

DIN 1053-100**DIN**

ICS 91.080.30

Ersatz für
DIN 1053-100:2004-08**Mauerwerk –
Teil 100: Berechnung auf der Grundlage des semiprobabilistischen
Sicherheitskonzepts**Masonry –
Part 100: Design on the basis of semi-probabilistic safety conceptMaçonneries –
Partie 100: Calcul à base d'une conception de sécurité semi-probabiliste

Gesamtumfang 40 Seiten

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN

Inhalt

	Seite
Vorwort	5
1 Anwendungsbereich	6
2 Normative Verweisungen	6
3 Begriffe	7
4 Bautechnische Unterlagen	7
5 Sicherheitskonzept	7
5.1 Allgemeines	7
5.2 Einwirkungen	7
5.3 Tragwiderstand	8
5.4 Begrenzung der planmäßigen Exzentrizitäten	8
6 Mauerwerksfestigkeiten	8
6.1 Allgemeines	8
6.2 Charakteristische Druckfestigkeit	8
7 Baustoffe	9
8 Vereinfachtes Berechnungsverfahren	9
8.1 Allgemeines	9
8.2 Ermittlung der Schnittgrößen infolge von Lasten	10
8.2.1 Auflagerkräfte aus Decken	10
8.2.2 Knotenmomente	11
8.3 Wind	11
8.4 Räumliche Steifigkeit	11
8.5 Zwängungen	12
8.6 Grundlagen für die Berechnung der Formänderung	12
8.7 Aussteifung und Knicklänge von Wänden	14
8.7.1 Allgemeine Annahmen für aussteifende Wände	14
8.7.2 Knicklängen	14
8.7.3 Schlitze und Öffnungen in Wänden	16
8.8 Mitwirkende Breite von zusammengesetzten Querschnitten	17
8.9 Bemessung mit dem vereinfachten Verfahren — Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit	17
8.9.1 Nachweis bei zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung	17
8.9.2 Nachweis der Knicksicherheit bei größeren Exzentrizitäten	21
8.9.3 Einzellasten und Teilflächenpressung	21
8.9.4 Zug- und Biegezugbeanspruchung	22
8.9.5 Schubbeanspruchung	24
9 Genaueres Berechnungsverfahren — Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit	25
9.1 Allgemeines	25
9.2 Ermittlung der Schnittgrößen infolge von Lasten	25
9.2.1 Auflagerkräfte aus Decken	25
9.2.2 Knotenmomente	25
9.2.3 Vereinfachte Berechnung der Knotenmomente	25
9.2.4 Begrenzung der Knotenmomente	26
9.2.5 Wandmomente	26
9.3 Wind	26
9.4 Räumliche Steifigkeit	26
9.5 Zwängungen	27
9.6 Grundlagen für die Berechnung der Formänderungen	27
9.7 Aussteifung und Knicklänge von Wänden	27
9.7.1 Allgemeine Annahmen für aussteifende Wände	27

Seite

9.7.2	Knicklängen	27
9.7.3	Schlitze und Öffnungen in Wänden	27
9.8	Mittragende Breite von zusammengesetzten Querschnitten	27
9.9	Bemessung mit dem genaueren Verfahren — Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit	28
9.9.1	Nachweis bei zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung	28
9.9.2	Nachweis der Knicksicherheit	29
9.9.3	Einzellasten und Teilflächenpressung	29
9.9.4	Zug- und Biegezugbeanspruchung	30
9.9.5	Schubbeanspruchung	30
10	Kellerwände ohne Nachweis auf Erddruck	32
Anhang A (normativ) Sicherheitskonzept		35
A.1	Allgemeines	35
A.2	Einwirkungen	35
A.3	Tragwiderstand	36
A.4	Grenzzustände der Tragfähigkeit	36
Anhang B (normativ) Bemessung von Natursteinmauerwerk		38
B.1	Allgemeines	38
B.2	Nachweis bei zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung	39
B.3	Zug- und Biegezugfestigkeit	40
B.4	Schubfestigkeit	40

Tabellen

Tabelle 1	— Teilsicherheitsbeiwerte γ_M für Baustoffeigenschaften	8
Tabelle 2	— Voraussetzungen für die Anwendung des vereinfachten Verfahrens	10
Tabelle 3	— Verformungskennwerte für Kriechen, Schwinden, Temperaturänderung sowie Elastizitätsmodul	13
Tabelle 4	— Charakteristische Werte f_k der Druckfestigkeit von Mauerwerk mit Normalmörtel	18
Tabelle 5	— Charakteristische Werte f_k der Druckfestigkeit von Mauerwerk mit Dünnbett- und Leichtmörtel	19
Tabelle 6	— Abgeminderte Haftscherfestigkeit f_{vk0} in N/mm^2	23
Tabelle 7	— Höchstwerte der Zugfestigkeit $\max f_{x2}$ parallel zur Lagerfuge in N/mm^2	23
Tabelle 8	— Höchstwerte der Schubfestigkeit $\max f_{vk}$ im vereinfachten Nachweisverfahren	23
Tabelle 9	— Reduzierung der Knicklänge bei Wänden mit flächig aufgelagerten Massivdecken	27
Tabelle 10	— $N_{o, \text{lim,d}}$ für Kellerwände ohne rechnerischen Nachweis	33
Tabelle A.1	— Teilsicherheitsbeiwerte γ_F für Einwirkungen in Tragwerken für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen	35
Tabelle A.2	— Kombinationsbeiwerte ψ_0, ψ_1, ψ_2	37
Tabelle B.1	— Charakteristische Druckfestigkeit f_{bk} der Gesteinsarten	38
Tabelle B.2	— Anhaltswerte zur Güteklasseneinstufung von Natursteinmauerwerk	39
Tabelle B.3	— Charakteristische Werte f_k der Druckfestigkeit von Natursteinmauerwerk mit Normalmörtel	40

