sind jedoch ergänzende Regelungen hinsichtlich der Anordnung von Mindestwandquerschnitten nach der Erdbebenvorschrift DIN EN 1998/NA zu beachten.

Desweiteren gelten für die Anwendung der vereinfachten Berechnungsmethoden folgende Randbedingungen:

- Es wird vorausgesetzt, dass in halber Geschosshöhe der Wand nur Biegemomente aus der Deckeneinspannung oder -auflagerung und aus Windlasten auftreten.
- Eine tragende Wand muss unter Berücksichtigung von Schlitz- und Aussparungen einen Mindestquerschnitt von $0,04 \text{ m}^2$ aufweisen, also mindestens die Größe eines 3DF-Steins haben ($0,175 \cdot 0,24 = 0,042 \text{ m}^2$). Die Mindestwanddicke beträgt 115 mm. Neben der statischen Tragfähigkeit ergibt sich die erforderliche Wanddicke aber auch aus Gründen des Schall-, Wärme- und Brandschutzes.
- Für die Verwendung des vereinfachten Nachweisverfahrens gelten ergänzend zu Tabelle 22 folgende Anwendungsgrenzen: Gebäudehöhe über Gelände $h_m \leq 20 \text{ m}$; als Gebäudehöhe darf bei geneigten Dächern das Mittel von First- und Traufhöhe gelten.

Die Stützweite beträgt $l_f \leq 6,0 \text{ m}$, sofern die Biegemomente aus dem Deckendrehwinkel nicht durch konstruktive Maßnahmen am Wandkopf, z. B. Zentrierleisten, begrenzt werden. Bei zweiachsig gespannten Decken ist für die Länge l_f die kürzere der beiden Stützweiten anzusetzen. Die Wandschlankheit ist begrenzt auf $h_{ef} / t \leq 27$.

Bei Verwendung von Zentrierleisten ist unter diesen ein Nachweis der Teilflächenpressung nach Kapitel 6.6 zu führen.

- Das Überbindemaß l_{oI} nach DIN EN 1996-2/NA muss mindestens $0,4 \cdot h_u$ (Steinhöhe) und mindestens 45 mm betragen. Bei Verwendung von Planelementen mit Dünnbettmörtel (Elementmauerwerk nach Zulassung) kann das Überbindemaß auf $0,2 \cdot h_u$, mindestens aber 125 mm reduziert werden.
- Bei teilaufliegenden Decken auf Außenwänden wird eine Auflagertiefe von $a \geq 2/3 t$ empfohlen. Dies hat neben verbesserten Schallschutzeigenschaften den Vorteil, dass auch für den Nachweis hinreichender Feuerwiderstandsdauer die Traglastfaktoren der vereinfachten Berechnungsmethoden ohne Berücksichtigung zusätzlicher Lastzentrierungsmaßnahmen für die Bestimmung des Ausnutzungsgrades zur Anwendung kommen können. Weitere Hinweise zum Nachweis im Brandfall finden Sie in der KLB-Fachinformation Brandschutz.
- Die Deckenauflagertiefe a muss mindestens die halbe Wanddicke ($t/2$), jedoch mehr als 100 mm betragen. Bei einer Wanddicke $t \geq 365 \text{ mm}$ darf die Mindestdeckenauflagertiefe auf $0,45 \cdot t$ reduziert werden.
- Für den Nachweis von Kellerwänden gelten die Voraussetzungen nach Kapitel 8.1
- Freistehende Wände sind stets mit dem genaueren Nachweisverfahren von DIN EN 1996-1-1/NA nachzuweisen.

Wird auch nur eine der Anwendungsgrenzen der vereinfachten Berechnungsmethoden nicht eingehalten, ist das genauere Nachweisverfahren nach DIN 1996-1-1/NA anzuwenden. Da beiden Normenwerken das gleiche Sicherheitskonzept zugrunde liegt, kann für die Nachweise innerhalb eines Geschosses zwischen den beiden Verfahren gewechselt werden.

Tabelle 22: Anwendungsgrenzen für das vereinfachte Nachweisverfahren.

	Bauteil	Voraussetzungen			
		Wand- dicke t in mm	Lichte Wand- höhe h in m	aufliegende Decke Stütz- weite l _f in m	Nutz- last ¹⁾ q _k in kN/m ²
1	tragende Innen- wände	≥ 115	≤ 2,75	≤ 6,0	≤ 5,0
2		< 240			
3	tragende Außen- wände	≥ 115 ²⁾	≤ 2,75	≤ 6,0	≤ 3,0
4	und zwei- schalige	< 150 ²⁾			
5	Haus- trenn- wände	≥ 150			
		< 175			
6		≥ 175			≤ 5,0
		< 240			
		≥ 240	≤ 12 · t		

¹⁾ Einschließlich Zuschlag für nichttragende innere Trennwände.

²⁾ Als einschalige Außenwand nur bei eingeschossigen Garagen und vergleichbaren Bauwerken, die nicht zum dauernden Aufenthalt von Menschen vorgesehen sind.

Als Tragschale zweischaliger Außenwände und bei zweischaligen Haustrennwänden bis maximal zwei Vollgeschosse zuzüglich ausgebauten Dachgeschoss; aussteifende Querwände im Abstand ≤ 4,50 m bzw. Randabstand von einer Öffnung ≤ 2,0 m

5.3 Nachweisformat

Die Tragfähigkeit von Mauerwerkswänden wird – mit Ausnahme des Nachweises der Mindestauflast (siehe Kapitel 5.5) – nach DIN EN 1996-3/NA durch Einhaltung der maximal aufnehmbaren Normalkraft nachgewiesen:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (\text{Gl. 18})$$

5.4 Knicklänge

5.4.1 Grundlagen

Bei flächig aufgelagerten massiven Plattendecken oder Rippendecken mit lastverteilenden Balken, darf bei mehrseitig gehaltenen Wänden die Einspannung der Wand in den Decken durch eine Abminderung der rechnerischen Knicklänge berücksichtigt werden. Die aussteifende Wand mit der

Dicke t_a muss dabei folgende Bedingungen erfüllen:

$$t_a \geq 115 \text{ mm} \quad t_a \geq 0,3 \cdot t \quad \text{und} \quad l_a \geq h/5$$

Von seltenen Ausnahmen abgesehen, kann vereinfachend von der Annahme einer zweiseitigen Halterung der Wand ausgegangen werden. Dies berücksichtigt gleichzeitig die rationelle Ausführung mittels der Stumpfstoßtechnik (siehe Kapitel 8.5)

5.4.2 Zweiseitig gehaltene Wände

Für zweiseitig gehaltene Wände gilt:

$$h_{ef} = \rho_2 \cdot h \quad (\text{Gl. 19})$$

h_{ef} rechnerische Knicklänge

ρ_2 Abminderungsbeiwert (Tabelle 21)

h lichte Geschosshöhe

Tabelle 23: Abminderungsbeiwert ρ_2 zur Ermittlung der Knicklänge h_{ef} für zweiseitig gehaltene Wände.

5.4.3 Dreiseitig gehaltene Wände

Für dreiseitig gehaltene Wände gilt:

$$h_{ef} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho_2 \cdot h}{3 \cdot b'} \right)^2} \rho_2 \cdot h \geq 0,3 \cdot h \quad (\text{Gl. 20})$$

$$b' \leq 15 \cdot t$$

b' Abstand des freien Randes von der Mitte der aussteifenden Wand

5.4.4 Vierseitig gehaltene Wände

Für vierseitig gehaltene Wände gilt:

$$h_{ef} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho_2 \cdot h}{b} \right)^2} \rho_2 \cdot h \geq 0,3 \cdot h \quad (\text{Gl. 21})$$

$$b \leq 30 \cdot t$$

b Mittenabstand der aussteifenden Wände

5.5 Tragwiderstand unter maximaler vertikaler Beanspruchung

5.5.1 Berechnung des Tragwiderstands

Der Bemessungswert des vertikalen Tragwiderstandes N_{Rd} darf ermittelt werden aus:

$$N_{Rd} = \Phi \cdot f_d \cdot A \quad (\text{Gl. 22})$$

Φ Traglastfaktor (Kapitel 5.5.2 oder 5.5.3)

f_d Bemessungswert der Druckfestigkeit des Mauerwerks (Kapitel 2.3)

Bei Wandquerschnitten kleiner als $0,1 \text{ m}^2$, ist die Bemessungsdruckfestigkeit des Mauerwerks f_d mit dem Faktor 0,8 zu multiplizieren.

A Bruttoquerschnittsfläche eines Wandabschnittes

5.5.2 Traglastfaktor der stark vereinfachten Berechnungsmethode von DIN EN 1996-3 Anhang A/NA

Zusätzlich zu den Voraussetzungen und Anwendungsbedingungen nach Kapitel 5.2 müssen für die Anwendung der stark vereinfachten Berechnungsmethode folgende weitere Anwendungsbedingungen eingehalten sein:

Das Gebäude hat nicht mehr als drei Geschosse über Geländehöhe.

- Die Wände sind rechtwinklig zur Wandebene in horizontaler Richtung gehalten und zwar entweder durch die Decken und das Dach oder durch geeignete Konstruktionen, z. B. Ringbalken mit ausreichender Steifigkeit.
- Die Auflagertiefe der Decken und des Daches auf der Wand beträgt mindestens $2/3$ der Wanddicke, jedoch nicht weniger als 200 mm.
- Die kleinste Gebäudeabmessung im Grundriss beträgt mindestens $1/3$ der Gebäudehöhe ($l_{\min} \geq h_{\text{tot}}/3$).
- Die lichte Geschosshöhe h ist nicht größer als 3,0 m.
- Die Schlankheit der Wände muss kleiner als 21 sein ($h_{\text{ef}}/t \leq 21$).
- Bei teilaufliegenden Decken muss die Wanddicke $t \geq 365 \text{ mm}$ betragen.

Für den Traglastfaktor Φ gilt:

Tabelle 24: Beiwert ϕ

ϕ	Bedingung
0,33	Wände als Endauflager im obersten Geschoss und insbesondere unter Dachdecken
0,33	$18 < h_{\text{ef}}/t \leq 21$
0,40	$f_k < 1,8 \text{ N/mm}^2$ und $5,5 < l_f \leq 6,0 \text{ m}$
0,50	$h_{\text{ef}}/t \leq 18$

Faustwerte für die Bemessung von KLB-Mauerwerk

Üblicherweise wird bei bekannter Auflast je lfm Wand und gegebener Wandstärke t die erforderliche Druckfestigkeit des Mauerwerks f_k gesucht. Nach Umformung der Gleichungen der stark vereinfachten Berechnungsmethode ergibt sich:

$$\text{erf } f_k \geq (N_{\text{Ed}} \cdot \gamma_M) / (\phi \cdot \zeta \cdot A)$$

Bei teilweise aufliegenden Deckenplatten in Außenwänden muss die Wanddicke mindestens 365 mm betragen. Die Schlankheit h_{ef}/t ist dann immer ≤ 18 , sodass mit einem Traglastfaktor $\Phi = 0,5$ gerechnet werden kann.

Bei Innenwänden liegen die Decken in der Regel voll auf und die Wanddicken betragen 115 mm, 175 mm oder auch 240 mm. Bei einer Wandhöhe von 2,75 m ergibt sich der einheitliche Traglastfaktor $\Phi = 0,5$. Mit diesem Traglastfaktor erhält man für die erforderliche Mauerwerksdruckfestigkeit:

$$\text{erf } f_k = 3,53 \cdot n_{\text{Ed}} / t$$

Diese einfache Beziehung gilt auch bei einschaligen Außenwänden mit Zusatzdämmung, da hierbei die Wanddicken üblicherweise 175 mm oder auch 240 mm betragen. In Sonderfällen, bei denen Traglastfaktoren von 0,33 bzw. 0,40 maßgebend werden, wird empfohlen, die vereinfachte Berechnungsmethode (siehe Kapitel 5.5.3) anzuwenden, da sie nur wenig aufwändiger ist.

5.5.3 Traglastfaktor nach der vereinfachten Berechnungsmethode nach DIN EN 1996-3, Abschnitt 4.2

Maßgebend für die Bemessung der Wand ist der kleinere der Werte Φ_1 und Φ_2 .

$$\Phi = \min(\Phi_1, \Phi_2) \quad (\text{Gl. 23})$$

Traglastabminderung durch Deckenverdrehung bei Endauflagern

Die Traglastabminderung infolge der Lastausmitte bei Endauflagern auf Außen- und Innenwänden darf abgeschätzt werden zu:

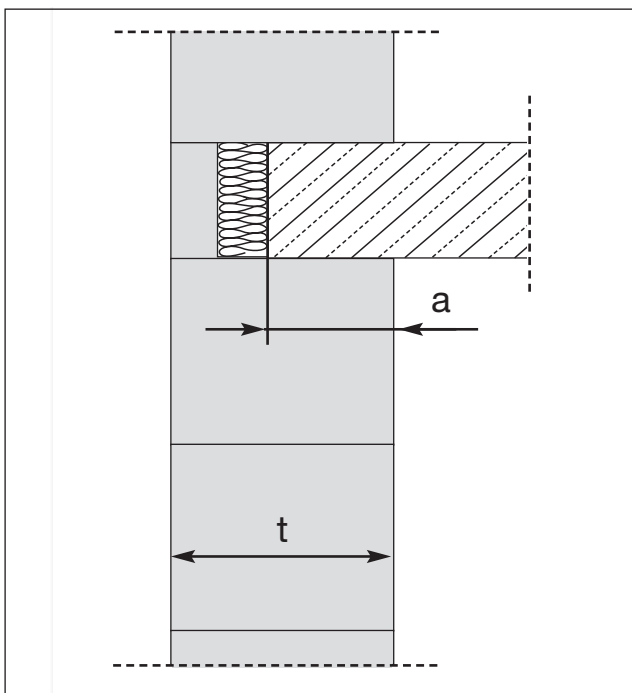
$$\Phi_1 = 1,6 - \frac{l_f}{6} \leq 0,9 \cdot \frac{a}{t} \quad \text{für } f_k \geq 1,8 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Gl. 24})$$

$$\Phi_1 = 1,6 - \frac{l_f}{5} \leq 0,9 \cdot \frac{a}{t} \quad \text{für } f_k < 1,8 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Gl. 25})$$

l_f Stützweite der Decke, bei zweiachsig gespannten Decken ist l_f die kürzere der beiden Stützweiten

a/t Verhältnis von Deckenaufлагertiefe a zur Dicke der Wand t (siehe Bild 7)

Bild 7: Teilweise aufliegende Deckenplatte.



Bei Decken über dem obersten Geschoss, insbesondere bei Dachdecken, gilt auf Grund geringer Auflasten:

$$\Phi_1 = 0,333 \quad (\text{Gl. 26})$$

Wird die Traglastminderung infolge Deckenverdrehung durch konstruktive Maßnahmen, z. B. Zentrierleisten mittig unter dem Deckenaufleger, vermieden, so gilt unabhängig von der Deckenstützweite $\Phi_1 = 0,9$. Bei nur teilweise aufliegender Deckenplatte gilt $\Phi_1 = 0,9 \cdot a/t$. In diesem Fall muss jedoch der Nachweis der Einhaltung der Teilflächenpressung unterhalb der Zentrierleiste geführt werden.

Traglastminderung bei Knickgefahr

$$\Phi_2 = 0,85 \cdot \left(\frac{a}{t}\right) - 0,0011 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{t}\right)^2 \quad (\text{Gl. 27})$$

5.5.4 Nachweis mit Bemessungstabellen

Der Nachweis der Tragfähigkeit unter maximaler vertikaler Beanspruchung kann nach den vereinfachten Nachweisverfahren mit Hilfe von Bemessungstabellen geführt werden:

$$n_{Ed} \leq n_{Rd} \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] = T \cdot f_k \quad (f_k \text{ in N/mm}^2) \quad (\text{Gl. 28})$$

n_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden vertikalen Last pro Laufmeter

n_{Rd} Bemessungswert des vertikalen Tragwiderstandes pro Laufmeter

T Tabellenwert

für $f_k \geq 1,8 \text{ N/mm}^2$
siehe Tabelle 25

für $f_k < 1,8 \text{ N/mm}^2$
siehe Tabelle 26

f_k charakteristischer Wert der Mauerwerksdruckfestigkeit (Kapitel 4.1)

Den Tabellen 25 und 26 liegen folgende Anwendungsgrenzen zugrunde:

- Einhaltung der Anwendungsgrenzen und Randbedingungen des vereinfachten Nachweisverfahrens nach DIN EN 1996-3/NA, Kapitel 4.2 (siehe 5.1)

$f_k \geq 1,8 \text{ N/mm}^2$ für Tabelle 25 bzw.

$f_k < 1,8 \text{ N/mm}^2$ für Tabelle 26

- Die Abminderung der Knicklänge bei flächig aufgelagerten Stahlbetondecken ist integriert (Annahme: zweiseitige Halterung)
- Teilsicherheitsbeiwert auf der Materialseite $\gamma_M = 1,5$; Dauerstandsfaktor $\zeta = 0,85$

Es wird davon ausgegangen, dass in halber Geschosshöhe der Wand nur Biegemomente aus der Deckeneinspannung oder -auflagerung und aus Windlasten auftreten. Greifen abweichend davon an tragenden Wänden größere horizontale Lasten an, so ist der Nachweis nach dem genaueren Nachweisverfahren von DIN EN 1996-1-1/NA zu führen.

- Nach DIN EN 1996-3/NA Abs. 4.2 ist neben dem Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft bei windbeanspruchten Außenwänden mit geringer Auflast aus Decken und Dächern – z. B. bei parallel zur Wand gespannten Decken – stets eine Mindestauflast nachzuweisen (siehe Kapitel 5.6). In den Windzonen 1 und 2 im Binnenland können die praxisüblichen lichten Geschosshöhen problemlos realisiert werden, d. h. der Nachweis der Mindestauflast kann in diesen Windzonen in der Regel entfallen.
- Die Tafelwerte gelten nicht für erddruckbelastete Kellerwände oder freistehende Wände.

Tabelle 25 enthält die T-Werte für KLB-Mauerwerk mit $f_k \geq 1,8 \text{ N/mm}^2$. Sie wird für Außen- und Innenwände verwendet, wobei auch voll aufliegende Deckenplatten mit $a = t$ zur Ausführung kommen können. Für KLB-Mauerwerk mit $f_k < 1,8 \text{ N/mm}^2$ sind die T-Werte in Tabelle 26 zusammen gestellt. Hierbei handelt es sich in der Regel um Mauerwerk aus wärmedämmenden Steinen für Außenwände. Üblicherweise werden die Decken dabei mit $a/t = 2/3$ aufgelegt. Wanddicken unter 30 cm werden heute praktisch nicht mehr ausgeführt.

Weiter vereinfacht wird der Nachweis, wenn die zulässige Belastung am Wandkopf direkt ermittelt wird. Dabei kann jeweils nur eine Tabelle je Steinrohddichte-Steinfestigkeits-Kombination erstellt werden.