	Seite
Bilder	
Bild 1 — Mindestlänge der aussteifenden Wand.....	14
Bild 2 — Darstellung der Größen b und b' für drei- und vierseitig gehaltene Wände.....	16
Bild 3 — Zulässige rechnerische Randdehnung bei Windscheiben.....	20
Bild 4 — Vereinfachende Annahmen zur Berechnung von Knoten- und Wandmomenten.....	26
Bild 5 — Teilflächenpressungen.....	30
Bild 6 — Bereich der Schubtragfähigkeit bei Scheibenschub.....	32
Bild 7 — Lastannahmen für Kellerwände.....	33
Bild B.1 — Darstellung der Anhaltswerte nach Tabelle B.2.....	39

Vorwort

Diese Norm wurde vom Normenausschuss Bauwesen (NABau), Fachbereich 06 „Mauerwerksbau“, Arbeitsausschuss NA 005-06-30 AA „Rezept- und Ingenieurmauerwerk“ erarbeitet. DIN 1053 *Mauerwerk* besteht aus folgenden Teilen:

- Teil 1: *Berechnung und Ausführung*
- Teil 2: *Mauerwerksfestigkeitsklassen aufgrund von Eignungsprüfungen*
- Teil 3: *Bewehrtes Mauerwerk — Berechnung und Ausführung*
- Teil 4: *Fertigbauteile*
- Teil 100: *Berechnung auf der Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts*

Mit DIN 1053-100 wird ein Bemessungsverfahren für Mauerwerk nach dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept bereitgestellt. Die in DIN 1053-1 enthaltenen Bemessungsgleichungen sind auf das semiprobabilistische Konzept umgestellt worden. Zusätzlich wurde der rechteckige Spannungsblock anstelle einer linearen Spannungsverteilung im Querschnitt eingeführt.

Änderungen

Gegenüber DIN 1053-100:2004-08 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) Abschnitt 2 aktualisiert;
- b) Neuen Unterabschnitt 5.4 ergänzt;
- c) Normative Verweisungen im Abschnitt 7 und in Tabelle 5 aktualisiert;
- d) In 8.1 neuen dritten Absatz ergänzt und Symbol für die Nutzlast in Tabelle 2 geändert;
- e) In 8.9.1.4 die beiden letzten Sätze redaktionell geändert;
- f) Gleichung für den Schubnachweis in 8.9.5.1 geändert;
- g) Streichung der Definition von f_{bk} und redaktionelle Änderung der Definitionen von f_{vk0} und $\max f_{vk}$ sowie textliche Ergänzung in 8.9.5.2;
- h) Änderung der Definition der Kriechausmitte in 9.9.1.3;
- i) In Abschnitt 10 Aufzählung c) und Satz nach Bild 7 redaktionell geändert.

Frühere Ausgaben

DIN 1053-100: 2004-08

DIN 1053-100:2006-08**1 Anwendungsbereich**

Diese Norm gilt für die Berechnung von Mauerwerk aus künstlichen und natürlichen Steinen nach dem semiprobabilistischen Sicherheitskonzept. Mauerwerk nach dieser Norm darf entweder nach dem vereinfachten Verfahren (Voraussetzungen siehe 8.1) oder nach dem genaueren Verfahren (siehe Abschnitt 9) berechnet werden.

Innerhalb eines Bauwerkes, das nach dem vereinfachten Verfahren berechnet wird, dürfen einzelne Bauteile nach dem genaueren Verfahren bemessen werden.

Bei der Wahl der Bauteile sind auch die Funktionen der Wände hinsichtlich des Wärme-, Schall-, Brand- und Feuchteschutzes zu beachten.

Für Bauteile, Konstruktionsdetails, Ausführung und Eignungsprüfungen sowie Kontrollen und Güteprüfungen auf der Baustelle gilt DIN 1053-1.

2 Normative Verweisungen

Die folgenden zitierten Dokumente sind für die Anwendung dieses Dokuments erforderlich. Bei datierten Verweisungen gilt nur die zitierte Ausgabe. Bei undatierten Verweisungen gilt die letzte Ausgabe des in Bezug genommenen Dokuments (einschließlich aller Änderungen).

DIN 105-5, *Mauerziegel — Leichtlanglochziegel und Leichtlangloch-Ziegelplatten*

DIN 1045-1, *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton — Teil 1: Bemessung und Konstruktion*

DIN 1053-1:1996-11, *Mauerwerk — Teil 1: Berechnung und Ausführung*

Reihe DIN 1055, *Lastannahmen für Bauten*

DIN 1055-100:2001-03, *Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln*

DIN 1057-1, *Baustoffe für freistehende Schornsteine — Radialziegel — Anforderungen, Prüfung, Überwachung*

DIN 18554-1, *Prüfung von Mauerwerk — Ermittlung der Druckfestigkeit und des Elastizitätsmoduls*

DIN V 105-100, *Mauerziegel — Teil 100: Mauerziegel mit besonderen Eigenschaften*

DIN V 106, *Kalksandsteine mit besonderen Eigenschaften*

DIN V 4165-100, *Porenbetonsteine — Teil 100: Plansteine und Planelemente mit besonderen Eigenschaften*

DIN V 18151-100, *Hohlblöcke aus Leichtbeton — Teil 100: Hohlblöcke mit besonderen Eigenschaften*

DIN V 18152-100, *Vollsteine und Vollblöcke aus Leichtbeton — Teil 100: Vollsteine und Vollböcke mit besonderen Eigenschaften*

DIN V 18153-100, *Mauersteine aus Beton (Normalbeton) — Teil 100: Mauersteine mit besonderen Eigenschaften*

DIN V 20000-401, *Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken — Teil 401: Regeln für die Verwendung von Mauerziegeln nach DIN EN 771-1:2005-05*

DIN V 20000-402, *Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken — Teil 402: Regeln für die Verwendung von Kalksandsteinen nach DIN EN 771-2:2005-05*

DIN V 20000-403, *Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken — Teil 403: Regeln für die Verwendung von Mauersteinen aus Beton nach DIN EN 771-3:2005-05*

DIN V 20000-404, *Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken — Teil 404: Regeln für die Verwendung von Porenbetonsteinen nach DIN EN 771-4:2005-05*

DIN EN 771-1, *Festlegungen für Mauersteine — Teil 1: Mauerziegel; Deutsche Fassung EN 771-1:2003 + A1:2005*

DIN EN 771-2, *Festlegungen für Mauersteine — Teil 2: Kalksandsteine; Deutsche Fassung EN 771-2:2003 + A1:2005*

DIN EN 771-3, *Festlegungen für Mauersteine — Teil 3: Mauersteine aus Beton (mit dichten und porigen Zuschlägen); Deutsche Fassung EN 771-3:2003 + A1:2005*

DIN EN 771-4, *Festlegungen für Mauersteine — Teil 4: Porenbetonsteine; Deutsche Fassung EN 771-4:2003 + A1:2005*

DIN EN 1926, *Prüfverfahren von Naturstein — Bestimmung der Druckfestigkeit; Deutsche Fassung EN 1926:1999*

3 Begriffe

Für die Anwendung dieser Norm gelten die in DIN 1053-1 angegebenen Begriffe.

4 Bautechnische Unterlagen

Es gilt DIN 1053-1:1996-11, Abschnitt 3.

5 Sicherheitskonzept

5.1 Allgemeines

Mauerwerk ist in der Regel im Grenzzustand der Tragfähigkeit nachzuweisen. In diesem Zustand muss gewährleistet sein, dass der Bemessungswert der Beanspruchungen E_d in einem Querschnitt den Bemessungswert des Tragwiderstandes R_d dieses Querschnittes nicht überschreitet. Die Bemessungswerte des Tragwiderstandes R_d sind die durch den Teilsicherheitsbeiwert γ_M dividierten und gegebenenfalls mit einem Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung der Lastdauer und weiterer Einflüsse multiplizierten charakteristischen Festigkeitswerte. Die Bemessungswerte der Beanspruchungen E_d ergeben sich aus den charakteristischen Werten E_k multipliziert mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_F . Einzelheiten zum Teilsicherheitsbeiwert γ_F enthalten Anhang A und DIN 1055-100.

Die wesentlichen Grundlagen des für alle Baustoffe einheitlich geltenden Teilsicherheitskonzeptes enthält DIN 1055-100. Die für Mauerwerk wichtigen Teile werden im Anhang A wiedergegeben.

5.2 Einwirkungen

Die charakteristischen Werte der Einwirkungen sowie die zugehörigen Teilsicherheitsbeiwerte sind DIN 1055 und gegebenenfalls bauaufsichtlichen Ergänzungen und Richtlinien zu entnehmen.

DIN 1053-100:2006-08**5.3 Tragwiderstand**

Grundlage des Tragwiderstandes sind die charakteristischen Werte f_k der Baustoff-Festigkeiten als 5%-Fraktilwerte nach 8.9 und 9.9. Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_M zur Bestimmung des Bemessungswertes des Tragwiderstandes sind Tabelle 1 zu entnehmen.