Exemplarisch ist eine solche Tabelle für KLBQUADRO nach Z-17.1-852 der Steinfestigkeitsklasse 20 für die Rohdichteklassen 2,0 und 2,2 erstellt (siehe Tabelle 27).

5.6 Tragwiderstand unter minimaler vertikaler Beanspruchung (Nachweis der Mindestauflast)

Sofern kein genauere Nachweis geführt wird, darf für Wände, die als Endauflager für Decken oder Dächer dienen und durch Wind beansprucht werden, der Nachweis der Mindestauflast der Wand vereinfacht erfolgen:

$$N_{Ed} \geq \frac{3 \cdot q_{Ewd} \cdot h^2 \cdot b}{16 \cdot \left(a - \frac{h}{300} \right)} \quad (\text{Gl. 29})$$

Dabei ist:

- N_{Ed} Bemessungswert der kleinsten vertikalen Belastung in Wandhöhenmitte im betrachteten Geschoss (mit $\gamma_G = 1,0$)
- q_{Ewd} Bemessungswert der Windlast je Flächeneinheit (Kapitel 3.3)
- b die Breite, über die die vertikale Belastung wirkt (Wandlänge)
- a Deckenauflagertiefe
- h lichte Geschosshöhe

Der Nachweis der Mindestauflast kann bei Mauerwerkswänden in den Windzonen WZ 1 und WZ 2 im Binnenland in aller Regel entfallen. Ebenso kann der Nachweis in der Regel aufgrund der großen Normalkräfte bei senkrecht zur Wand gespannten Decken entfallen.

Tabelle 25: Tabellenwerte T für Mauerwerk aus KLB-Steinen, für Mauerwerk $f_k \geq 1,8 \text{ N/mm}^2$

Lichte Wandhöhe h in m	Wanddicke t in cm	Zwischen- auflager	Endauflager									
			Geschossdecke					Dachdecke				
			vollaufliegende Decke a/t = 1,0					a/t = 2/3	a/t = 1/2	a/t = 1/0	a/t = 2/3	a/t = 1/2
			Deckenspannweite l_f in m									
		$\leq 6,0$	$\leq 4,5$	5,0	5,5	6,0	$\leq 6,0$	$\leq 6,0$	$\leq 6,0$	$\leq 6,0$	$\leq 6,0$	
$\leq 2,50$	11,5 ¹⁾²⁾	36	36				–	–	21	–	–	
	15,0 ²⁾	57	57			51	22	–	28	22	–	
	17,5	71	71		67	59	33	–	33	33	–	
	20,0	80	80		77	68	44	–	37	37	–	
	24,0	102	102		92	81	60	41	45	45	41	
	30,0	131	131	130	116	102	83	59	56	56	56	
	36,5	165	165	158	141	124	106	77	68	68	68	
	42,5	195	195	184	164	144	127	93	80	80	80	
	49,0	228	228	212	189	166	149	110	92	92	92	
$\leq 2,62^5$	11,5 ¹⁾²⁾	34	34				–	–	21	–	–	
	15,0 ²⁾	56	56			51	19	–	28	19	–	
	17,5	70	70		67	59	31	–	33	31	–	
	20,0	78	78		77	68	42	–	37	37	–	
	24,0	101	101		92	81	59	39	45	45	39	
	30,0	130	130		116	102	82	57	56	56	56	
	36,5	164	164	158	141	124	105	76	68	68	68	
	42,5	194	194	184	164	144	126	92	80	80	80	
	49,0	227	227	212	189	166	148	109	92	92	92	
$\leq 2,75$	11,5 ¹⁾²⁾	32	32				–	–	21	–	–	
	15,0 ²⁾	54	54			51	16	–	28	16	–	
	17,5	69	69		67	59	29	–	33	29	–	
	20,0	77	77		77	68	40	–	37	37	–	
	24,0	99	99		92	81	57	38	45	45	38	
	30,0	128	128		116	102	80	56	56	56	56	
	36,5	162	162	158	141	124	104	74	68	68	68	
	42,5	193	193	184	164	144	125	91	80	80	80	
	49,0	226	226	212	189	166	147	108	92	92	92	
3,00	24,0	96	–	–	–	–	–	–	45	–	–	
	30,0	125	125		116	102	77	53	56	56	53	
	36,5	160	160	158	141	124	101	72	68	68	68	
	42,5	191	191	184	164	144	123	89	80	80	80	
	49,0	224	224	212	189	166	145	106	92	92	92	

Zwischenwerte dürfen nicht interpoliert werden.

¹⁾ Als einschalige Außenwand nur bei eingeschossigen Garagen und vergleichbaren Bauwerken, die nicht zum dauernden Aufenthalt von Menschen vorgesehen sind. Als Tragschale zweischaliger Außenwände und bei zweischaligen Haustrennwänden bis maximal zwei Vollgeschossen zzgl. ausgebautem Dachgeschoss. Aussteifende Querwände im Abstand $\leq 4,50 \text{ m}$ bzw. Randabstand von einer Öffnung $\leq 2,0 \text{ m}$.

²⁾ Nur für Außenwände: Nutzlast $q_k \leq 3,0 \text{ kN/m}^2$ einschließlich Zuschlag für nichttragende innere Trennwände.

Tabelle 26: Tabellenwerte T für Mauerwerk aus KLB-Steinen, für Mauerwerk $f_k < 1,8 \text{ N/mm}^2$

Lichte Wandhöhe h in m	Wanddicke t in cm	Geschossdecken				Dachdecken	
		a/t = 2/3		a/t = 1/2	a/t = 2/3	a/t = 1/2	
		Deckenspannweite l_f in m					
		≤ 5,0	5,5	6,0	≤ 6,0	≤ 6,0	≤ 6,0
2,50	30,0	83		68	59	56	
	36,5	106	103	82	77	68	
	42,5	127	120	96	93	80	
	49,0	149	138	111	110	92	
2,62 ⁵	30,0	82		68	57	56	
	36,5	105	103	82	76	68	
	42,5	126	120	96	92	80	
	49,0	148	138	111	109	92	
2,75	30,0	80		68	56	56	
	36,5	104	103	82	74	68	
	42,5	125	120	96	91	80	
	49,0	147	138	111	108	92	
3,00	30,0	77		68	53	56	53
	36,5	101		82	72	68	
	42,5	123	120	96	89	80	
	49,0	145	138	111	106	92	

Zwischenwerte dürfen nicht interpoliert werden.

Tabelle 27: Bemessungswert der Wandtragfähigkeit n_{Rd} in kN/m am Wandkopf für Innen- und Außenwände, Mauerwerk aus KLBQUADRO-Planelementen nach Z-17.1-852.

Lichte Wandhöhe h in m	Wanddicke t in cm	Wand als Endauflager mit a = t					Deckenspannweite l_f in m	Innenwand
		Decke im Regelgeschoss				Decke mit geringen Auflasten (z.B. Dachdecke)		
		≤ 5,0	5,25	5,5	5,75	≤ 6,0		
≤ 2,50	11,5 ¹⁾	359					217	359
	15,0	569			534	498	283	570
	17,5	711	705	664	623	582	330	711
	24,0	1015	968	911	854	798	452	1015
≤ 2,62 ⁵	11,5 ¹⁾	339					217	339
	15,0	555			533	498	283	555
	17,5	698		663	622	581	330	698
	24,0	1001	967	910	853	797	452	1001
≤ 2,75	11,5 ¹⁾	318					217	318
	15,0	539			533	497	283	539
	17,5	684		663	622	580	330	684
	24,0	987	966	909	853	796	452	987

Zwischenwerte dürfen nicht interpoliert werden.

¹⁾ Als einschalige Außenwand nur bei eingeschossigen Garagen und vergleichbaren Bauwerken, die nicht zum dauernden Aufenthalt von Menschen vorgesehen sind. Als Tragschale zweischaliger Außenwände und bei zweischaligen Haustrennwänden bis maximal zwei Vollgeschossen zzgl. ausgebautem Dachgeschoss. Aussteifende Querwände im Abstand ≤ 4,50 m bzw. Randabstand von einer Öffnung ≤ 2,0 m.

5.7 Nicht tragende Wände

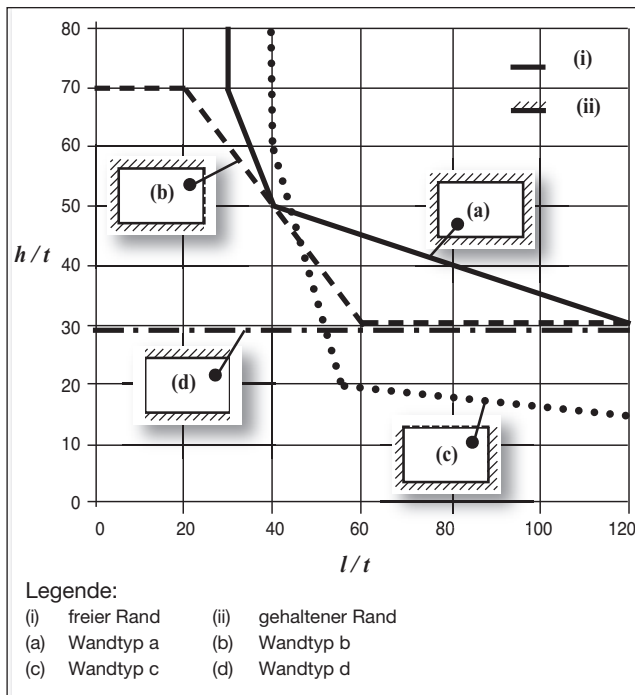
5.7.1 Nicht tragende Innenwände (Anhang B von DIN EN 1996-3)

Anhang B von DIN EN 1996-3 enthält ein Diagramm, siehe Bild 3, aus dem die zulässigen Abmessungen für zwei-, drei- und vierseitig gehaltene nicht tragende Innenwände entnommen werden können. Auf der Ordinate ist der Verhältnswert Wandhöhe zu Wanddicke h/t und auf der Abszisse der Verhältnswert Wandlänge zu Wanddicke l/t aufgetragen. Als Grenzwerte sind allgemein einzuhalten:

$$t \geq 115 \text{ mm} \quad h \leq 6,0 \text{ m} \quad l \leq 12,0 \text{ m}$$

Das Diagramm gilt für Wände, bei denen eine horizontale Nutzlast von 0,5 kN/m nicht überschritten wird und ist damit nur bei Gebäuden mit geringen Menschenansammlungen anwendbar (Einbaubereich 1 nach DIN 4103). Für den Einbaubereich II und bei dünneren Wanddicken $t < 115 \text{ mm}$ ist auf DIN 4103 zurückzugreifen.

Bild 8: Mindestdicke und Grenzabmessungen für nicht tragende innere Trennwände.



5.7.2 Nicht tragende Außenwände (Ausfachungswände nach Anhang C von DIN EN 1996-3/NA)

Nicht tragende Außenwände in Fachwerk-, Skelett- oder Schottensystemen werden lediglich durch ihr Eigengewicht und einseitig durch Wind beansprucht. Da eine Zugfestigkeit des Mauerwerks senkrecht zur Lagerfuge nicht berücksichtigt werden darf, können diese Wände rechnerisch nicht nachgewiesen werden.

Im nationalen Anhang NA.C zur DIN EN 1996-3 ist deshalb eine Tabelle mit Größtwerten zulässiger Ausfachungsflächen angegeben, siehe Tabelle 28. Bei Zwischenwerten des Wandseitenverhältnisses darf linear interpoliert werden. Ausfachungsflächen müssen vierseitig z. B. durch Verzahnung, Versatz oder Anker gehalten sein. Das Mauerwerk ist aus Steinen mindestens der Festigkeitsklasse 4 mit Normalmörtel mindestens der Gruppe IIa oder mit Dünnbettmörtel herzustellen.

Tabelle 28: Zulässige Größtwerte der Ausfachungsfläche in m^2 nicht tragender Außenwände bei verschiedenen Einbauhöhen H über Gelände in Abhängigkeit von der Wanddicke t und dem Verhältnis von Wandhöhe zu -länge h_i/l_i

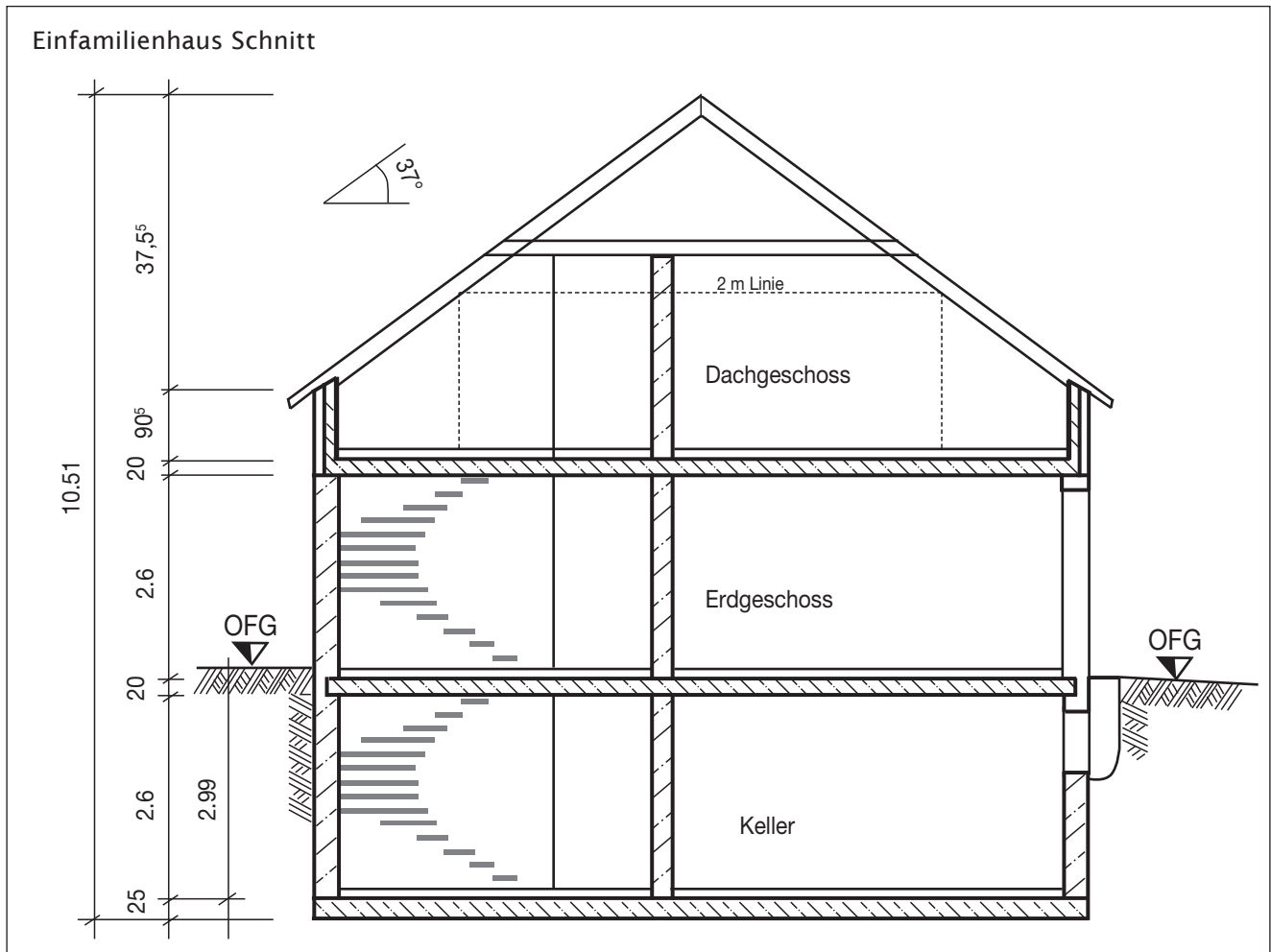
t mm	$h_i/l_i \leq 0,5$ $h_i/l_i \geq 2,0$	$h_i/l_i = 1,0$
H = 0 bis 8 m		
115 ^{1) 2)}	8	12
150 ¹⁾	8	12
175	14	20
240	25	36
≥ 300	33	50
H = 8 bis 20 m ²⁾		
115	–	–
150	5	8
175	9	13
240	16	23
≥ 300	23	35

¹⁾ Bei Steinen mindestens der Festigkeitsklasse 12 dürfen die zulässigen Ausfachungsflächen um 1/3 vergrößert werden.

²⁾ In Windlastzone 4 nur im Binnenland zulässig.

5.8 Bemessungsbeispiele

5.8.1 Einfamilienhaus



Das Gebäude soll in den Außenwänden mit „Superdämmblöcken SW1“ hergestellt werden. Die Nachweise werden hier – anders als üblich – ausführlicher geführt.

Für dieses Beispiel ist zunächst zu erkennen, dass die Berechnung von N_{Ed} mit dem mittleren Teilsicherheitsbeiwert auf der sicheren Seite liegt++, siehe Tabelle 29.

Mit Hilfe der Faustwerte wird abgeschätzt, bis zu welcher Größe von N_{Ed} „Superdämmblöcke SW1“ 2/DM mit $f_k = 1,5 \text{ N/mm}^2$ bei Außenwänden mit teilauflegender Decke eingesetzt werden können.

$$n_{Ed} = t \cdot f_k / 3,53$$

t mm	365	425	490
n_{Ed} kN/m	155	180	208

Tabelle 29: Einwirkungen auf die einzelnen Wände.

Wand	g_k kN/m	q_k kN/m	$n_{Ed} =$ $1,35g_k + 1,5q_k$ kN/m	$n_{Ed} =$ $1,4(g_k + q_k)$ kN/m
W1	41,7	3,4	61,4	63,1
W2	59,8	21,1	112,4	113,3
W3	48,0	2,2	68,1	70,3
W4	40,6	9,6	69,2	70,3
W5	96,0	30,7	175,7	177,4
W6	52,9	14,3	92,9	94,1
W7	61,3	9,1	96,4	98,6
W8	54,2	9,1	86,8	88,6
W9	24,2	3,0	37,2	38,1
W10	56,2	11,5	93,1	94,8
W11	62,4	10,1	99,4	101,5
W12	64,5	16,9	112,4	114,0
W13	100,4	29,1	179,2	181,3
W14	99,7	28,1	176,7	178,9
W15	57,4	14,7	99,5	100,9
W16	49,1	6,8	76,5	78,3
W17	44,1	8,4	72,1	73,5
W18	21,8	1,0	30,9	31,9
W19	42,7	8,4	70,2	71,5
W20	120,5	35,9	216,5	219,0
W21	99,9	27,7	176,4	178,6

Die Voraussetzungen für das stark vereinfachte Nachweisverfahren sind erfüllt. Damit sind auch die Voraussetzungen für das vereinfachte Nachweisverfahren erfüllt.

Pos. 1: Außenwand W13 mit $n_{Ed}=179,2$ kN/m

Vorbemessung mit Faustwerten.

Teilweise aufliegende Deckenplatte:

$$\text{erf } f_k = 3,53 \cdot n_{Ed} / t$$

t mm	365	425	490
erf f_k N/mm ²	1,73	1,49	1,29

gewählt: abweichend von der ursprünglichen Planung (siehe die Zeichnung) und unter Berücksichtigung des Wärmeschutzes

„Superdämmblöcke SW1“ 2/DM mit $f_k = 1,5$ N/mm²

$$t = 425 \text{ mm}$$

$$a/t = 2/3$$

Stark vereinfachtes Nachweisverfahren

$$\phi = 0,50$$

$$n_{Rd} = 0,50 \cdot 0,85 \cdot 1,5/1,5 \cdot 425 \\ = 180,6 \text{ kN/m} > n_{Ed} = 179,2 \text{ kN/m}$$

Der Nachweis ist gerade erbracht.

Vereinfachtes Nachweisverfahren

$$l_f = 5,2 \text{ m (Annahme: 2-achsig gespannt)}$$

$$\phi_1 = 1,6 - 5,2/5 = 0,56 < 0,9 \cdot 2/3 = 0,60$$

$$\rho_2 = 1,00$$

$$\lambda = 1,00 \cdot 2600/425 = 6,1$$

$$\phi_2 = 0,85 \cdot 2/3 - 0,0011 \cdot 6,1^2 = 0,52$$

$$\phi = 0,52$$

$$n_{Rd} = 0,52 \cdot 0,85 \cdot 1,5/1,5 \cdot 425 \\ = 188 \text{ kN/m} > n_{Ed} = 179,2 \text{ kN/m}$$

Der Nachweis ist erbracht.

Nachweis mit Tabelle 16

Eine Interpolation der Werte ist nicht zulässig. Es wird deshalb der T-Wert für $h = 2,625$ m und für $l_f = 5,5$ m abgelesen. Er ergibt sich zu $T = 120$ mm. Damit wird

$$n_{Rd} = 120 \cdot 1,5 = 180 \text{ kN/m} > n_{Ed}$$

erhalten und der Nachweis ist gerade erbracht.

Pos. 2: Innenwand 20 mit $n_{Ed} = 216,5$ kN/m

Vorbemessung mit Faustwerten.

Voll aufliegende Deckenplatte:

$$\text{erf } f_k = 3,53 \cdot n_{Ed} / t$$

t mm	115	175	240
erf f_k N/mm ²	6,6	4,4	3,2

gewählt:

KLB-Planvollblock 6/DM mit $f_k = 4,3$ N/mm²

$$t = 175 \text{ mm}$$

$$a = t$$

Stark vereinfachtes Nachweisverfahren

$$h = 2,6 \text{ m}$$

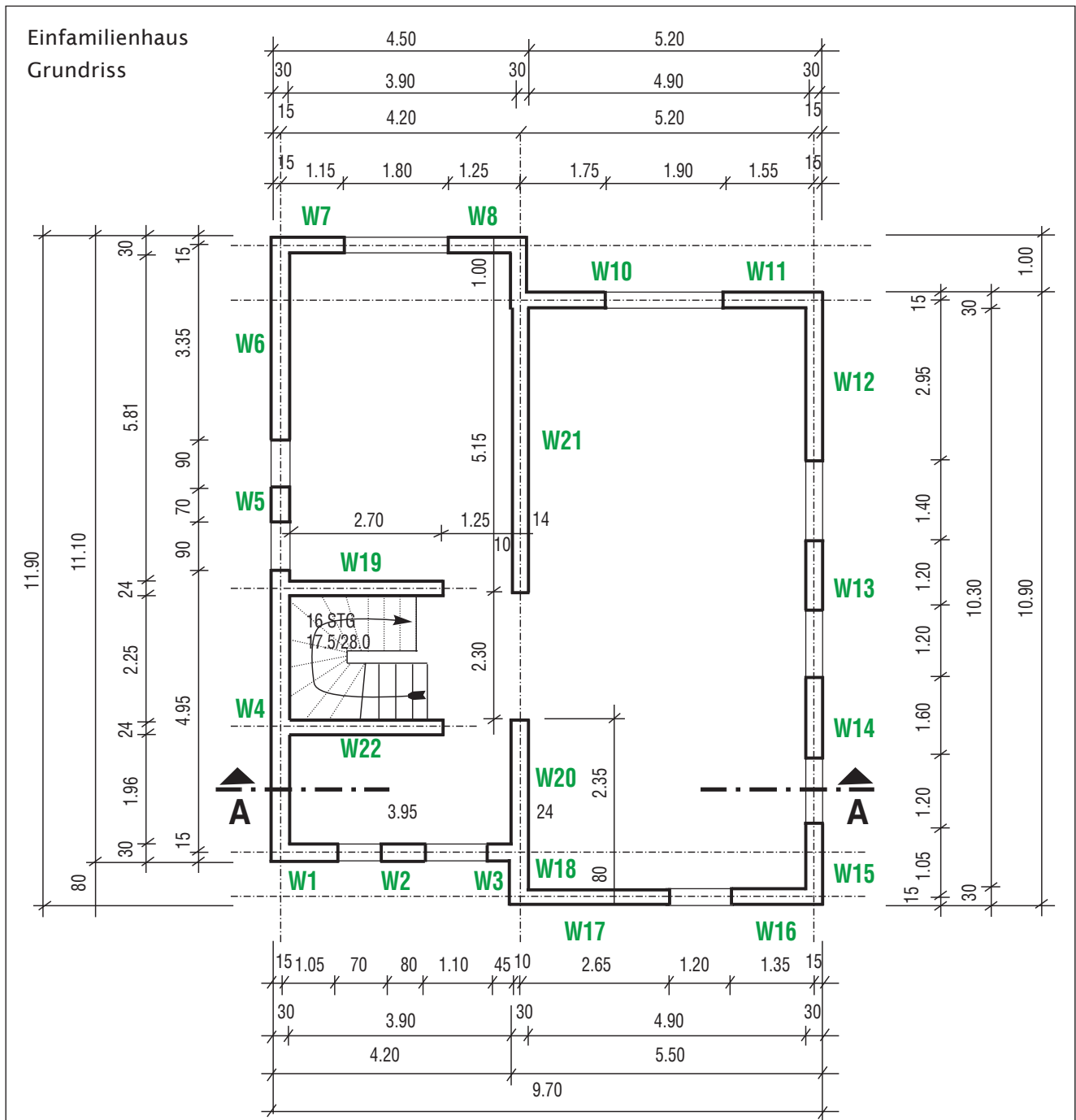
$$\rho_2 = 0,75$$

$$\lambda = 0,75 \cdot 2600/175 = 11,1$$

$$\phi = 0,5$$

$$n_{Rd} = 0,5 \cdot 0,85 \cdot 4,3/1,5 \cdot 175 \\ = 213 \text{ kN/m} \approx n_{Ed} = 216 \text{ kN/m}$$

Der Nachweis ist gerade erbracht.



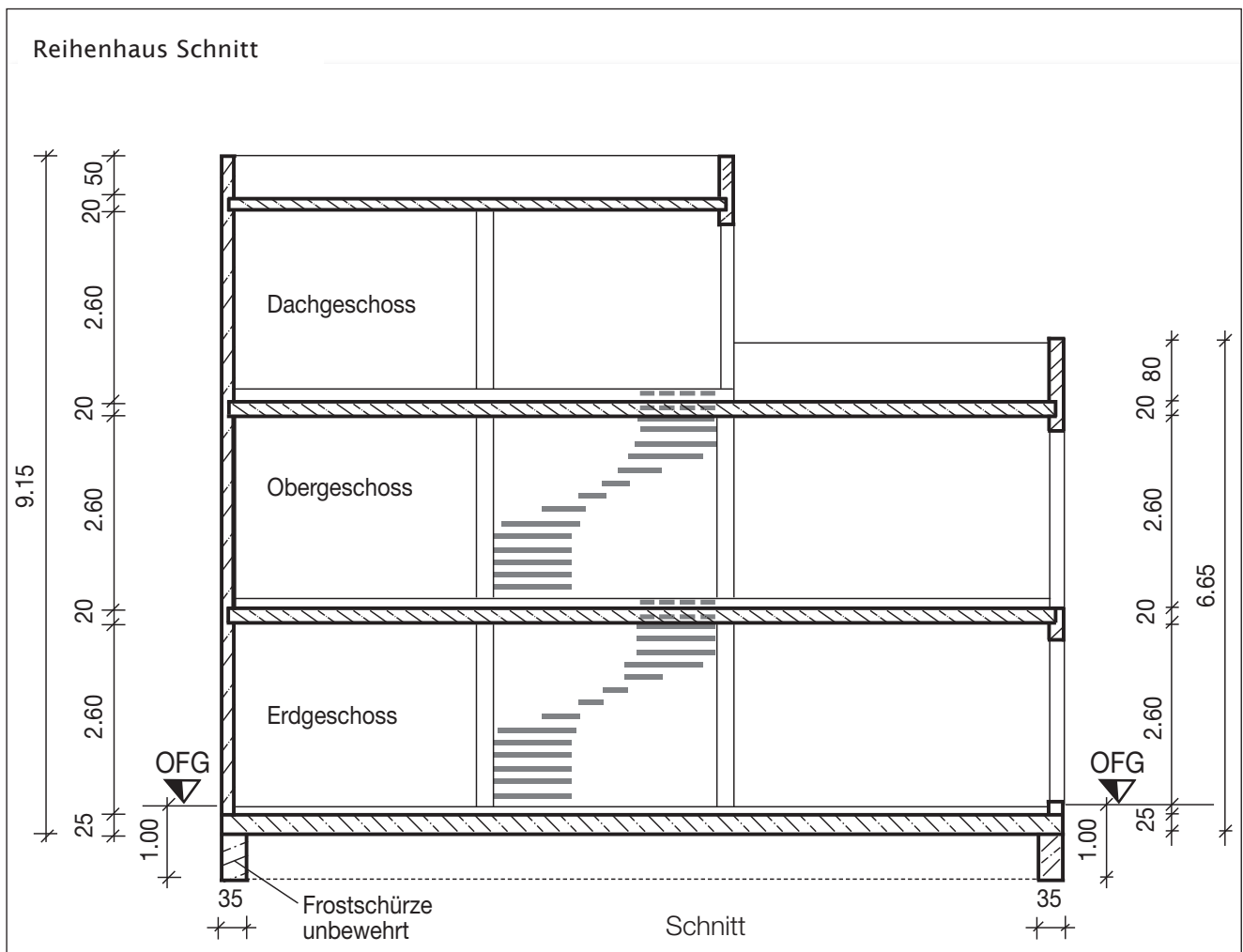
Vereinfachtes Nachweisverfahren

$\phi_1 = 0,9$ für Zwischenaufleger
 $\rho_2 = 0,75$
 $\lambda = 0,75 \cdot 2,6/0,175 = 11,1$
 $\phi_2 = 0,85 \cdot 1 - 0,0011 \cdot 11,1^2 = 0,71 < 0,9$
 $\phi = 0,71$
 $n_{Rd} = 0,71 \cdot 0,85 \cdot 4,3/1,5 \cdot 175$
 $= 303 \text{ kN/m} > n_{Ed} = 216 \text{ kN/m}$

Der Nachweis ist erbracht.

Nachweis mit Tabelle 25

Für $h = 2,625 \text{ m}$ wird $T = 70 \text{ mm}$ erhalten. Damit wird
 $n_{Rd} = 70 \cdot 4,3 = 301 \text{ kN/m} > n_{Ed}$
 erhalten und der Nachweis ist erbracht.



5.8.2 Reihenhaus

Pos. 1: Außenwand W3

$$g_k = 128,9 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 39,7 \text{ kN/m}$$

$$n_{Ed} = 1,4 \cdot (128,9 + 39,7) = 236 \text{ kN/m}$$

Einschalige Außenwand mit teilaufligender Decke

Vorbemessung mit Faustwerten

$$\text{erf } f_k = 3,53 \cdot n_{Ed} / t$$

t mm	300	365	425
erf f_k N/mm ²	2,78	2,28	1,96

gewählt:

Superdämmblöcke SW1 4/DM mit $f_k = 2,7 \text{ N/mm}^2$

$$t = 365 \text{ mm}$$

$$a/t = 2/3$$

$$a = 243 \text{ mm}$$

Stark vereinfachtes Nachweisverfahren

$$\phi = 0,50$$

$$n_{Rd} = 0,50 \cdot 0,85 \cdot 2,7/1,5 \cdot 365$$

$$= 279 \text{ kN/m} > 236 \text{ kN/m}$$

Der Nachweis ist erbracht.

Vereinfachtes Nachweisverfahren

$$l_f = 1,0 \text{ m (Decke spannt parallel zur Wand)}$$

$$\phi_1 = 1,6 - 1,0/6 = 1,43 > 0,9 \cdot 2/3 = 0,59$$

$$\rho_2 = 1,00$$

$$\lambda = 1,00 \cdot 2600/365 = 7,1$$

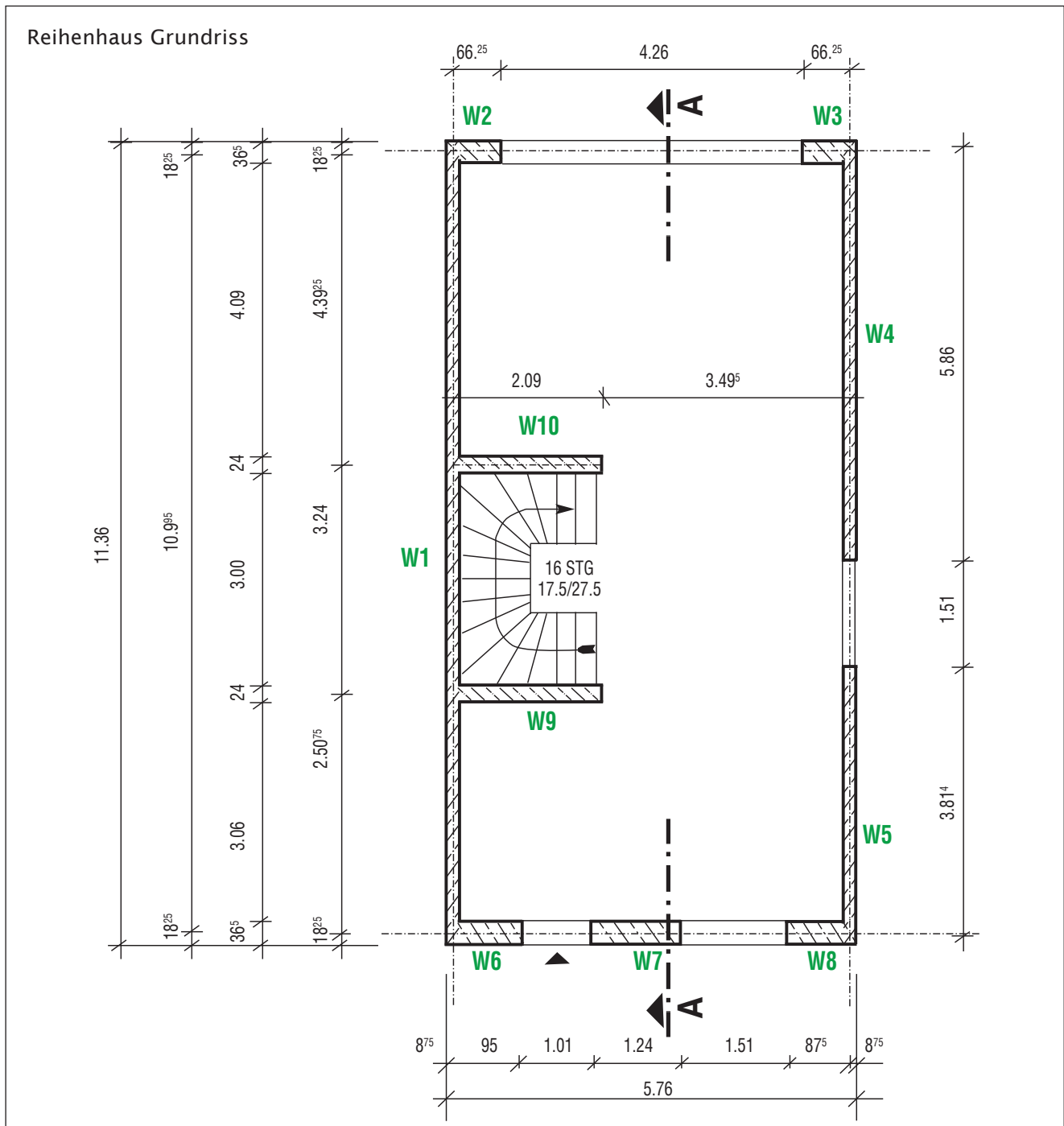
$$\phi_2 = 0,85 \cdot 2/3 - 0,0011 \cdot 7,1^2 = 0,51$$

$$\phi = 0,51$$

$$n_{Rd} = 0,51 \cdot 0,85 \cdot 2,7/1,5 \cdot 365$$

$$= 285 \text{ kN/m} > 236 \text{ kN/m}$$

Der Nachweis ist erbracht = Reserve.



Die Reserve wird genutzt zur Reduzierung des Deckenaufagers. Die Deckenauflagertiefe kann auf 220 mm reduziert werden:

$$a = 220 \text{ mm}$$

$$a/t = 220/365 = 0,60 > 0,50$$

$$\phi_2 = 0,85 \cdot 0,60 - 0,0011 \cdot 7,1^2 = 0,45$$

$$\begin{aligned} n_{Rd} &= 0,45 \cdot 0,85 \cdot 2,7/1,5 \cdot 365 \\ &= 251 \text{ kN/m} > 236 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Der Nachweis ist erbracht.

Nachweis mit Tabelle 25

Für $h = 2,625$ m und $a/t = 2/3$ wird $T = 105$ mm erhalten. Damit wird

$$n_{Rd} = 105 \cdot 2,7 = 284 \text{ kN/m} > n_{Ed}$$

erhalten und der Nachweis ist erbracht.

Demgegenüber gelingt der Nachweis bei $a/t = 1/2$ für den Fall, dass die Reserve ausgenutzt werden soll, nicht. Es wird $T = 76$ mm abgelesen und damit wird

$$n_{Rd} = 76 \cdot 2,7 = 205 \text{ kN/m} < n_{Ed}$$

erhalten, was nicht ausreichend ist.

Pos. 2: Treppenhauswand W9

$$g_k = 126,8 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 34,4 \text{ kN/m}$$

$$n_{Ed} = 1,4 \cdot (126,8 + 34,4) = 226 \text{ kN/m}$$

Voll aufliegende Deckenplatte.

Vorbemessung mit Faustwerten

$$\text{erf } f_k = 3,53 \cdot n_{Ed} / t$$

t mm	175	240
erf f_k N/mm ²	4,6	3,3

gewählt:

Planvollblöcke 6/DM mit $f_k = 4,3$ N/mm²

$$t = 175 \text{ mm}$$

$$a = t$$

Stark vereinfachtes Nachweisverfahren

$$\rho_2 = 0,75$$

$$\lambda = 0,75 \cdot 2600/175 = 11,1$$

$$\phi = 0,5$$

$$n_{Rd} = 0,5 \cdot 0,85 \cdot 4,3/1,5 \cdot 175 \\ = 213 \text{ kN/m} < 226 \text{ kN/m}$$

Der Nachweis ist nicht erbracht.