Tabelle 1 — Teilsicherheitsbeiwerte γ_M für Baustoffeigenschaften

	γ_M	
	Normale Einwirkungen	Außergewöhnliche Einwirkungen
Mauerwerk	$1,5 \cdot k_0$	$1,3 \cdot k_0$
Verbund-, Zug- und Druckwiderstand von Wandankern und Bändern	2,5	2,5

Dabei ist in Tabelle 1:

k_0 ein Faktor zur Berücksichtigung unterschiedlicher Teilsicherheitsbeiwerte γ_M bei Wänden und „kurzen Wänden“ nach DIN 1053-1:1996-11, 2.3. Es gilt:

$k_0 = 1,0$ für Wände;

$k_0 = 1,0$ für „kurze Wände“, die aus einem oder mehreren ungetrennten Steinen oder aus getrennten Steinen mit einem Lochanteil von weniger als 35 % bestehen und nicht durch Schlitze oder Aussparungen geschwächt sind;

$k_0 = 1,25$ für alle anderen „kurzen Wände“.

5.4 Begrenzung der planmäßigen Exzentrizitäten

Grundsätzlich dürfen klaffende Fugen infolge der planmäßigen Exzentrizität der einwirkenden charakteristischen Lasten (ohne Berücksichtigung der ungewollten Ausmitte und der Stabauslenkung nach Theorie II. Ordnung) rechnerisch höchstens bis zum Schwerpunkt des Gesamtquerschnittes entstehen.

6 Mauerwerksfestigkeiten**6.1 Allgemeines**

Die charakteristischen Zug-, Druck- und Schubfestigkeiten von Mauerwerk werden als 5%-Fraktilwerte angegeben.

6.2 Charakteristische Druckfestigkeit

Die charakteristische Druckfestigkeit f_k von Mauerwerk ist definiert als Festigkeit, die im Kurzzeitversuch an Prüfkörpern nach DIN 18554-1 gewonnen, als 5%-Fraktile ausgewertet und auf die theoretische Schlankheit null bezogen ist.

Für Rezeptmauerwerk (RM) sind die charakteristischen Festigkeiten f_k aus den Tabellen 4 und 5 in Abhängigkeit von den Steinfestigkeitsklassen und den Mörtelgruppen zu entnehmen.

Für Mauerwerk aus Natursteinen gelten die charakteristischen Festigkeiten f_k nach Anhang B.

7 Baustoffe

Es dürfen nur Steine verwendet werden, die DIN V 105-100, DIN 105-5, DIN V 106, DIN 398, DIN 1057-1, DIN V 4165-100, DIN V 18151-100, DIN V 18152-100 und DIN V 18153-100 bzw. DIN EN 771-1 in Verbindung mit DIN V 20000-401, DIN EN 771-2 in Verbindung mit DIN V 20000-402, DIN EN 771-3 in Verbindung mit DIN V 20000-403 und DIN EN 771-4 in Verbindung mit DIN V 20000-404 entsprechen.

Für die Verwendung von Natursteinen gilt Anhang B.

8 Vereinfachtes Berechnungsverfahren

8.1 Allgemeines

Der Nachweis der Standsicherheit darf mit dem gegenüber Abschnitt 9 vereinfachten Verfahren geführt werden, wenn die folgenden und die in Tabelle 2 enthaltenen Voraussetzungen erfüllt sind:

- Gebäudehöhe über Gelände nicht mehr als 20 m.

Als Gebäudehöhe darf bei geeigneten Dächern das Mittel von First- und Traufhöhe gelten.

- Stützweite der aufliegenden Decken $l \leq 6,0$ m, sofern nicht die Biegemomente aus dem Deckendrehwinkel durch konstruktive Maßnahmen, z. B. Zentrierleisten, begrenzt werden; bei zweiachsig gespannten Decken ist für l die kürzere der beiden Stützweiten einzusetzen.

Tabelle 2 — Voraussetzungen für die Anwendung des vereinfachten Verfahrens

	Bauteil	Voraussetzungen			
		Wanddicke d mm	lichte Wandhöhe h_s	Nutzlast q_k kN/m ²	
1	Innenwände	≥ 115 < 240	$\leq 2,75$ m	≤ 5	
2		≥ 240	—		
3	einschalige Außenwände	$\geq 175^a$ < 240	$\leq 2,75$ m		
4		≥ 240	$\leq 12 \cdot d$		
5	Tragschale zweischaliger Außenwände und zweischalige Haustrennwände	$\geq 115^b$ $< 175^b$	$\leq 2,75$ m		$\leq 3^c$
6		≥ 175 < 240			≤ 5
7		≥ 240			$\leq 12 \cdot d$

a Bei eingeschossigen Garagen und vergleichbaren Bauwerken, die nicht zum dauernden Aufenthalt von Menschen vorgesehen sind, auch $d \geq 115$ mm zulässig.

b Geschossanzahl maximal zwei Vollgeschosse zuzüglich ausgebautes Dachgeschoss; aussteifende Querwände im Abstand $\leq 4,50$ m bzw. Randabstand von einer Öffnung $\leq 2,0$ m.

c Einschließlich Zuschlag für nichttragende innere Trennwände.