Vereinfachtes Nachweisverfahren

$$l_f = 2,508 \text{ m}$$

$$\phi_1 = 1,6 - 2,508/6 = 1,182 > 0,9 \cdot 1,00 = 0,90$$

$$\rho_2 = 0,75$$

$$\lambda = 0,75 \cdot 2600/175 = 11,1$$

$$\phi_2 = 0,85 \cdot 1,00 - 0,0011 \cdot 11,12 = 0,71$$

$$\phi = 0,71$$

$$n_{Rd} = 0,71 \cdot 0,85 \cdot 4,3/1,5 \cdot 175 \\ = 303 \text{ kN/m} > 226 \text{ kN/m}$$

Der Nachweis ist erbracht.

Nachweis mit Tabelle 25

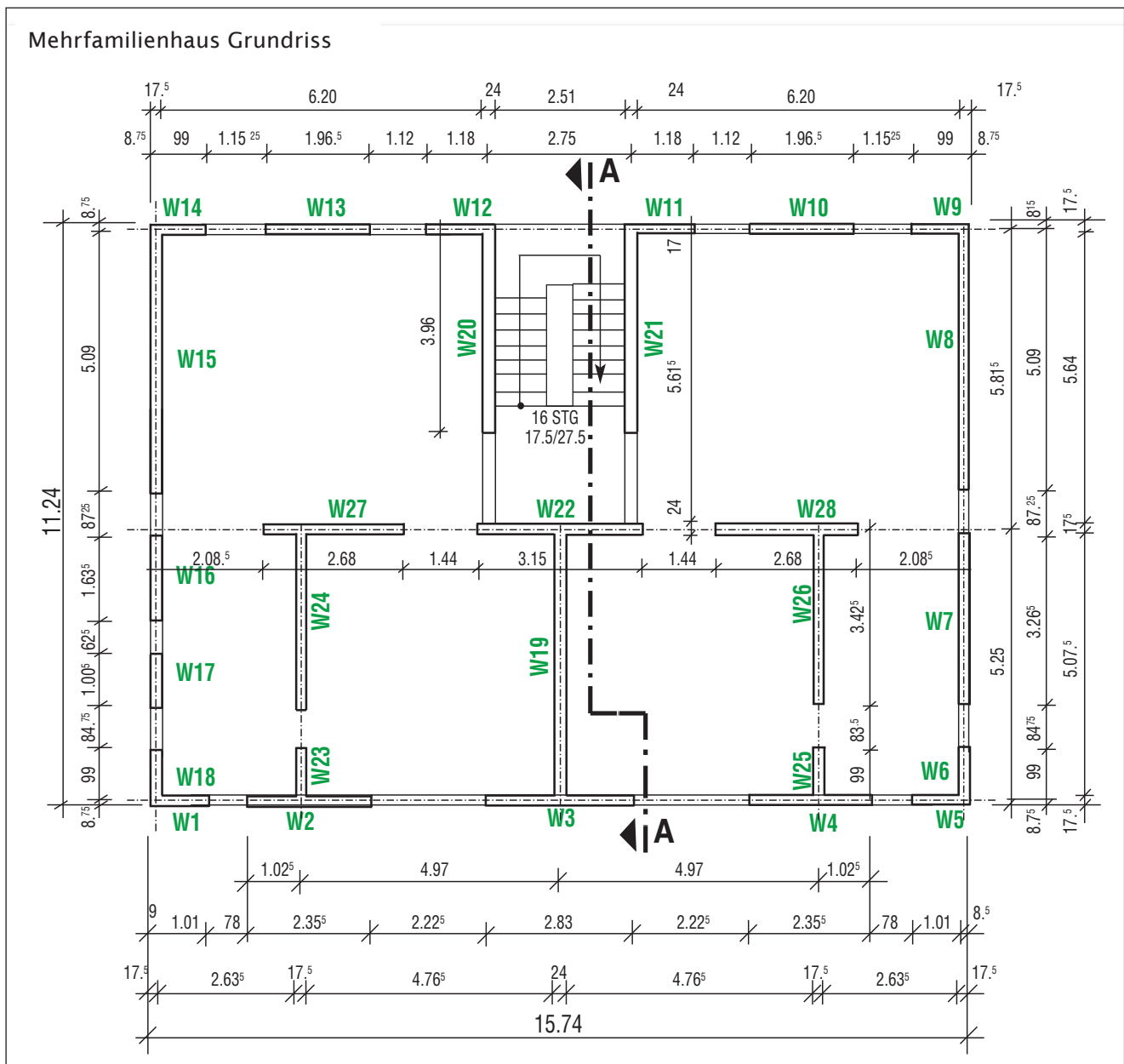
Für $h = 2,625$ m wird $T = 70$ mm erhalten.

Damit ergibt sich

$$n_{Rd} = 70 \cdot 4,3 = 301 \text{ kN/m} > n_{Ed}$$

und der Nachweis ist erbracht.

5.8.3 Mehrfamilienhaus



Die Voraussetzungen zur Anwendung des stark vereinfachten Nachweisverfahrens sind nicht erfüllt. Da die Faustwerte auf diesem Verfahren beruhen, haben sie bei diesem Objekt keine Grundlage. Beides wird hier jedoch für die Vorbemessung verwendet.

Das vereinfachte Nachweisverfahren kann angewendet werden. Die Voraussetzungen hierfür sind erfüllt.

Pos. 1: Außenwand W13

$$g_k = 231,3 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 49,9 \text{ kN/m}$$

$$n_{Ed} = 1,4 \cdot (231,3 + 49,9) = 394 \text{ kN/m}$$

Einschaliges Mauerwerk mit WDVS, voll aufliegende Deckenplatte.

Vorbemessung mit Faustwerten

$$\text{erf } f_k = 3,53 \cdot n_{Ed} / t$$

t mm	175	240
erf f_k N/mm ²	7,9	5,8

gewählt:

KLBQUADRO Vbl PE 12/DM mit $f_k = 6,9 \text{ N/mm}^2$

$$t = 175 \text{ mm}$$

$$a = t$$

Vorbemessung mit dem stark vereinfachten Nachweisverfahren

$$\rho_2 = 0,75$$

$$\lambda = 0,75 \cdot 2600/175 = 11,1$$

$$\phi = 0,5$$

$$\begin{aligned} n_{Rd} &= 0,5 \cdot 0,85 \cdot 6,9/1,5 \cdot 175 \\ &= 342 \text{ kN/m} < 394 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Die Vorbemessung erfüllt nicht die Anforderungen.

Nachweis mit dem vereinfachten Verfahren

$$l_f = 5,815 \text{ m (Decke zweiachsig gespannt)}$$

$$\phi_1 = 1,6 - 5,815/6 = 0,63 < 0,9 \cdot 1,00$$

$$\rho_2 = 0,75$$

$$\lambda = 0,75 \cdot 2600/175 = 11,1$$

$$\phi_2 = 0,85 \cdot 1,00 - 0,0011 \cdot 11,1^2 = 0,71$$

$$\phi = 0,63$$

$$\begin{aligned} n_{Rd} &= 0,63 \cdot 0,85 \cdot 6,9/1,5 \cdot 175 \\ &= 431 \text{ kN/m} > 394 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Der Nachweis ist erbracht.

Nachweis mit Tabelle 25

Da Zwischenwerte nicht interpoliert werden dürfen ist T für $l_f = 6,0 \text{ m}$ und $h = 2,625 \text{ m}$ abzulesen.

$$T = 59 \text{ mm}$$

$$n_{Rd} = 59 \cdot 6,9 = 407 \text{ kN/m} > 394 \text{ kN/m}$$

Der Nachweis ist erbracht.

Pos. 2: Innenwand W27

$$g_k = 370,7 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 101,3 \text{ kN/m}$$

$$n_{Ed} = 1,4 \cdot (370,7 + 101,3) = 661 \text{ kN/m}$$

Einschaliges Mauerwerk, voll aufliegende Deckenplatte.

Vorbemessung mit Faustwerten

$$\text{erf } f_k = 3,53 \cdot n_{Ed} / t$$

t mm	175	240
erf f_k N/mm ²	13,3	9,7

gewählt:

$$\text{KLBQUADRO Vbl PE 20/DM mit } f_k = 10,0 \text{ N/mm}^2$$

$$t = 240 \text{ mm}$$

$$a = t$$

Vorbemessung mit dem stark vereinfachten Nachweisverfahren

$$\rho_2 = 0,90$$

$$\lambda = 0,90 \cdot 2600/240 = 9,8$$

$$\phi = 0,5$$

$$\begin{aligned} n_{Rd} &= 0,5 \cdot 0,85 \cdot 10,0/1,5 \cdot 240 \\ &= 680 \text{ kN/m} > 661 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Die Vorbemessung erfüllt gerade die Anforderungen.

Nachweis mit dem vereinfachten Verfahren

$$\phi_1 = 0,9 \text{ für Zwischenaufleger}$$

$$\rho_2 = 0,90$$

$$\lambda = 0,90 \cdot 2600/240 = 9,8$$

$$\phi_2 = 0,85 \cdot 1,00 - 0,0011 \cdot 9,8^2 = 0,74$$

$$\phi = 0,74$$

$$\begin{aligned} n_{Rd} &= 0,74 \cdot 0,85 \cdot 10,0/1,5 \cdot 240 \\ &= 1006 \text{ kN/m} > 661 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Der Nachweis ist erbracht.

Nachweis mit Tabelle 27

Bei $h = 2,625 \text{ m}$ kann aus Tabelle 27 unmittelbar die Tragfähigkeit zu

$$n_{Rd} = 1001 \text{ kN/m} > 661 \text{ kN/m}$$

abgelesen werden.

Auch hier ist die Anforderung erfüllt.

Nachweis mit Tabelle 25

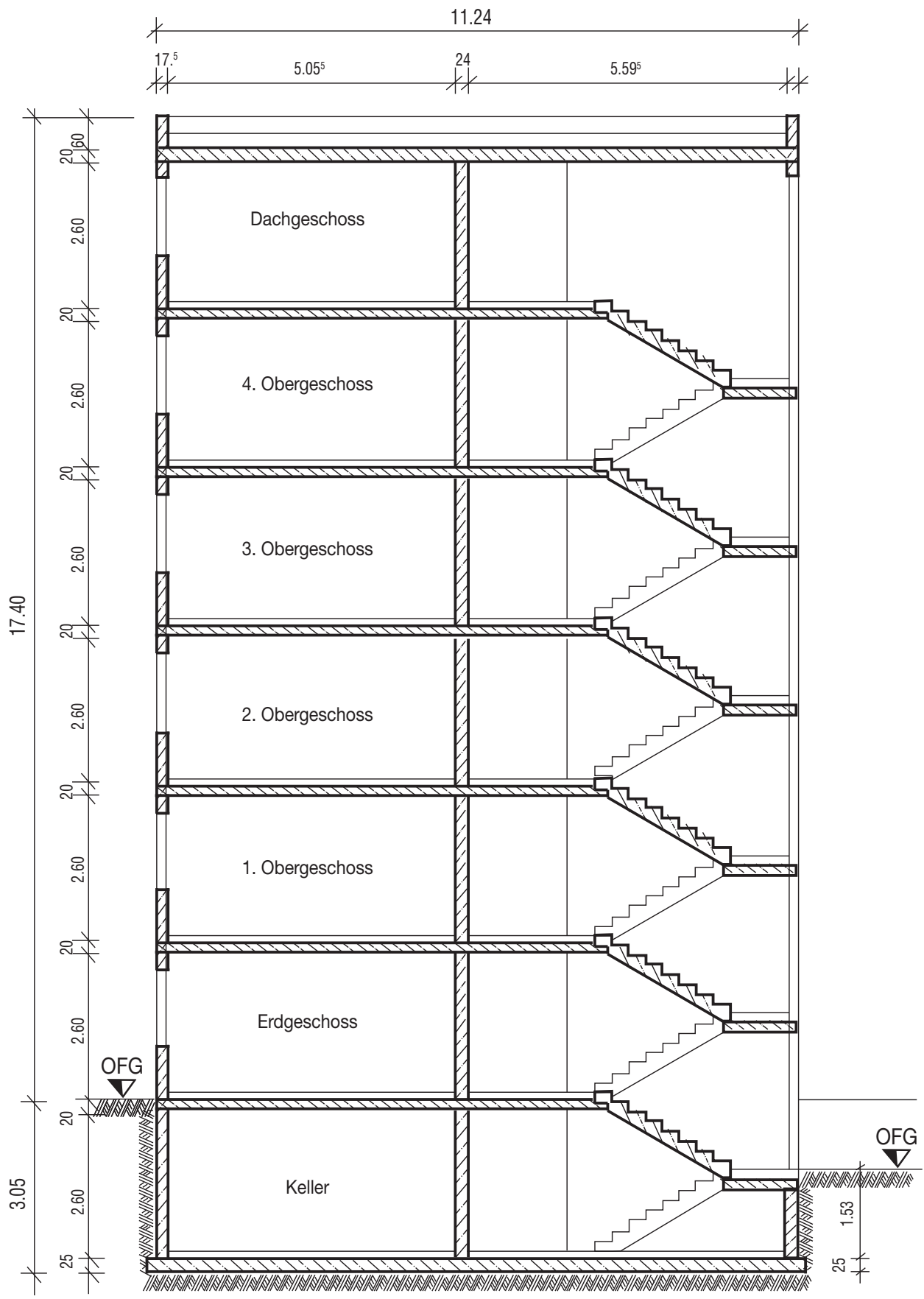
Da Zwischenwerte nicht interpoliert werden dürfen ist T für $h = 2,625 \text{ m}$ abzulesen.

$$T = 101 \text{ mm}$$

$$n_{Rd} = 101 \cdot 10,0 = 1010 \text{ kN/m} > 661 \text{ kN/m}$$

Der Nachweis ist erbracht.

Mehrfamilienhaus Schnitt



6. Bemessung von unbewehrtem Mauerwerk mit dem genaueren Nachweisverfahren nach DIN EN 1996-1-1/NA

6.1 Nachweisformat

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss der Bemessungswert der einwirkenden Last N_{Ed} einer vertikal beanspruchten Wand kleiner oder gleich dem Bemessungswert des Tragwiderstandes N_{Rd} sein:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (\text{Gl. 30})$$

6.2 Schnittgrößenermittlung

6.2.1 Momente am Wand-Decken-Knoten

Alternativ zu einer Rahmenrechnung darf die Ermittlung der Knotenmomente infolge der Deckenverdrehung mit dem Verfahren nach DIN EN 1991-1/NA Anhang C (siehe Bild 9) erfolgen:

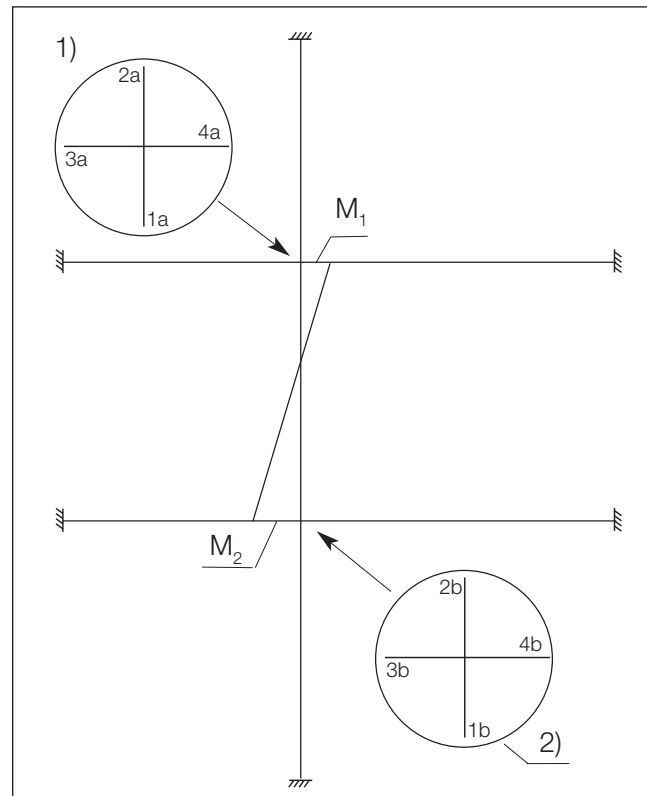
$$M_{1,2} = \frac{\frac{n_{1,2} E_{1,2} I_{1,2}}{h_{1,2}} \left[\frac{q_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{q_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right]}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \quad (\text{Gl. 31})$$

- n_i Steifigkeitsfaktor der Stäbe
 Stab an beiden Enden eingespannt: $n = 4$
 in allen anderen Fällen: $n = 3$
- E_i Elastizitätsmodul der Stäbe
- I_i Trägheitsmomente der Stäbe: Für Wände mit nur teilweise aufliegender Deckenplatte darf vereinfachend für die Wanddicke die Deckenauflagertiefe a angesetzt werden.
- h_1 die lichte Höhe des Stabes 1
 h_2 die lichte Höhe des Stabes 2
 l_3 die lichte Spannweite des Stabes 3
 l_4 die lichte Spannweite des Stabes 4
 q_3 die gleichmäßig verteilte Bemessungslast des Stabes 3
 q_4 die gleichmäßig verteilte Bemessungslast des Stabes 4

Bei der Berechnung des Wand-Decken-Knotens dürfen die ständigen Lasten (G) in allen Deckenfeldern und allen Geschossen mit dem gleichen Teilsicherheitsbeiwert γ_G multipliziert werden und die halbe Nutzlast darf wie eine ständige wirkende Last (jedoch mit $\gamma_Q = 1,50$) angesetzt werden.

Bei nur teilweise aufliegenden Deckenplatten darf vereinfachend die Berechnung der Ausmitte an einem System mit einer ideellen Wanddicke, die gleich der Deckenauflagertiefe a ist, erfolgen. Bei der Nachweisführung in Wandmitte am Gesamtquerschnitt vergrößert sich die Ausmitte entsprechend um $(t - a) / 2$. In diesem Fall darf bei der vereinfachten Nachweisführung am Wandkopf und -fuß nur der Bereich der Deckenauflagerung herangezogen werden.

Bild 9: Vereinfachtes Rahmenmodell.



Anmerkung 1: Das Biegemoment M_1 wird am Rahmen a und das Biegemoment M_2 am Rahmen b ermittelt.

Anmerkung 2: Bei zweiachsig gespannten Decken (mit Spannweitenverhältnissen bis 1:2 darf als Spannweite zur Ermittlung der Lastexzentrizität $2/3$ der kürzeren Seite eingesetzt werden.

Da sich die Schnittgrößen in der Wand infolge Rißbildung in den Stahlbetondecken reduzieren, dürfen die nach Gl. (31) ermittelten Knotenmomente mit dem Faktor η abgemindert werden.