Beim vereinfachten Verfahren brauchen bestimmte Beanspruchungen, z. B. Biegemomente aus Deckeneinspannung, ungewollte Exzentrizitäten beim Knicknachweis, Wind auf Außenwände usw., nicht nachgewiesen zu werden, da sie im Sicherheitsabstand, der dem Nachweisverfahren zugrunde liegt, oder durch konstruktive Regeln und Grenzen berücksichtigt sind.

Falls keine größeren planmäßigen Exzentrizitäten auftreten, darf der Nachweis nach 5.4 entfallen.

Ist die Gebäudehöhe größer als 20 m, oder treffen die in diesem Abschnitt enthaltenen Voraussetzungen nicht zu, oder soll die Standsicherheit des Bauwerkes oder einzelner Bauteile genauer nachgewiesen werden, ist der Standsicherheitsnachweis nach Abschnitt 9 zu führen.

8.2 Ermittlung der Schnittgrößen infolge von Lasten

8.2.1 Auflagerkräfte aus Decken

Die Schnittgrößen sind für die während des Errichtens und im Gebrauch auftretenden, maßgebenden Lastfälle zu berechnen. Bei der Ermittlung der Stützkräfte, die von einachsig gespannten Platten und Rippendecken sowie von Balken und Plattenbalken auf das Mauerwerk übertragen werden, ist die Durchlaufwirkung bei der ersten Innenstütze stets, bei den übrigen Innenstützen dann zu berücksichtigen, wenn das Verhältnis benachbarter Stützweiten kleiner als 0,7 ist. Alle übrigen Stützkräfte dürfen ohne Berücksichtigung einer Durchlaufwirkung unter der Annahme berechnet werden, dass die Tragwerke über allen Innenstützen gestoßen und frei drehbar gelagert sind. Tragende Wände unter einachsig gespannten

Decken, die parallel zur Deckenspannungsrichtung verlaufen, sind mit einem Deckenstreifen angemessener Breite zu belasten, so dass eine mögliche Lastabtragung in Querrichtung berücksichtigt ist. Die Auflagerkräfte aus zweiachsig gespannten Decken sind der Deckenberechnung zu entnehmen.

8.2.2 Knotenmomente

In Wänden, die als Zwischenaufleger von Decken dienen, brauchen die Biegemomente infolge des Auflagerdrehwinkels der Decken unter den Voraussetzungen des vereinfachten Verfahrens nicht nachgewiesen zu werden. Als Zwischenaufleger in diesem Sinne gelten

- a) Innenaufleger durchlaufender Decken;
- b) beidseitige Endaufleger von Decken;
- c) Innenaufleger von Massivdecken mit oberer konstruktiver Bewehrung im Auflagerbereich, auch wenn sie rechnerisch auf einer oder auf beiden Seiten der Wand parallel zur Wand gespannt sind.

In Wänden, die als einseitiges Endaufleger von Decken dienen, brauchen die Biegemomente infolge des Auflagerdrehwinkels der Decken unter den Voraussetzungen des vereinfachten Verfahrens nicht nachgewiesen zu werden, da dieser Einfluss im Faktor ϕ_3 nach 8.9.1.3 berücksichtigt ist.

8.3 Wind

Der Einfluss der Windlast rechtwinklig zur Wandebene darf beim Nachweis unter den Voraussetzungen des vereinfachten Verfahrens in der Regel vernachlässigt werden, wenn ausreichende horizontale Halterungen der Wände vorhanden sind. Als solche gelten z. B. Decken mit Scheibenwirkung oder statisch nachgewiesene Ringbalken im Abstand der zulässigen Geschosshöhen nach Tabelle 2.

Unabhängig davon ist die räumliche Steifigkeit des Gebäudes sicherzustellen.

8.4 Räumliche Steifigkeit

Alle horizontalen Kräfte, z. B. Windlasten oder Lasten aus Schrägstellung des Gebäudes, müssen sicher in den Baugrund weitergeleitet werden können. Auf einen rechnerischen Nachweis der räumlichen Steifigkeit darf verzichtet werden, wenn die Geschossdecken als steife Scheiben ausgebildet sind bzw. statisch nachgewiesene, ausreichend steife Ringbalken vorliegen und wenn in Längs- und Querrichtung des Gebäudes eine offensichtlich ausreichende Anzahl von genügend langen aussteifenden Wänden vorhanden ist, die ohne größere Schwächungen und ohne Versprünge bis auf die Fundamente geführt sind.

Ist bei einem Bauwerk nicht von vornherein erkennbar, dass Steifigkeit und Stabilität gesichert sind, so ist ein rechnerischer Nachweis der Standsicherheit der waagerechten und lotrechten Bauteile erforderlich. Dabei sind auch Lotabweichungen des Systems durch den Ansatz horizontaler Kräfte zu berücksichtigen, die sich durch eine rechnerische Schrägstellung des Gebäudes um den im Bogenmaß gemessenen Winkel

$$\alpha_{a1} = \pm \frac{1}{100 \sqrt{h_{\text{ges}}}} \quad (1)$$

ergeben. Für h_{ges} ist die Gebäudehöhe in m über OK Fundament einzusetzen.