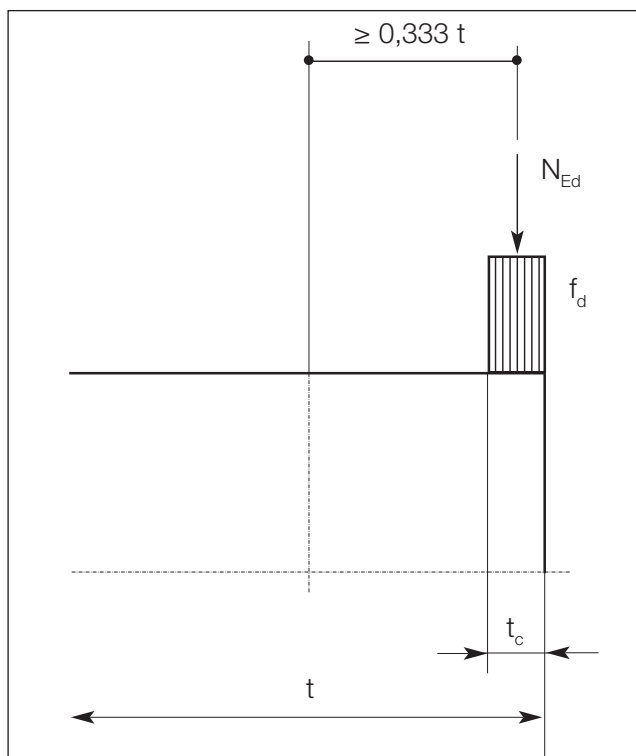
$$\eta = 1 - \frac{k_m}{4} \quad (\text{Gl. 32})$$

$$k_m = \frac{n_3 \frac{E_3 I_3}{l_3} + n_4 \frac{E_4 I_4}{l_4}}{n_1 \frac{E_1 I_1}{h_1} + n_2 \frac{E_2 I_2}{h_2}} \leq 2,0 \quad (\text{Gl. 33})$$

Ist die rechnerische Ausmitte der resultierenden Last aus Decken und darüber befindlichen Geschossen infolge der Knotenmomente am Kopf bzw. Fuß der Wand größer als 1/3 der Wanddicke t , darf die resultierende Last auch vereinfacht über einen am Rand des Querschnittes angeordneten Spannungsblock mit der Ordinate f_d abgetragen werden, dessen Breite höchstens 1/3 der Wanddicke sein darf (Rücksetzregel, siehe Bild 10). Es gilt somit $\Phi = 0,333$.

$$t_c = \text{überdrückte Tiefe} \leq 0,333 \cdot t$$

Bild 10: Ausmitte der Bemessungslast bei Aufnahme mit einem Spannungsblock.



Anmerkung: Bei der Berechnung der Ausmitte nach vorstehendem Absatz können Rissbildungen an der der Last gegenüber liegenden Seite der Wand infolge der dabei entstehenden Deckenverdrehung auftreten. Diesen ist – wenn dies für die Gebrauchstauglichkeit erforderlich ist – durch konstruktive Maßnahmen entgegenzuwirken.

6.2.2 Momente infolge Windbeanspruchung

Die Ermittlung der Windlasten ist in Kapitel 3.3 dargestellt.

Für die Ermittlung der Momente infolge der Windbeanspruchung darf ein statisches System zwischen gelenkig gelagert und starr eingespannt gewählt werden (siehe Bild 11).

6.2.3 Imperfektionen

Die Auswirkungen von möglichen Imperfektionen sollen durch die Annahme einer Schiefstellung des Tragwerkes mit dem Winkel berücksichtigt werden.

$$\nu = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{h_{\text{tot}}}} \quad (\text{Gl. 34})$$

- ν Winkel der Schiefstellung
- h_{tot} Gesamthöhe des Tragwerkes in m

6.2.4 Theorie II. Ordnung

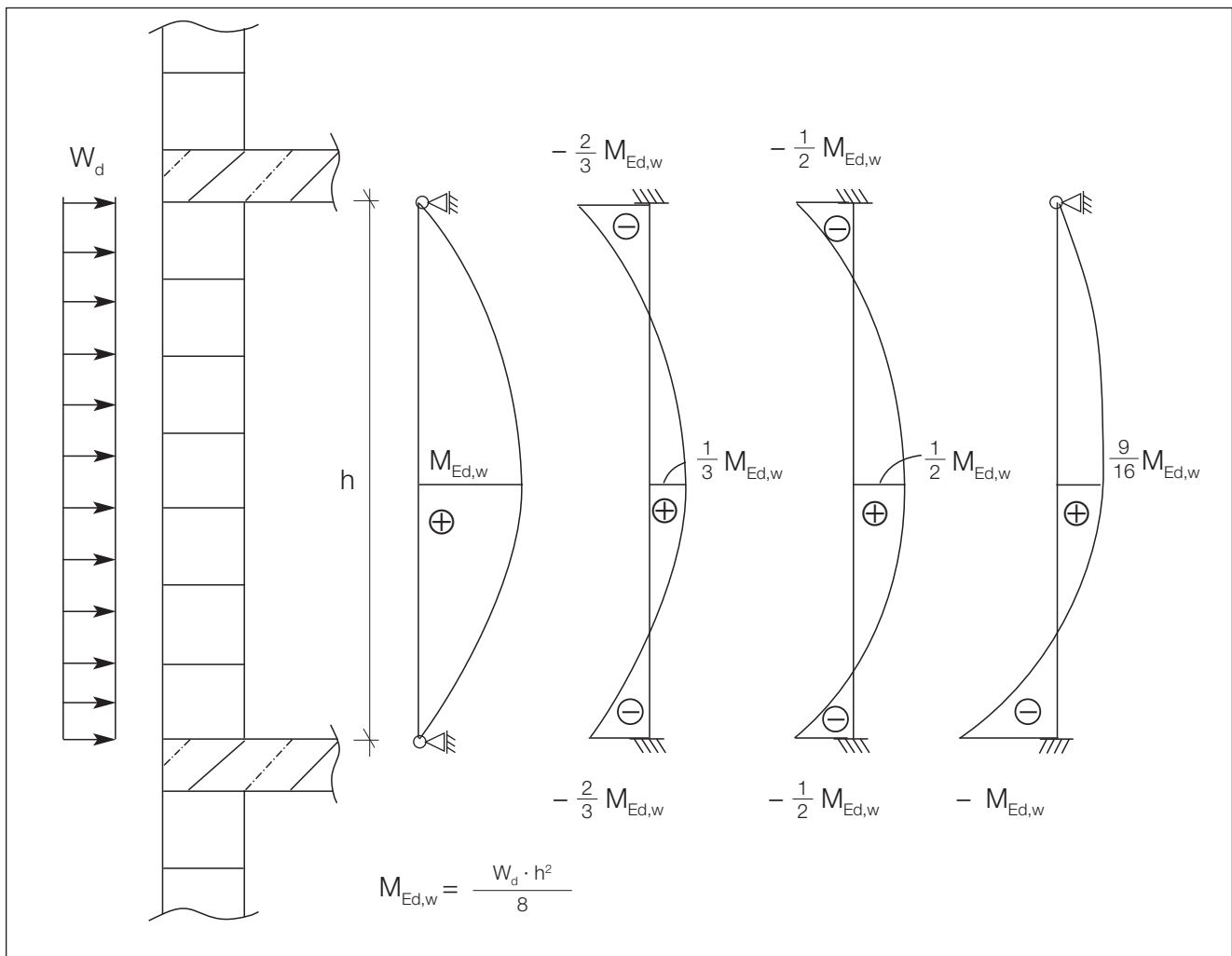
Eine Berücksichtigung der Verformungen des Gesamttragwerkes ist nicht erforderlich, wenn die lotrechten aussteifenden Bauteile in der betrachteten Richtung der Biegebeanspruchung im maßgebenden untersten Schnitt die Bedingungen der folgenden Gleichungen erfüllen:

$$h_{\text{tot}} = \sqrt{\frac{N_{\text{Ed}}}{\sum EI}} \leq \begin{cases} 0,2 + 0,1 \cdot n & \text{für } n < 4 \\ 0,6 & \text{für } n \geq 4 \end{cases} \quad (\text{Gl. 35})$$

- h_{tot} Gesamthöhe des Tragwerkes in m
- N_{Ed} Bemessungswert der vertikalen Einwirkungen (am Fußpunkt des Gebäudes)
- $\sum EI$ Summe der Biegesteifigkeit aller vertikal aussteifenden Bauteile in der maßgebenden Richtung

Anmerkung: Öffnungen in vertikal aussteifenden Elementen mit einer Fläche von weniger als 2 m² und einer Höhe von nicht mehr als 0,6 h dürfen vernachlässigt werden.

- n Anzahl der Geschosse

Bild 11: Möglichkeiten zur Schnittgrößenermittlung infolge Windbeanspruchungen.

6.3 Knicklänge

6.3.1 Zweiseitig gehaltene Wände

Für zweiseitig gehaltene Wände gilt:

$$h_{ef} = \rho_2 \cdot h \quad (\text{Gl. 36})$$

h_{ef} Knicklänge
 ρ_2 Abminderungsbeiwert
 h lichte Geschosshöhe

Für flächig aufgelagerte Massivdecken gilt:

$$\rho_2 = 0,75 \text{ wenn } e \leq t/6 \quad (\text{Gl. 37})$$

$$\rho_2 = 1,00 \text{ wenn } e \geq t/3$$

e planmäßige Ausmitte des Bemessungswertes der Längsnormalkraft am Wandkopf (Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden)

Eine Abminderung der Knicklänge mit $\rho_2 < 1,0$ ist jedoch nur zulässig, wenn folgende erforderliche Auflagertiefen a gegeben sind:

$$t < 125 \text{ mm } a \geq 100 \text{ mm} \quad (\text{Gl. 38})$$

$$t \geq 125 \text{ mm } a \geq 2/3 \cdot t$$

6.3.2 Drei- oder vierseitig gehaltene Wände

Die Knicklänge für drei- oder vierseitig gehaltene Wände kann mit Gleichung (20) oder (21) gemäß Kapitel 5.4.3 oder 5.4.4 ermittelt werden.

6.4 Ermittlung des vertikalen Tragwiderstandes

Der Bemessungswert des Tragwiderstandes N_{Rd} beträgt:

$$N_{Rd} = \Phi_i \cdot f_d \cdot A \quad (\text{Gl. 39})$$

Dabei ist:

- Φ_i Traglastfaktor nach Kapitel 6.4.1 und 6.4.2
- f_d Bemessungswert der Druckfestigkeit des Mauerwerks nach Abschnitt 2.2

Hinweis: Wenn der Wandquerschnitt kleiner als 0,1 m² ist, muss der Bemessungswert der Mauerwerksdruckfestigkeit f_d mit dem Faktor $(0,7 + 3 A)$ reduziert werden. Dabei ist A die Bruttoquerschnittsfläche des Wandabschnittes in m².

6.4.1 Traglastfaktor am Wandkopf und -fuß

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} \quad (\text{Gl. 40})$$

Dabei ist e_i die Lastexzentrizität e am Wandkopf bzw. -fuß.

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} \geq 0,05 \cdot t \quad (\text{Gl. 41})$$

- M_{id} Bemessungswert des Biegemomentes am Wandkopf bzw. -fuß
- N_{id} Bemessungswert der Vertikalkraft am Wandkopf bzw. -fuß
- e_{he} Ausmitte am Kopf oder Fuß der Wand infolge horizontaler Lasten (z. B. Wind)

6.4.2 Traglastfaktor in halber Wandhöhe

$$\Phi_m = 1,14 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t} \right) - 0,024 \cdot \frac{h_{ef} \leq t}{t} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t} \right) \quad (\text{Gl. 42})$$

e_{mk} Ausmitte der Last in halber Wandhöhe

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 \cdot t \quad (\text{Gl. 43})$$

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} + e_{init} \quad (\text{Gl. 44})$$

$$e_k = 0,002 \cdot \phi_\infty \cdot \frac{h_{ef}}{t} \cdot \sqrt{t \cdot e_m} \quad (\text{Gl. 45})$$

- e_m Ausmitte infolge der Lasten in halber Wandhöhe
- e_k Ausmitte infolge Kriechen
- M_{md} Bemessungswert der einwirkenden Biegemomente in halber Wandhöhe
- N_{md} Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft in halber Wandhöhe
- e_{hm} Ausmitte in halber Wandhöhe infolge horizontaler Lasten (z.B. Wind)
- e_{init} ungewollte Ausmitte mit dem Vorzeichen, mit dem der absolute Wert für e_i erhöht wird
- ϕ_∞ Endkriechzahl (Tabelle 30)

Für Wände mit Schlankheiten von $h_{ef} / t \leq \lambda_c$ darf die Ausmitte infolge Kriechens e_k vernachlässigt werden.

Tabelle 30: Grenzschlankheit und Endkriechzahl in Abhängigkeit der Mauersteinart.

Mauersteinart	Grenzschlankheit λ_c	Endkriechzahl Φ_∞
Betonsteine	15	1,0
Leichtbetonsteine	10	2,0

6.4.3 Traglastfaktor bei Beanspruchung in Scheibenrichtung

Bei Beanspruchung in Scheibenrichtung (z. B. Aussteifungsscheiben) beträgt der Traglastfaktor:

$$\Phi = 1 - 2 \cdot \frac{e_w}{l} \quad (\text{Gl. 46})$$

- e_w Exzentrizität der einwirkenden Normalkraft in Wandlängsrichtung
- l Länge der Wandscheibe

$$e_w = \frac{M_{Ewd}}{N_{Ed}} \quad (\text{Gl. 47})$$

- M_{Ewd} Bemessungswert des in Wandlängsrichtung einwirkenden größten Biegemoments
- N_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft (i. d. R. mit $\gamma_G = 1,0$)

6.4.4 Traglastfaktor bei kombinierter Beanspruchung

Bei einer kombinierten Beanspruchung aus Biegung um die starke Achse y und Biegung um die schwache Achse z ist der Nachweis der Doppelbiegung an der maßgebenden Stelle zu führen. Vereinfachend dürfen die Traglastsfaktoren Φ multiplikativ kombiniert werden.

$$\Phi = \Phi_y \cdot \Phi_z \quad (\text{Gl. 48})$$

Biegemomente um die starke Achse y dürfen vernachlässigt werden, wenn diese beim Nachweis nach Gl. 48 von untergeordneter Bedeutung sind.

6.5 Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

6.5.1 Nachweisformat

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist für die maßgebende Einwirkungskombination an der zugehörigen Nachweisstelle hinreichende Querkrafttragfähigkeit sicherzustellen:

$$V_{Ed} \leq V_{Rdlt} \quad (\text{Gl. 49})$$

6.5.2 Querkrafttragfähigkeit in Scheibenrichtung, Reibungs- und Steinzugversagen

$$V_{Rdlt} = I_{cal} \cdot f_{vd} \cdot \frac{t}{c} \quad (\text{Gl. 50})$$

V_{Rdlt} Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit

I_{cal} rechnerische Wandlänge für den Nachweis von Wandscheiben unter Windbeanspruchung gilt:

$$I_{cal} = 1,125 \cdot l \text{ bzw. } I_{cal} = 1,333 \cdot I_{c,lin}$$

Der kleinere Wert ist maßgebend.

In allen anderen Fällen $I_{cal} = l$ bzw. $I_{cal} = I_{c,lin}$

f_{vd} rechnerische Mauerwerksschubfestigkeit (Gl. 8)

c Faktor zur Berücksichtigung der Verteilung der Schubspannung

$$c = 1,0 \text{ für } h/l \leq 1,0$$

$$c = 1,5 \text{ für } h/l \geq 2,0$$

Zwischenwerte dürfen interpoliert werden.

$$I_{c,lin} = \frac{3}{2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_w}{l} \right) \cdot l \leq l \quad (\text{Gl. 51})$$

$I_{c,lin}$ überdrückte Länge bei linear-elastischer Spannungsverteilung

e_w Exzentrizität der einwirkenden Normalkraft in Wandlängsrichtung

l Wandlänge

6.5.3 Nachweis der Randdehnung bei Scheibenbeanspruchung

Sofern beim Nachweis des Reibungsversagens nach Kapitel 4.2.1 der Rechenwert der Haftscherfestigkeit in Ansatz gebracht wird, ist bei Windscheiben mit einer Ausmitte $e > l/6$ unter Gebrauchslast ($e = M_{Ek} / \min N_{Ek}$) zusätzlich nachzuweisen, dass die rechnerische Randdehnung aus der Scheibenbeanspruchung auf der Seite der Klaffung für charakteristische Bemessungssituation nach DIN EN 1990 den Wert $\varepsilon_R = 10^{-4}$ nicht überschreitet. Der Elastizitätsmodul für Mauerwerk darf hierfür zu $E = 1000 \cdot f_k$ angenommen werden.

$$\varepsilon_R \leq 10^{-4} \quad (\text{Gl. 52})$$

Die rechnerische Randdehnung ε_R setzt sich wie folgt zusammen:

$$\varepsilon_R = \frac{\sigma_D}{I_{c,lin}} \cdot l - \frac{\sigma_D}{1.000 \cdot f_k} \quad (\text{Gl. 53})$$

$$\sigma_D = \frac{2 \cdot N_{Ek}}{I_{c,lin} \cdot t} \quad (\text{Gl. 54})$$

$$I_{c,lin} = \frac{3}{2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_w}{l} \right) \cdot l \leq l_w \quad (\text{Gl. 55})$$

ε_R rechnerische Randdehnung

ε_D rechnerische Randstauchung

σ_D Kantenpressung mit linear-elastischer Spannungsverteilung

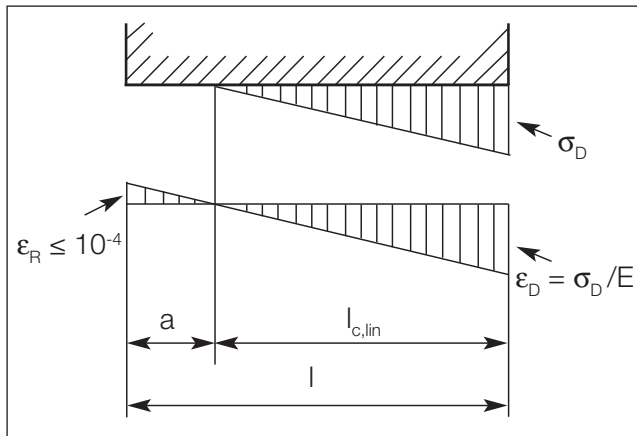
l Länge der Wandscheibe

$I_{c,lin}$ überdrückte Länge der Wandscheibe

e_w Exzentrizität in der charakteristischen Bemessungssituation

N_{Ed} Bemessungswert der Normalkraft in der charakteristischen Bemessungssituation

Bild 12: Begrenzung der Randdehnung bei Windscheiben.



6.5.4 Querkrafttragfähigkeit in Plattenrichtung

Reibungs- und Steinzugversagen:

$$V_{Rdl} = f_{vd} \cdot t_{cal} \cdot \frac{l}{c} \quad (Gl. 56)$$

f_{vd} rechnerische Mauerwerksschubfestigkeit (Gl. 8)

t_{cal} rechnerische Wanddicke. Es gilt für die Fuge am Wandfuß $t_{cal} = t$, bzw. $t_{cal} = 1,25 \cdot t_{c,lin}$. Der kleinere der beiden Werte ist maßgebend. In allen anderen Fällen ist $t_{cal} = t$, bzw. $t_{c,lin}$

l Länge der Wand: bei gleichzeitig kombinierter Beanspruchung (Platten- und Scheibenschub) gilt $l = l_{c,lin}$

c Schubspannungsverteilungsfaktor, hier $c = 1,5$

$$t_{c,lin} = \frac{3}{2} \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e}{t}\right) \cdot t \leq t \quad (Gl. 57)$$

$t_{c,lin}$ überdrückte Dicke der Wandscheibe bei linear-elastischer Spannungsverteilung

e Exzentrizität der einwirkenden Normalkraft (i. d. R. mit $\gamma_G = 1,0$)

t Wanddicke

6.6 Teilflächenbelastetes Mauerwerk

Der Nachweis für teilflächenbelastetes Mauerwerk ist ausschließlich im genaueren Nachweisverfahren geregelt. Nach DIN EN 1996-1-1, Abs. 6.1.3 gilt:

$$N_{Edc} < N_{Rdc}$$

N_{Edc} Bemessungswert der vertikalen Einwirkung

N_{Rdc} Bemessungswert des Tragwiderstandes

Für den Bemessungswert des Tragwiderstands gilt:

$$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d \quad (Gl. 58)$$

Für den Erhöhungsfaktor β gilt bei normativ geregelten Vollsteinen mit einem Lochanteil $\leq 15\%$ und einer Lastausmitte $e \leq t/4$:

$$\beta = \left(1 + 0,3 \cdot \frac{a_1}{h_c}\right) \cdot \left(1,5 - 1,1 \cdot \frac{A_b}{A_{ef}}\right) \cdot \frac{A_b}{A_{ef}} \leq 0,45$$

mit: $1,0 \leq \beta < 1,25 + \frac{a_1}{2h_c}$ und $\beta \leq 1,5$ (Gl. 59)

a_1 Abstand der belasteten Fläche zum nächstgelegenen Rand (vgl. Bild 13)

h_c Höhe der Wand bis zur Ebene der Lasteintragung

A_b belastete Fläche

A_{ef} wirksame Wandfläche, i. Allg. $l_{efm} \cdot t$

l_{efm} Länge der Lastausbreitung in halber Wand- bzw. Pfeilerhöhe

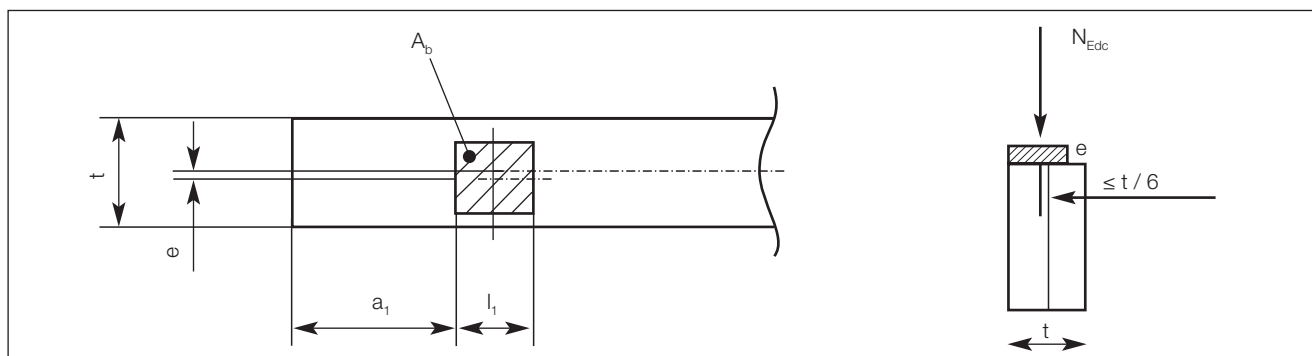
t Wanddicke unter Berücksichtigung von nicht voll vermörtelten Fugen mit einer Tiefe von mehr als 5 mm

Bei Steinen mit einem Lochanteil $> 15\%$ und Lastausmitte quer zur Wand von $e \leq t/6$ gilt für die Bestimmung des Lasterhöhungsfaktors β (vgl. Bild 13):

$$\beta = 1 + 1,0 \cdot \frac{a_1}{l_1} \leq 1,5 \quad \text{mit: } A_b \leq 2 \cdot t^2 \quad (Gl. 60)$$

Bei einer randnahen Einzellast am Wandende mit $a_1 \leq 3 \cdot l_1$ gilt ebenfalls Gl. 59. Bei Randabständen $a > 3 \cdot l_1$ oder bei mehreren Einzellasten mit einem lichten Abstand $a > 6 \cdot l_1$ darf Gl. 58 angewendet werden.

Bild 13: Randnahe Einzellasten.



Bei zulassungsgeregelten KLB-Steinen enthält die jeweilige Zulassung Angaben hinsichtlich des ansetzbaren Erhöhungsfaktors β .

Zusätzlich zum Nachweis der Teilflächenpressung ist stets auch der Knicksicherheitsnachweis in halber Wandhöhe nach Abschnitt 6.4.2 zu führen.

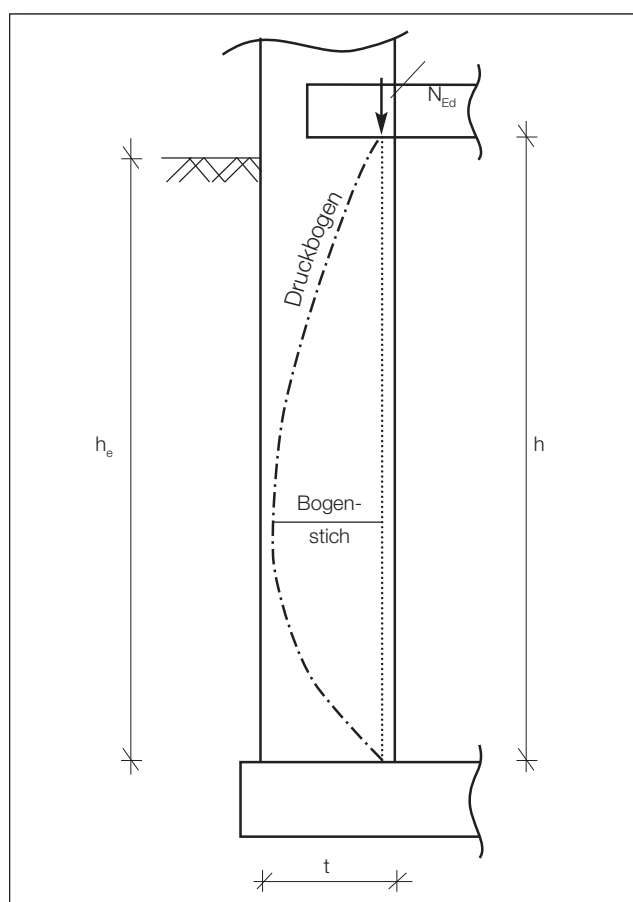
7. Nachweis von Kellerwänden

7.1 Grundlegendes Tragmodell

Die Bemessung von Kellerwänden, die durch horizontal wirkenden Erddruck beansprucht werden, erfolgt üblicherweise mit Hilfe eines Bogenmodells. Dabei wird unterstellt, dass sich innerhalb der Wand ein Druckbogen (siehe Bild 14) ausbildet, dessen Umlenkkräfte der horizontalen Beanspruchung entgegenwirken.

Gleichzeitig wird angenommen, dass die vorhandene vertikale Normalkraft an Wandkopf und -fuß zur Kellerinnenseite gerichtet exzentrisch angreift, während in Wandhöhenmitte die Lastexzentrizität zur Wandaußenseite hin orientiert ist. Beide Exzentrizitäten ergeben zusammen den zur Verfügung stehenden Bogenstich. Die einwirkende Normalkraft in Kombination mit dem zur Verfügung stehenden Bogenstich determiniert das aufnehmbare Moment. Setzt man das aufnehmbare Moment mit dem einwirkenden Biegemoment infolge der Horizontallasten gleich, so kann die erforderliche Mindestauflast, welche nötig ist um die Biegetragfähigkeit sicherzustellen, ermittelt werden.

Bild 14: Druckbogen innerhalb einer Kellerwand.



7.2 Bemessung nach der vereinfachten Berechnungsmethode von DIN EN 1996-3/NA

7.2.1 Anwendungsbedingungen

Dem vereinfachten Nachweis von Kelleraußenwänden liegen einige Annahmen zugrunde, z. B. dass die maßgebende Bemessungsstelle in halber Anschütthöhe liegt. Deshalb ist der Einsatz des normativen Nachweisverfahrens an die Einhaltung folgender Anwendungsbedingungen geknüpft:

- Wanddicke $t \geq 24$ cm.
- Lichte Höhe der Kellerwand $h \leq 2,60$ m.
- Die Kellerdecke wirkt als Scheibe und kann die aus dem Erddruck resultierenden Kräfte aufnehmen.
- Erddruckbeiwert $\leq 1/3$ (Mit dem genaueren Nachweisverfahren von DIN EN 1996-1-1/NA kann ein Nachweis von Kellerwänden mit einem beliebigen Erddruckbeiwert geführt werden).
- 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 und es ist keine Einzellast $> 15 \text{ kN}$ im Abstand von weniger als $1,5 \text{ m}$ zur Wand vorhanden.
- Die Anschütthöhe h_e darf höchstens $1,15 \cdot h$ betragen.
- Die Geländeoberfläche steigt nicht an.
- Es darf kein hydrostatischer Druck auf die Wand wirken.
- Am Wandfuß ist entweder keine Gleitfläche, z. B. infolge einer Feuchtigkeitssperrschicht, vorhanden oder es sollten konstruktive Maßnahmen ergriffen werden, um die Querkraft aufnehmen zu können (Sperrschichten aus besandeten Bitumendachbahnen R500 nach DIN EN 13969 in Verbindung mit DIN V 20000-202 oder aus mineralischen Dichtungsschlämmen nach DIN 18533 haben einen ausreichenden Reibungsbeiwert und gelten nicht als Gleitflächen).
- Für die Verfüllung und Verdichtung des Arbeitsraumes sind die Vorgaben aus DIN EN 1996-2/NA, Anhang E (3) zu beachten.

7.2.2 Nachweise

Sind die Randbedingungen nach 7.2.1 erfüllt, so ist eine hinreichende Tragfähigkeit von Kelleraußenwänden gegeben, wenn der jeweils maßgebende Bemessungswert der einwirkenden Wandnormalkraft je lfm Wandlänge in halber Anschütthöhe innerhalb folgender Grenzen liegt:

$$n_{\text{Ed,min}} \leq \frac{\rho_e \cdot h \cdot h_e^2}{\beta \cdot t} \quad (\text{Gl. 61})$$

$$n_{\text{Ed,max}} \geq \frac{t \cdot f_d}{3} \quad (\text{Gl. 62})$$

$n_{\text{Ed,min}}$	kleinster Bemessungswert der kleinsten vertikalen Belastung der Wand in halber Höhe der Anschüttung
$n_{\text{Ed,max}}$	größter Bemessungswert der maximalen vertikalen Belastung der Wand in halber Höhe der Anschüttung
f_d	Bemessungswert der Druckfestigkeit (Kapitel 2.3)
b	Wandlänge
b_c	Abstand zwischen aussteifenden Querwänden oder anderen aussteifenden Elementen
h	lichte Höhe der Kellerwand
h_e	Höhe der Anschüttung
t	Wanddicke
ρ_e	Wichte der Anschüttung
β	$= 20$ für $b_c \geq 2 h$ (1-achsiger Lastabtrag) $= 60 - 20 b_c / h$ für $h < b_c < 2 h$ $= 40$ für $b_c \leq h$ (2-achsiger Lastabtrag)

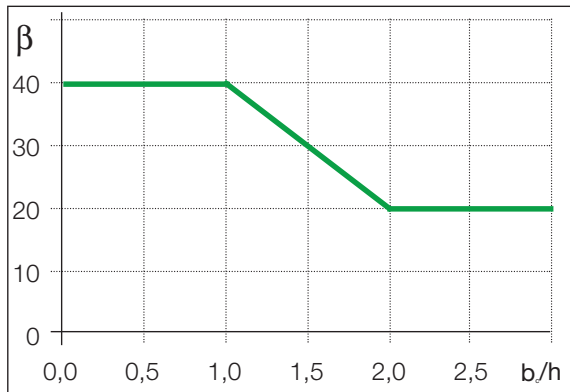
Den Nachweisgleichungen der vereinfachten Berechnungsmethode liegt stets ein Erddruckbeiwert von $k = 1/3$ für aktiven Erddruck zugrunde. DIN EN 1996-1-1/NA enthält ergänzende Regelungen zum Nachweis von Kellerwänden mit einem beliebigen Erddruckbeiwert (siehe Kapitel 7.3).

Bei der Ermittlung von $n_{\text{Ed,min}}$ ist zu beachten, dass nur die Lasten, die zum Zeitpunkt des Einbaus der Anschüttung wirken (ggf. Bauzustand), angesetzt werden dürfen.

Neben dem in vertikaler Ebene liegenden Bogenmodell kann der Lastabtrag – bei annähernd starrer Lagerung der seitlichen Begrenzung in Wandlängsrichtung – auch über eine horizontale Bogentragwirkung gewährleistet werden. Werden beide Modelle überlagert, kann eine 2-achsige Tragwirkung modelliert werden, welche normativ über den Beiwert β erfasst wird. Dieser errechnet sich in Abhängigkeit des Verhältnisses der Wandhöhe zum horizontalen Abstand b_c der aussteifenden Querwände oder anderen aussteifenden Elementen (siehe Bild 16).

In Bild 15 ist der Faktor β in Abhängigkeit des Verhältnisses b_c/h grafisch dargestellt.

Bild 15: Faktor β_c in Abhängigkeit des Verhältnisses b_c/h



Wird der zweiachsige Lastabtrag ($b_c < 2 \cdot h$ bzw. $\beta > 20$) rechnerisch in Ansatz gebracht, so wird empfohlen, die Stoßfugen zu vermörteln und Mauersteine mit ausreichender Längsdruckfestigkeit (vorzugsweise Vollsteine bzw. Vollblöcke) zu verwenden.

Tabelle 31: Erforderliche Mindestauflast für Kellerwände mit Erddruckbeanspruchung bei einachsigem Lastabtrag nach DIN EN 1996-3/NA.

Wanddicke t in cm	Höhe der Anschüttung h_e in m				
	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
	$N_{Ed,min,Kopf}$ in kN/m				
24	11	24	43	68	98
30	9	20	35	54	78
36 ⁵	7	16	28	45	64
42 ⁵	6	14	24	38	55
49	5	12	21	33	48

Randbedingungen:

- Anwendungsgrenzen des vereinfachten Nachweisverfahrens sind eingehalten, siehe auch Bild 2.
- Lichte Wandhöhe $h \leq 2,6$ m
- Verkehrslast auf Geländeoberkante $q_k \leq 5$ kN/m²
- Erddruckbeiwert $k_1 \leq 1/3$
- Rohdichte Erdreich $\rho_e \leq 20$ kN/m³
- Teilsicherheitsbeiwert Material $\gamma_M = 1,5$
- Teilsicherheitsbeiwert Erdreich $\gamma_e = 1,35$
- Bei zweiachsigem Lastabtrag ($b_c \leq h = 2,6$ m) dürfen die Werte halbiert werden.
- Zusätzlich ist der Nachweis der maximal aufnehmbaren Auflast zu führen.

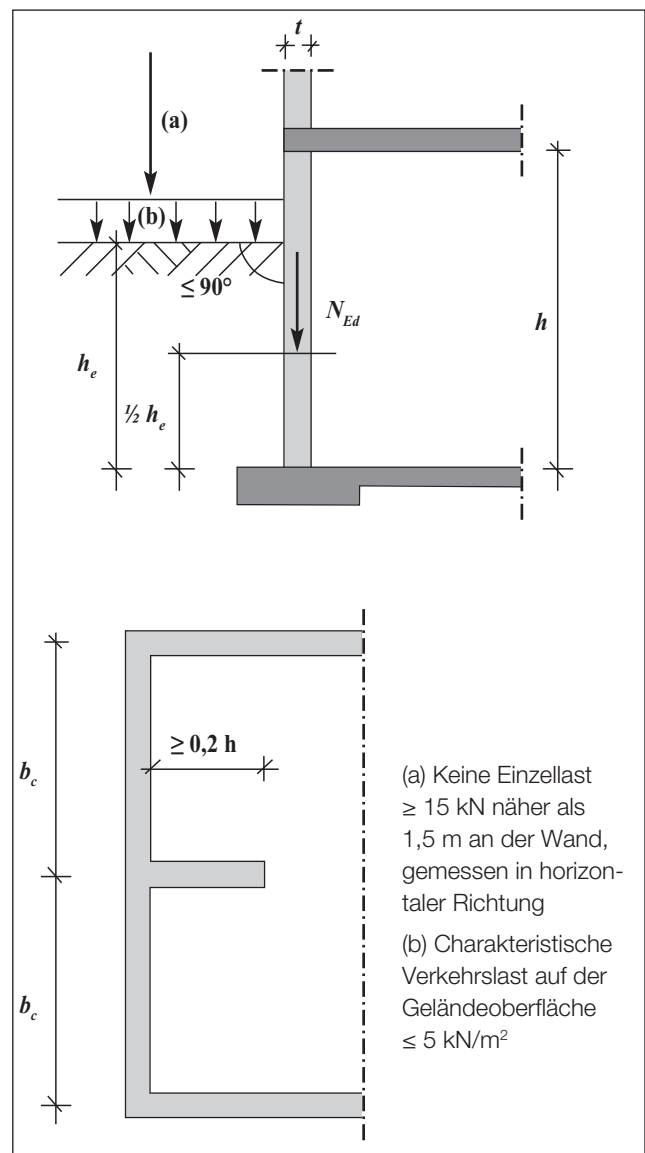
Für eine einfache Bemessung wurden Gl. 60 für praxisübliche Fälle ausgewertet. Aus Tabelle 31 kann die am Wandkopf minimal erforderliche Auflast je lfm Wandlänge $n_{Ed,min,Kopf}$ abgelesen werden und der dort vorhandenen Auflast gegenübergestellt werden.

Normativ ist im vereinfachten Nachweisverfahren kein Nachweis der Querkrafttragfähigkeit (Plattenschub) vorgesehen, da der Nachweis der Biegetragfähigkeit nach Gl. 60 in vielen Fällen ausreicht.