Bei Bauwerken, die aufgrund ihres statischen Systems eine Umlagerung der Kräfte erlauben, dürfen bis zu 15 % des ermittelten horizontalen Kraftanteils einer Wand auf andere Wände umverteilt werden.

Bei großer Nachgiebigkeit der aussteifenden Bauteile müssen darüber hinaus die Formänderungen bei der Ermittlung der Schnittgrößen berücksichtigt werden. Dieser Nachweis darf entfallen, wenn die lotrechten aussteifenden Bauteile in der betrachteten Richtung die Bedingungen der folgenden Gleichung erfüllen:

DIN 1053-100:2006-08

$$h_{\text{ges}} \sqrt{\frac{N_k}{EI}} \leq 0,6 \quad \text{für } n \geq 4$$

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

Dabei ist

h_{ges} die Gebäudehöhe über OK Fundament;

N_k die Summe der charakteristischen Werte aller lotrechten Lasten des Gebäudes;

EI die Summe der Biegesteifigkeit aller lotrechten aussteifenden Bauteile im Zustand I nach der Elastizitätstheorie in der betrachteten Richtung (für E siehe 8.6);

n die Anzahl der Geschosse.

8.5 Zwängungen

Aus der starren Verbindung von Baustoffen unterschiedlichen Verformungsverhaltens können erhebliche Zwängungen infolge von Schwinden, Kriechen und Temperaturänderungen entstehen, die Spannungsumlagerungen und Schäden im Mauerwerk bewirken können. Das Gleiche gilt bei unterschiedlichen Setzungen. Durch konstruktive Maßnahmen (z. B. ausreichende Wärmedämmung, geeignete Baustoffwahl, zwängungsfreie Anschlüsse, Fugen usw.) ist unter Beachtung von 8.6 sicherzustellen, dass die vorgenannten Einwirkungen die Standsicherheit und Gebrauchsfähigkeit der baulichen Anlage nicht unzulässig beeinträchtigen.

8.6 Grundlagen für die Berechnung der Formänderung

Als Bemessungswerte für die Verformungseigenschaften der Mauerwerksarten aus künstlichen Steinen dürfen die in der Tabelle 3 angegebenen Rechenwerte angenommen werden.

Die Verformungseigenschaften der Mauerwerksarten können stark streuen. Der Streubereich ist in Tabelle 3 als Wertebereich angegeben; er kann in Ausnahmefällen noch größer sein. Sofern in den Steinnormen der Nachweis anderer Grenzwerte des Wertebereichs gefordert wird, gelten diese. Müssen Verformungen berücksichtigt werden, so sind die der Berechnung zugrunde liegende Art und Festigkeitsklasse der Steine, die Mörtelart und die Mörtelgruppe anzugeben.

Für die Berechnung der Randdehnung ϵ_R nach Bild 3 sowie der Knotenmomente nach 9.2.2 dürfen vereinfachend die dort angegebenen Verformungswerte angenommen werden.

Tabelle 3 — Verformungskennwerte für Kriechen, Schwinden, Temperaturänderung sowie Elastizitätsmodul

Mauersteinart	Endwert der Feuchtedehnung (Schwinden, chemisches Quellen) ^a		Endkriechzahl		Wärmedehnungskoeffizient		Elastizitätsmodul	
	$\epsilon_{f\infty}$ ^a		φ_{∞} ^b		α_T		E^c	
	Rechenwert	Wertebereich	Rechenwert	Wertebereich	Rechenwert	Wertebereich	Rechenwert	Wertebereich
	mm/m				$10^{-6}/K$			
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Mauerziegel	0	+0,3 bis -0,2	1,0	0,5 bis 1,5	6	5 bis 7	1 100 f_k	950 bis 1 300 f_k
Kalksandsteine ^d	-0,2	-0,1 bis -0,3	1,5	1,0 bis 2,0	8	7 bis 9	950 f_k	800 bis 1 300 f_k
Leichtbetonsteine	-0,4	-0,2 bis -0,5	2,0	1,5 bis 2,5	10 8 ^e	8 bis 12	1 600 f_k	1 300 bis 1 750 f_k
Betonsteine	-0,2	-0,1 bis -0,3	1,0	—	10	8 bis 12	2 400 f_k	2 000 bis 2 700 f_k
Porenbetonsteine	-0,2	+0,1 bis -0,3	1,5	1,0 bis 2,5	8	7 bis 9	800 f_k	650 bis 950 f_k

^a Verkürzung (Schwinden): Vorzeichen minus; Verlängerung (chemisches Quellen): Vorzeichen plus

^b $\varphi_{\infty} = \epsilon_{k\infty} / \epsilon_{el}$; $\epsilon_{k\infty}$ Endkriechdehnung; $\epsilon_{el} = \sigma / E$

^c E Sekantenmodul aus Gesamtdehnung bei etwa 1/3 der Mauerwerksdruckfestigkeit; charakteristische Druckfestigkeit f_k nach Tabellen 5, 6 und 7

^d Gilt auch für Hüttensteine

^e Für Leichtbeton mit überwiegend Blähton als Zuschlag

Nds. MBI, Nr. 36/2007

DIN 1053-100:2006-08

8.7 Aussteifung und Knicklänge von Wänden

8.7.1 Allgemeine Annahmen für aussteifende Wände

Je nach Anzahl der rechtwinklig zur Wandebene unverschieblich gehaltenen Ränder werden zwei-, drei- und vierseitig gehaltene sowie frei stehende Wände unterschieden. Als unverschiebliche Halterung dürfen horizontal gehaltene Deckenscheiben und aussteifende Querwände oder andere ausreichend steife Bauteile angesehen werden. Unabhängig davon ist das Bauwerk als Ganzes nach 8.4 auszusteifen.

Bei einseitig angeordneten Querwänden darf unverschiebliche Halterung der auszusteifenden Wand nur angenommen werden, wenn Wand und Querwand aus Baustoffen annähernd gleichen Verformungsverhaltens gleichzeitig im Verband hochgeführt werden und wenn ein Abreißen der Wände infolge stark unterschiedlicher Verformung nicht zu erwarten ist, oder wenn die zug- und druckfeste Verbindung durch andere Maßnahmen gesichert ist. Beidseitig angeordnete Querwände, deren Mittelebenen gegeneinander um mehr als die dreifache Dicke der auszusteifenden Wand versetzt sind, sind wie einseitig angeordnete Querwände zu behandeln.

Aussteifende Wände müssen mindestens eine wirksame Länge von $1/5$ der lichten Geschosshöhe h_s und eine Dicke von $1/3$ der Dicke der auszusteifenden Wand, jedoch mindestens 115 mm, haben.

Ist die aussteifende Wand durch Öffnungen unterbrochen, muss die Länge der Wand zwischen den Öffnungen mindestens so groß wie nach Bild 1 sein. Bei Fenstern gilt die lichte Fensterhöhe als h_1 bzw. h_2 .

Bei beidseitig angeordneten, nicht versetzten Querwänden darf auf das gleichzeitige Hochführen der beiden Wände im Verband verzichtet werden, wenn jede der beiden Querwände den vorstehend genannten Bedingungen für aussteifende Wände genügt. Auf Konsequenzen aus unterschiedlichen Verformungen und aus bauphysikalischen Anforderungen ist in diesem Fall besonders zu achten.

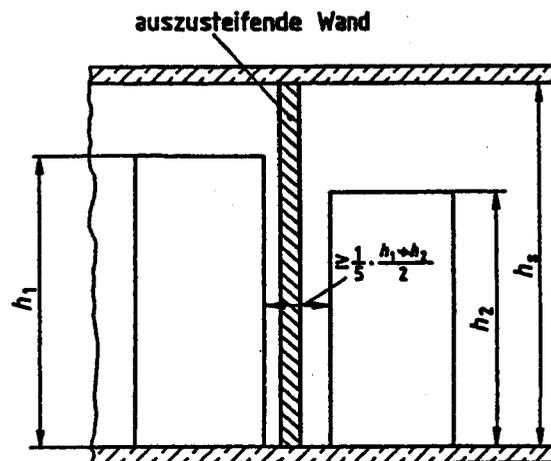


Bild 1 — Mindestlänge der aussteifenden Wand

8.7.2 Knicklängen

Die Knicklänge h_K von Wänden ist in Abhängigkeit von der lichten Geschosshöhe h_s wie folgt in Rechnung zu stellen:

a) Frei stehende Wände:

$$h_K = 2 \cdot h_s \sqrt{\frac{1 + 2 N_{od} / N_{ud}}{3}} \quad (3)$$

Dabei ist

N_{od} der Bemessungswert der Längskraft am Wandkopf;

N_{ud} der Bemessungswert der Längskraft am Wandfuß.

b) Zweiseitig gehaltene Wände:

Im Allgemeinen gilt:

$$h_K = h_s \quad (4)$$

Bei flächig aufgelagerten Decken, z. B. massiven Plattendecken oder Rippendecken nach DIN 1045-1 mit lastverteilenden Auflagerbalken, darf die Einspannung der Wand in den Decken durch Abminderung der Knicklänge auf

$$h_K = \beta \cdot h_s \quad (5)$$

berücksichtigt werden.

Es gilt vereinfacht:

$\beta = 0,75$ für Wanddicke $d \leq 175$ mm;

$\beta = 0,90$ für Wanddicke $175 \text{ mm} < d \leq 250$ mm;

$\beta = 1,00$ für Wanddicke $d > 250$ mm.