Bei dicken Wandstärken oder nur teilweise angeschütteten Wänden wird jedoch empfohlen einen Nachweis der Querkrafttragfähigkeit über eine minimal erforderliche Auflast zu führen:

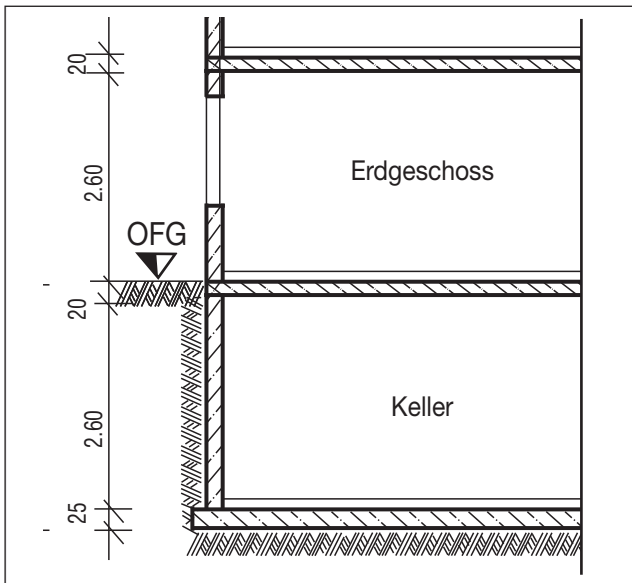
$$n_{Ed,min} \geq \frac{\gamma_M \cdot V_{Ed}}{0,6} \tag{Gl. 63}$$

Bild 16: Variablen für Kellerwände in Schnitt und Grundriss.



7.2.3 Bemessungsbeispiel

Bild 17: Beispiel Gebäudeschnitt.



Gegeben: KLB-Planvollblock SFK 6

$f_k = 6,9 \text{ N/mm}^2$

$t = 24 \text{ cm}$

$\rho_e = 20 \text{ kN/m}^3$

$b_c = 6,0 \text{ m}$

Bemessungsschnittgrößen in halber Anschütthöhe:

$\min N_{Ed} = 96 \text{ kN/m}$

$\max N_{Ed} = 281 \text{ kN/m}$

Überprüfung der Anwendungsbedingungen der vereinfachten Berechnungsmethode:

- Wanddicke $t = 24 \text{ cm} \geq 24 \text{ cm} \checkmark$
- Anschütthöhe $h_e = 2,6 + 0,2 = 2,8 \text{ m} \leq 1,15 \cdot 2,6 = 2,99 \text{ m} \checkmark$
- Lichte Höhe der Kellerwand $h = 2,6 \leq 2,6 \text{ m} \checkmark$
- Die weiteren Anwendungsbedingungen nach Abschnitt 2 sind eingehalten. \checkmark

Nachweis der mindestens erforderlichen Normalkraft:

$b_c = 6,0 \text{ m} > 2 \cdot 2,6 = 5,2 \text{ m}$

$\rightarrow \beta = 20$ (einachsiger Lastabtrag)

$N_{Ed,min} = 96 \text{ kN/m} \geq \frac{20 \cdot 2,6 \cdot 2,8^2}{20 \cdot 0,24} = 84 \text{ kN/m}$ (Gl. 63)

Nachweis der maximal zulässigen Normalkraft:

$f_d = 0,85 \cdot \frac{6,9}{1,5} = 3,9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ (Gl. 64)

$N_{Ed,max} = 281 \text{ kN/m} \leq \frac{0,24 \cdot 3,9}{3} \cdot 10^3 = 312 \text{ kN/m}$ (Gl. 65)

Es wurden alle Nachweise erbracht.

7.3 Bemessung mit dem genaueren Nachweisverfahren nach DIN EN 1996-1-1/NA

Im Gegensatz zur vereinfachten Berechnungsmethode (siehe Abschnitt 3) kann im genaueren Nachweisverfahren der Erddruckbeiwert k_i explizit berücksichtigt werden, um auch Kellerwände mit höherem Erddruckansatz (z.B. Erdruehdruck) nachweisen zu können. Die Anwendung des genaueren Nachweisverfahrens wird nur empfohlen, wenn ein Erddruckbeiwert $k_i > 1/3$ berücksichtigt werden soll, da dann die vereinfachte Berechnungsmethode nicht mehr zulässig ist.

Die minimal erforderliche Auflast in halber Anschütthöhe je lfm Wandlänge $N_{1,lim,d}$ berechnet sich zu:

$N_{Ed,min} \geq N_{1,lim,d} = \frac{k_i \cdot \rho_e \cdot h \cdot h_e^2}{7,8 \cdot t}$ (Gl. 66)

Ist die dem Erddruck ausgesetzte Kellerwand durch Querwände oder statisch nachgewiesene Bauteile im Abstand b (siehe z. B. Bild 4) ausgesteift, sodass eine zweiachsige Lastabtragung in der Wandlängsrichtung stattfinden kann, darf der untere Grenzwert $N_{1,lim,d}$ wie folgt abgemindert werden:

$b_c \leq h: 1/2 \cdot N_{1,lim,d}$ (zweiachsiger Lastabtrag)
 $b_c \geq 2 \cdot h: 1,0 \cdot N_{1,lim,d}$ (einachsiger Lastabtrag)

Zwischenwerte dürfen wie folgt interpoliert werden:

$\left(\frac{3}{2} - \frac{1}{2} \cdot \frac{b_c}{h} \right) \cdot N_{1,lim,d}$

Der obere Bemessungswert der Wandnormalkraft in halber Anschütthöhe je lfm Wandlänge $N_{Ed,max}$ muss die Bedingung erfüllen:

$$N_{Ed,max} \geq N_{1,Rd} = 0,33 \cdot f_d \cdot t \quad (\text{Gl. 67})$$

Im Gegensatz zur vereinfachten Nachweismethode muss beim genaueren Nachweisverfahren der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit immer geführt werden. Dafür genügt es, ein Reibungsversagen an Wandkopf und Wandfuß auszuschließen. Der Nachweis gilt als erbracht, wenn die minimal vorhandene Auflast größer als folgende Grenze ist:

$$N_{Ed,min} \geq \frac{\gamma_M \cdot V_{ED}}{0,6} \quad (\text{Gl. 68})$$

Dabei wird der einwirkende Bemessungswert der Querkraft je lfm Wandlänge mit V_{ED} bezeichnet.

7.4 Kellerwände mit hydrostatischer Beanspruchung

Normativ ist die Bemessung von Kellerwänden mit hydrostatischem Druck (drückendes Wasser) nicht geregelt. Dennoch muss bei planmäßig drückendem Wasser nicht auf die Ausführung von Wänden aus Mauerwerk verzichtet werden. Lediglich die in den Abschnitten 3 und 4 dargestellten Nachweisverfahren dürfen auf Grund der Nichteinhaltung der Randbedingungen nicht für die Bemessung herangezogen werden. In [3] wurde ein Bemessungsmodell vorgestellt, mit dem – in Abhängigkeit des einwirkenden Momentes und der Querkraft – die minimal erforderliche Auflast auch bei hydrostatischem Druck ermittelt werden kann. Aus Gründen der Übersichtlichkeit wird hier auf eine genauere Darstellung des Verfahrens verzichtet und auf die Literatur [3] verwiesen.

Für baupraktisch übliche Bemessungsfälle wurden mit dem Bemessungsmodell nach [3] die minimal erforderlichen Auflasten bestimmt. Diese können aus Tabelle 32 in Abhängigkeit der charakteristischen Mauerwerksdruckfestigkeit und der Wanddicke für verschiedene Wasserstandshöhen abgelesen werden.

Die in der Tabelle angegebenen Randbedingungen müssen stets eingehalten sein. Der Nachweis der Tragfähigkeit gilt als erbracht, wenn die minimal erforderliche Auflast je lfm Wandlänge $N_{Ed,min}$ (siehe Tabelle 32) kleiner oder gleich der minimal vorhandenen Auflast je lfm Wandlänge $N_{Ed,vorh.}$ ist.

Die Tragfähigkeit der Wand muss zudem für die Bemessungssituation mit der maximal einwirkenden Normalkraft sichergestellt werden. Vereinfacht darf für Lastexzentrizitäten $e \leq 1/3$ die maximal aufnehmbare Normalkraft je lfm Wandlänge wie folgt berechnet werden:

$$N_{Rd,max} = 0,33 \cdot f_d \cdot t \quad \text{für } e = \frac{M_{ED}}{N_{ED}} \leq \frac{1}{3} \quad (\text{Gl. 69})$$

Tabelle 32: Mindestens erforderliche Auflast für KLB-Mauerwerk mit Erd- und Wasserdruckbeanspruchung bei einachsigen Lastabtrag.

charakt. Druckfestigk. f_k in N/mm ²	Wand-dicke t in cm	Verhältnis Wasserstandshöhe zur lichten Wandhöhe h_w/h				
		0,00	0,25	0,50	0,75	1,00
		$N_{Ed,min,Kopf}$ in kN/m				
10,0	24	76	79	86	101	122
2,1	30	74	75	84	-	-
	36 ⁵	67	70	79	95	111
1,5	42 ⁵	58	61	69	84	103
	49	50	52	60	73	90

Randbedingungen:

- Lichte Wandhöhe $h \leq 2,62^5$ m
- Verhältnis Anschütthöhe des Erdreich zur lichten Wandhöhe $h_e/h \leq 1,15$ (vollständig angeschüttete Kellerwand)
- Verkehrslast auf Geländeoberkante $q_k \leq 5$ kN/m²
- Dauerstandsfaktor $\zeta = 0,85$ und Teilsicherheitsbeiwert Material $\gamma_M = 1,5$
- Erddruckbeiwert $k_1 \leq 1/3$
- Rohdichte Erdreich $\rho_e \leq 20$ kN/m³, Rohdichte Erdreich unter Auftrieb $\rho_e' \leq 11$ kN/m³
- Charakteristische Haftscherfestigkeit $f_{vk0} = 0,22$ N/mm² (gültig für NM III, NM IIIa und DM - Dünnbettmörtel)
- Teilsicherheitsbeiwert Erdreich $\gamma_e = 1,35$
- Teilsicherheitsbeiwert Wasserdruck $\gamma_w = 1,1$
- Modellsicherheitsbeiwert $\gamma_{Mod} = 1,1$
- Zusätzlich muss der Nachweis der maximal aufnehmbaren Auflast geführt werden.

7.5 Konstruktive Maßnahmen

Sollte der Nachweis der Kellerwand mit den vorgenannten Nachweisgleichungen nicht gelingen, so können konstruktive Maßnahmen Abhilfe schaffen. Da im Mauerwerksbau die Tragfähigkeit von der einwirkenden Normalkraft abhängig ist, wird in vielen Fällen nicht der Nachweis der maximal zulässigen Auflast, sondern der Nachweis der minimal erforderlichen Auflast bemessungsrelevant. Dies ist insbesondere in Bereichen unterhalb großer Fenster- und Türöffnungen (z. B. im Terrassenbereich) der Fall.

Eine Möglichkeit die vorhandene Auflast der Kellerwand zu erhöhen, ist die Deckenspannrichtung zu verändern. Wird die Stahlbetondecke anstelle parallel lotrecht zur Wandlängsrichtung gespannt, so erhöht sich die Auflast auf die zu bemessende Kellerwand und die Tragfähigkeit dieser Wand.

Bei nur einachsig gespannten Decken kann es daher zielführend sein, diese als zweiachsig gespannte Decke auszubilden. Statt des rechnerischen Ansatzes eines 1,0 m breiten Deckenstreifens kann dann die Lastezugsfläche berücksichtigt werden, wodurch sich die Auflast der Wand erhöht.

Sollte dies nicht den gewünschten Erfolg herbeiführen, kann die Tragfähigkeit des Mauerwerks durch Stahlbetonelemente gesteigert werden. Wenn der Abstand der aussteifenden Elemente b_c (siehe Bild 16) zu groß ist um einen zweiachsigen Lastabtrag der Kellerwand in Rechnung stellen zu können, so kann dieser durch vertikale Stahlbetonstützen mit hinreichender Biegesteifigkeit in horizontaler Richtung verringert werden.

Wird ein Abstand von $b_c = h$ realisiert, dann kann der zweiachsige Lastabtrag voll aktiviert werden und die minimal erforderliche Auflast wird gegenüber dem einachsigen Lastabtrag halbiert. Wie bereits in Abschnitt 7.2 und 7.3 erwähnt, wird bei rechnerischem Ansatz des zweiachsigen Lastabtrags empfohlen, die Stoßfugen zu vermörteln und Mauersteine mit ausreichender Längsdruckfestigkeit zu verwenden.

Für die Bemessung der vertikalen Stahlbetonbalken an den Wandaußenecken (siehe Bild 19) ist zu beachten, dass diese neben der Erddruckbeanspruchung auch für die horizontal auftretende Beanspruchung aus der Bogenlängskraft (Bogenshub) bemessen werden müssen. Des Weiteren muss die Steifigkeit der äußersten Stahlbetonstützen ausreichend groß sein, damit sich der horizontale Bogen einstellen kann.

Alternativ kann auch ein horizontaler Stahlbetonbalken (Ringbalken) einfach mittels vorgefertigter U-Schalen hergestellt und angeordnet werden. Dadurch kann sich im Mauerwerk ober- und unterhalb des Balkens je ein Bogen zum Lastabtrag einstellen, wodurch die Last auf zwei Druckbögen verteilt und weniger Auflast benötigt wird.

Kommen vertikale oder horizontale Stahlbetonelemente zum Einsatz, so müssen diese ausreichende Steifigkeiten aufweisen und für die auftretenden Beanspruchungen gemäß DIN EN 1992-1-1/NA bemessen werden.

7.6 Hinweise für die Bauausführung

KLB-Kellermauerwerk stellt an den Maurer keine besonderen Anforderungen. Die Baugrubenverfüllung darf erst erfolgen, wenn die Kellerdecke betoniert ist und mit dem Tragwerkplaner ist abzustimmen, ob evtl. auch das nächste Geschoss vorher erstellt werden muss. Diese Überprüfung ist notwendig, weil Mauerwerk den horizontalen Erddruck leichter abträgt, wenn es von oben belastet wird.

Die Verfüllung der Baugrube muss lagenweise erfolgen und die eingesetzten Verdichtungsgeräte dürfen nicht zu schwer sein. Die Verfüllung und Verdichtung des Arbeitsraumes sollte nur mit nichtbindigem Boden DIN 1054 und Rüttelplatten oder Stampfer mit einer maximalen Breite von 50 cm, einer Wirtiefe von maximal 35 cm und einem maximalen Gewicht von 100 kg bzw. Zentrifugalkräften ≤ 15 kN erfolgen.

Bild 18: Kellermauerwerk mit bewehrten Stahlbetonstützen zur Aktivierung des zweiachsigen Lastabtrages (Grundriss).

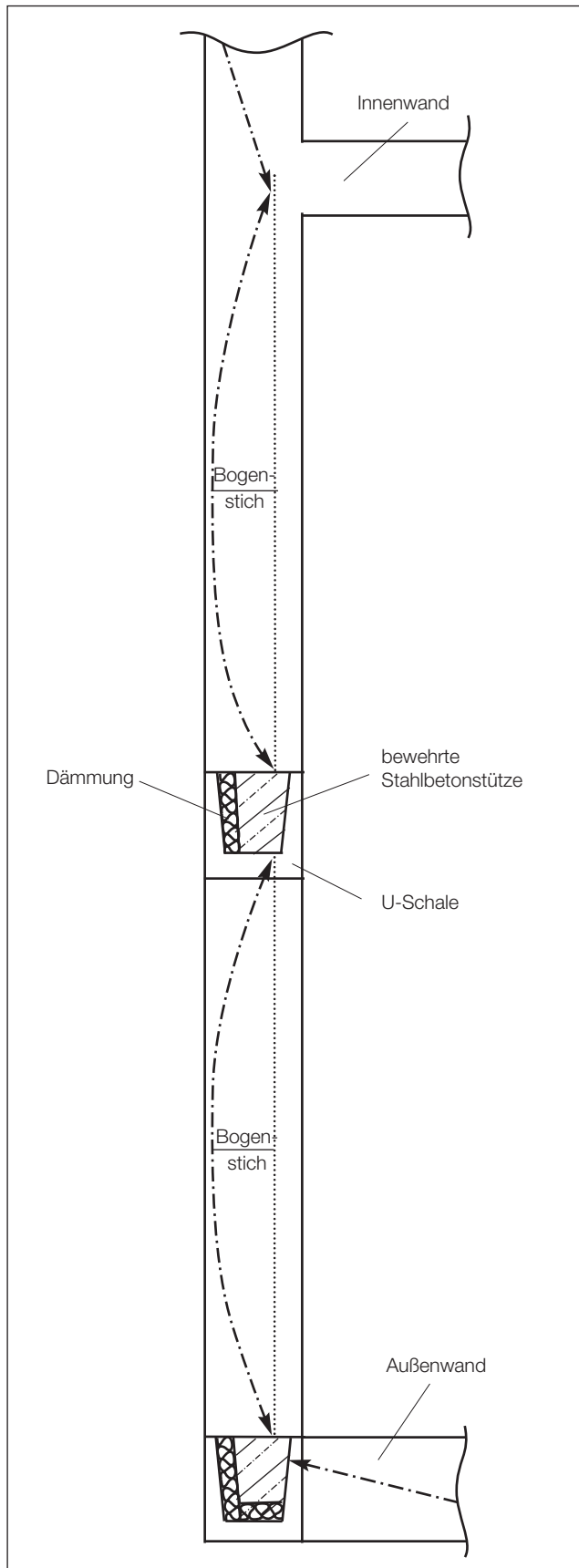
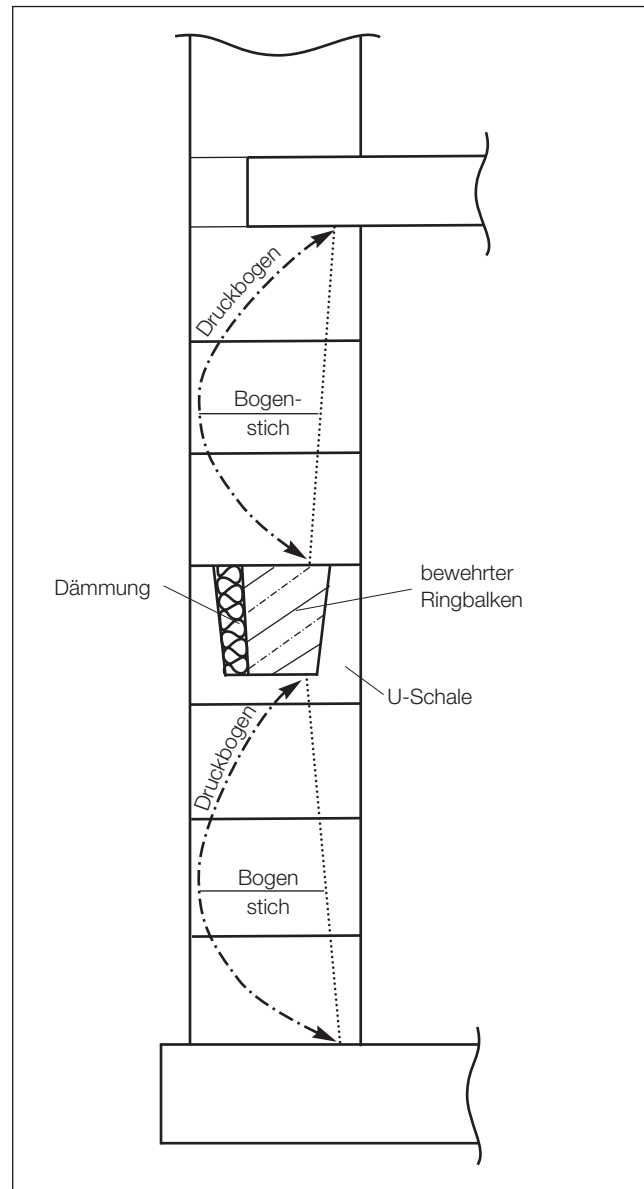


Bild 19: Kellermauerwerk mit horizontalen Stahlbetonbalken (Schnitt).



Zum Feuchteschutz gibt § 13 (Schutz gegen schädliche Einflüsse) der Musterbauordnung vor: „Bauliche Anlagen müssen so angeordnet, beschaffen und gebrauchstauglich sein, dass durch Wasser, Feuchtigkeit, pflanzliche und tierische Schädlinge sowie andere chemische, physikalische oder biologische Einflüsse Gefahren oder unzumutbare Belästigungen nicht entstehen.“ Wie diese Forderung der Abdichtung bei KLB-Kellermauerwerk umzusetzen ist, beschreibt DIN 18533.

Als zuverlässige Abdichtung gegen Bodenfeuchtigkeit und vorübergehend anstauendes Sickerwasser haben sich kunststoffmodifizierte Bitumendickbeschichtungen und kaltselbstklebende Bitumendichtungsbahnen bewährt. Bitumendickbeschichtungen sind eine zähflüssige Masse aus in Wasser gelöstem Bitumen. Diese gleichmäßig auf die Kellerwand aufgestrichene oder aufgespachtelte Bitumenmasse bildet nach der Austrocknung eine gleichmäßige, 3,0 bis 4,0 mm dicke, dichte Haut. Sie muss die wasserdichte Keller-
sohle überlappen.

Bild 20: Verfüllung und Verdichtung der Baugrube.



Bild 21: Abdichtung der Kellerwand.



Kaltselbstklebende Bitumendichtungsbahnen werden überlappend auf das Mauerwerk geklebt und benötigen keine Aushärtezeit. Damit beim Verfüllen der Baugrube keine mechanischen Schäden auftreten, brauchen beide Abdichtungssysteme einen Anfüllschutz. Dazu eignen sich z .B. Noppenbahnen oder dicke Dämmstoffplatten, diese verbessern bei Bedarf zusätzlich den Wärmeschutz der Kellerwand.

Bild 22: Kellerabdichtung mit Dämmung/Schutzschicht ca. 4,0 bis 6,0 cm.

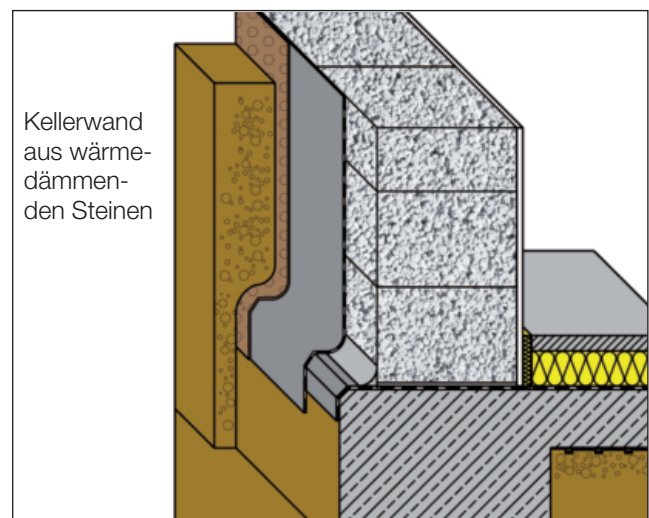
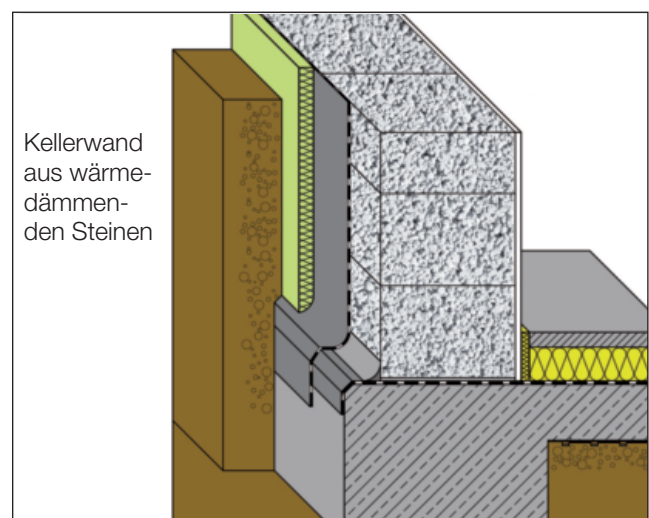


Bild 23: Kellerabdichtung mit Schutzbahn oder Schutzplatte.



8. Bauliche Durchbildung

8.1 Mindestabmessungen tragender Wände und Pfeiler

Die Mindestdicke von tragenden Innen- und Außenwänden beträgt $t = 11,5$ cm, sofern aus statischen oder bauphysikalischen Gründen nicht größere Wandstärken erforderlich sind. Die Mindestabmessungen von tragenden Pfeilern betragen $11,5$ cm \times $36,5$ cm bzw. $17,5$ cm \times $24,0$ cm. Pfeiler mit $A < 400$ cm² (Nettoquerschnitt unter Berücksichtigung von Schlitzten) sind unzulässig.

8.2 Mindestauflagertiefe von Decken

Die Auflagertiefe von Decken muss mindestens 40 mm größer sein als $1/3$ der Wanddicke ($a \geq t/2$ bei Anwendung der vereinfachten Bemessungsmethoden), jedoch mindestens 100 mm betragen. Bei Außenwänden wird eine Mindestauflagertiefe von $2/3$ der Wanddicke empfohlen, um die Schallübertragung von Geschoss zu Geschoss zu verringern.

8.3 Mörtelfugen

Bei Verwendung von Normal- und Leichtmörtel beträgt die planmäßige Lagerfugendicke 12 mm. Bei Vermauerung der Steine mit Dünnbettmörtel muss die Dicke der Lagerfugen zwischen 1 und 3 mm liegen. Die Lagerfugen sind vollflächig mit Mörtel zu verfüllen. Eine Randstreifenvermörtelung ist in Deutschland unzulässig.

Stoßfugen können vermörtelt (Stoßfugendicke 10 mm bei Verwendung von Normal- oder Leichtmörtel) oder unvermörtelt ausgeführt werden. Die Stoßfuge gilt als vermörtelt, wenn mindestens die halbe Steinbreite auf die volle Steinhöhe vermörtelt ist. Werden die Steine in Längsrichtung lediglich knirsch verlegt, so sollte der Abstand der Steine nicht größer als 5 mm sein. Bei Stoßfugenbreiten > 5 mm müssen die Fugen beim Mauern beidseitig an der Wandoberfläche mit geeignetem Mörtel verschlossen werden.

8.4 Mauerwerksverband

Mauersteine müssen im Verband mit Mörtel vermauert werden. Das Überbindemaß muss mindestens 40 % der Steinhöhe, mindestens jedoch 45 mm, betragen. Bei Elementmauerwerk mit Dünnbettmörtel darf das Überbindemaß auf 20 % der Steinhöhe (mindestens jedoch 125 mm) reduziert werden, wenn dies in der statischen Berechnung berücksichtigt und in den Ausführungsplänen ausgewiesen ist.

8.5 Anschlüsse zwischen Wänden sowie zwischen Wänden und Decken

Aneinander anschließende Wände (Längs- und Querwände) müssen durch einen Mauerwerksverband nach Kapitel 8.4 miteinander verbunden werden. Eine Verbindung über Anker oder Bewehrung (Stumpfstoßtechnik) ist alternativ zulässig. Senkrecht zueinanderstehende Wände werden dabei nicht mehr verzahnt, sondern stumpf gestoßen und mittels Ankern oder Bewehrung miteinander verbunden. Dadurch können auch Wände aus Steinen unterschiedlicher Steinhöhe bzw. Fugenhöhe miteinander kombiniert werden. Der Stumpfstoß ist kraftschlüssig zu vermörteln. Die Verbindungselemente sind hinreichend zu dimensionieren und sollten insbesondere aus Gründen der Standsicherheit im Bauzustand mindestens in den Drittelpunkten der Wandhöhe angeordnet werden. Hinsichtlich der Anforderungen an die Anker sind die entsprechenden Zulassungen zu beachten.

Wände, die von Decken oder Dächern gehalten werden sollen, müssen derart mit den horizontalen Bauteilen verbunden sein, dass sämtliche horizontalen Einwirkungen in die aussteifenden Bauteile übertragen werden können. Hierzu können Ringanker oder Ringbalken angeordnet werden. Wenn Betondecken, Dächer oder Ringbalken direkt auf der Wand aufliegen, muss der Reibungswiderstand in der Lage sein, die Horizontallasten zu übertragen.

8.6 Schlitze und Aussparungen

Bei der Bemessung von KLB-Mauerwerk aus Steinen nach Norm können Schlitze und Aussparungen, deren Abmessungen die Grenzmaße nach Tabelle 33 bzw. Tabelle 34 nicht überschreiten, unberücksichtigt bleiben. Bei Steinen nach Zulassung können zusätzliche Anforderungen erforderlich sein.

Tabelle 33: Ohne Nachweis zulässige Abmessungen $t_{ch,h}$ horizontaler und schräger Schlitze.

Wanddicke [mm]	Maximale Schlitztiefe $t_{ch,h}$ in mm ^{a)}	
	Unbeschränkte Länge	Länge ≤ 1250 mm ^{b)}
115 bis 149	-	-
150 bis 174	-	0 ^{c)}
175 bis 239	0 ^{c)}	25
240 bis 299	15 ^{c)}	25
300 bis 364	20 ^{c)}	30
≥ 365	20 ^{c)}	30

- a) Horizontale und schräge Schlitze sind nur zulässig in einem Bereich $\leq 0,4$ m ober- oder unterhalb der Rohdecke sowie jeweils an einer Wandseite. Sie sind nicht zulässig bei Langlochziegeln.
- b) Mindestabstand in Längsrichtung von Öffnungen ≥ 490 mm, vom nächsten Horizontalschlitz zweifache Schlitzlänge.
- c) 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.

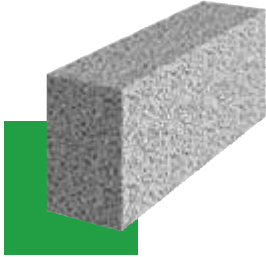
Tabelle 34: Ohne Nachweis zulässige Abmessungen $t_{ch,v}$ vertikaler Schlitze und Aussparungen.

1	2	3	4	5	6	7
Wanddicke [mm]	Nachträglich hergestellte Schlitze und Aussparungen ^{c)}		Mit der Errichtung des Mauerwerks hergestellte Schlitze und Aussparungen im gemauerten Verband			
	maximale Tiefe ^{a)} $t_{c,v}$ (mm)	maximale Breite ^{b)} (Einzelschlitz) (mm)	Verbleibende Mindestwanddicke (mm)	maximale Breite ^{b)} (mm)	Mindestabstand der Schlitze und Aussparungen	
					von Öffnungen	untereinander
115 bis 149	10	100	-	-	≥ 2 -fache Schlitzbreite bzw. ≥ 240 mm	\geq Schlitzbreite
150 bis 174	20		-	-		
175 bis 199	30	100	115	260		
200 bis 239	30	125	115	300		
240 bis 299	30	150	115	385		
300 bis 364	30	200	175	385		
≥ 365	30	200	240	385		

- a) Schlitze, die bis maximal 1 m über den Fußboden reichen, dürfen bei Wanddicken ≥ 240 mm bis 80 mm Tiefe und 120 mm Breite ausgeführt werden.
- b) Die Gesamtbreite von Schlitzen nach Spalte 3 und Spalte 5 darf je 2 m Wandlänge die Maße in Spalte 5 nicht überschreiten. Bei geringeren Wandlängen als 2 m sind die Werte in Spalte 5 proportional zur Wandlänge zu verringern.
- c) Abstand der Schlitze und Aussparungen von Öffnungen ≥ 115 mm.

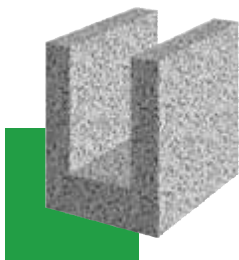
9. KLB-Produkte für Sonderbauteile

KLB-Deckenabmauerungsstein



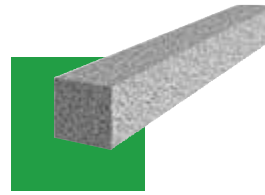
KLB-Deckenabmauerungssteine dienen der Abmauerung der Decke und stehen sowohl als ungedämmte als auch gedämmte Abmauerungssteine für die üblichen Deckendicken von 15,00 bis 25,00 cm zur Verfügung. Bei KLB-Deckenabmauerungssteinen ergibt sich mit einer Fugenhöhe von ca. 1,0 cm die Höhe der jeweiligen Rohdecke. Die ungedämmten Abmauerungssteine müssen in der Stoßfuge vermörtelt werden. Zusätzlich ist bauseits eine umlaufende Dämmschicht von mindestens 6,0 cm zwischen Deckenabmauerung und zu betonierender Decke anzubringen, um Wärmebrücken zu verhindern. Sie werden in der Stoßfuge stumpf aneinander gestoßen. Die gedämmten Abmauerungssteine haben eine angeformte Dämmschichtdicke von 80 mm.

KLB-U-Steine



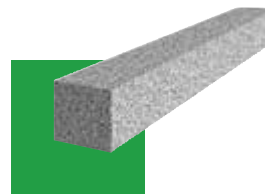
KLB-U-Steine für Wanddicken von 17,5, 24,0, 30,0 oder 36,5 cm machen zeitaufwändige Schalarbeiten bei der Ringanker- bzw. Ringbalkenausbildung oder der Herstellung von Trägerummantelungen überflüssig. In diesem Falle dienen sie als verlorene Schalung. Der freie Querschnitt der U-Schalen beträgt 9,5; 12,0; 18,0 oder 24,5 x 18,0 cm. Bewehrungsstäbe werden eingelegt und der Hohlraum mit Beton ausgegossen. Eine bauseits nach außen eingelegte oder auch vorge-setzte Dämmschicht kann Wärmebrücken verhindern.

KLB-Flachstürze



Flachstürze bestehen aus einem vorgefertigten bewehrten Zuggurt und erlangen mit der Druckzone aus Mauerwerk oder Beton ihre Tragfähigkeit. Der Zuggurt der KLB-Flachstürze besteht aus stabbewehrtem Leichtbeton. Im Gegensatz zu den bügelbewehrten tragenden KLB-Stürzen, die nicht übermauert werden müssen und ausreichend hohe Tragfähigkeiten aufweisen.

KLB-Stürze tragend, stabbewehrt oder bügelbewehrt



Tragende KLB-Stürze werden für alle Mauerwerksdicken in Schichthöhen von 11,5 und 24,0 cm angeboten. Die Auflagertiefe beträgt jeweils mindestens 25,0 cm. Ab 24,0 cm Wanddicke können anstelle eines Sturzes zwei oder drei Stürze nebeneinander verbaut werden. Die jeweilige Sturzunterseite ist als solche gekennzeichnet und muss beim Einbau unbedingt beachtet werden. Die sich im Anschluss am Mauerwerk ergebenden Fugen sind mit Mörtel zu schließen. Bei Wandöffnungen mit KLB-Anschlagsteinen gilt die größte Öffnungsbreite als lichte Weite.

Literatur

[1] DIN EN 1996-3:2010-12: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten; in Verbindung mit: DIN EN 1996-3/NA:2012-01 + A1-Änderung + A2-Änderung. NABau im DIN, Berlin 2010.

[2] DIN EN 1996-1-1:2010-12: Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten. Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; in Verbindung mit: DIN EN 1996-1-1/NA:2012-01 + A1-Änderung + A2-Änderung. NABau im DIN, Berlin 2010.

[3] Förster, V.; Graubner, C.-A.: Design of basement walls under lateral earth pressure. 16th International brick and block masonry conference. 2016 in Padova.

Autoren

Univ.-Prof. Dr.-Ing. C.-A. Graubner
Institut für Massivbau
Technische Universität Darmstadt

Alle Angaben erfolgen nach bestem Wissen und Gewissen, jedoch ohne Gewähr.

Wir liefern über den
Baustoff-Fachhandel



KLB KLIMALEICHTBLOCK bietet Ihnen alles aus einer Hand

Die umfangreichen und vielseitigen KLB-Produkte bilden den KLB-Baukasten. Dieser bietet für jede Anforderung den richtigen Stein, das passende Fertigteil oder System. Alle Bauteile sind bauphysikalisch und bautechnisch aufeinander abgestimmt. Wärmedämmung, Schalldämmung, Tragfähigkeit, Wirtschaftlichkeit und Gesundheit sind gleichermaßen berücksichtigt.

Bei konsequentem Einsatz der leichten, hochwärmedämmenden KLB-Wandbaustoffe zur Erstellung von monolithischen Wänden werden die Anforderungen für Niedrigenergiehäuser nach EnEV 2016, und förderungswürdige Energieeffizienzhäuser KfW-70, KfW-55, KfW-40 sowie für Passivhäuser erfüllt. Hochwertige Rohstoffe und produktspezifisch optimierte Herstellungsverfahren garantieren behagliches Wohnen und Leben in gut klimatisierten Räumen zu jeder Jahreszeit. Bauschäden durch Mischbauweise sind ausgeschlossen.

KLB liefert den KLB-Baukasten ausschließlich über den Baustoff-Fachhandel. Qualitätsverständnis und Verantwortungsbewusstsein beweisen wir mit einer 10-jährigen Gewährleistungsgarantie nach HGB und über die Nutzungsdauer eines Gebäudes hinaus.

Die in dieser Information enthaltenen Produktbeschreibungen stellen allgemeine Hinweise aufgrund unserer Erfahrungen und Prüfungen dar. Sie berücksichtigen nicht den konkreten Anwendungsfall. Aus den Angaben können keine Ersatzansprüche abgeleitet werden. Bei Fragen wenden Sie sich bitte an unsere technische Abteilung. Für die Richtigkeit der Angaben und etwaige Fehler wird keine Haftung übernommen. Änderungen vorbehalten.

- KLB-Mauerwerksysteme
- KLB-Schornsteinsysteme



KLB KLIMALEICHTBLOCK GMBH

Postfach 1517 · 56605 Andernach | Lohmannstraße 31 · 56626 Andernach
Tel.: 02632 2577-0 · Fax: 02632 2577 770 · info@klb.de · www.klb-klimaleichtblock.de

natürlich
MASSIV