Als flächig aufgelagerte Massivdecken in diesem Sinn gelten auch Stahlbetonbalken- und Rippendecken nach DIN 1045-1 mit Zwischenbauteilen, bei denen die Auflagerung durch Randbalken erfolgt.

Die so vereinfacht ermittelte Abminderung der Knicklänge ist jedoch nur zulässig, wenn keine größeren horizontalen Lasten als die planmäßigen Windlasten rechtwinklig auf die Wände wirken und folgende Mindestauflagertiefen a auf den Wänden der Dicke d gegeben sind:

$d \geq 240$ mm: $a \geq 175$ mm

$d < 240$ mm: $a = d$

c) Dreiseitig gehaltene Wände (mit einem freien vertikalen Rand):

$$h_K = \frac{1}{1 + \left(\frac{\beta \cdot h_s}{3b'}\right)^2} \cdot \beta \cdot h_s \geq 0,3 \cdot h_s \quad (6)$$

DIN 1053-100:2006-08

d) Vierseitig gehaltene Wände:

für $h_s \leq b$:

$$h_K = \frac{1}{1 + \left(\frac{\beta \cdot h_s}{b}\right)^2} \cdot \beta \cdot h_s \quad (7)$$

für $h_s > b$:

$$h_K = \frac{b}{2} \quad (8)$$

Dabei ist

b' , b der Abstand des freien Randes von der Mitte der aussteifenden Wand, bzw. Mittenabstand der aussteifenden Wände nach Bild 2;

β der Abminderungsfaktor der Knicklänge wie bei zweiseitig gehaltenen Wänden.

Ist $b > 30 d$ bei vierseitig gehaltenen Wänden, bzw. $b' > 15 d$ bei dreiseitig gehaltenen Wänden, so darf keine seitliche Festhaltung angesetzt werden. Diese Wände sind wie zweiseitig gehaltene Wände zu behandeln. Hierin ist d die Dicke der gehaltenen Wand. Ist die Wand im Bereich des mittleren Drittels der Wandhöhe durch vertikale Schlitzes oder Aussparungen geschwächt, so ist für d die Restwanddicke einzusetzen oder ein freier Rand anzunehmen. Unabhängig von der Lage eines vertikalen Schlitzes oder einer Aussparung ist an ihrer Stelle ein freier Rand anzunehmen, wenn die Restwanddicke kleiner als die halbe Wanddicke oder kleiner als 115 mm ist.

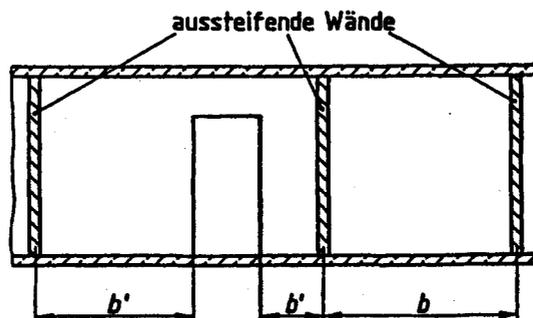


Bild 2 — Darstellung der Größen b und b' für drei- und vierseitig gehaltene Wände

8.7.3 Schlitzes und Öffnungen in Wänden

Für die Bemessung gilt DIN 1053-1:1996-11, 8.3. Werden die Bedingungen für ohne Nachweis zulässige Schlitzes und Aussparungen nach DIN 1053-1:1996-11, Tabelle 10 im mittleren Drittel der Wandhöhe nicht eingehalten, so ist für die Wanddicke die Restwanddicke anzusetzen oder ein freier Rand anzunehmen.

Haben Wände Öffnungen, deren lichte Höhe größer als $1/4$ der Geschosshöhe oder deren lichte Breite größer als $1/4$ der Wandbreite oder deren Gesamtfläche größer als $1/10$ der Wandfläche ist, so sind die Wandteile zwischen Wandöffnung und aussteifender Wand als dreiseitig gehalten, die Wandteile zwischen Wandöffnungen als zweiseitig gehalten anzusehen.

8.8 Mitwirkende Breite von zusammengesetzten Querschnitten

Als zusammengesetzt gelten nur Querschnitte, deren Teile aus Steinen gleicher Art, Höhe und Festigkeitsklasse bestehen, die gleichzeitig im Verband mit gleichem Mörtel gemauert werden und bei denen ein Abreißen von Querschnittsteilen infolge stark unterschiedlicher Verformung nicht zu erwarten ist. Querschnittsschwächungen durch Schlitzte sind zu berücksichtigen. Brüstungs- und Sturzmauerwerk dürfen nicht in die mitwirkende Breite einbezogen werden. Die mitwirkende Breite darf nach der Elastizitätstheorie ermittelt werden. Falls kein genauer Nachweis geführt wird, darf die mitwirkende Breite beidseits zu je 1/4 der über dem betrachteten Schnitt liegenden Höhe des zusammengesetzten Querschnitts, jedoch nicht mehr als die vorhandene Querschnittsbreite, angenommen werden.

Die Schubtragfähigkeit des zusammengesetzten Querschnitts ist nach 9.9.5 nachzuweisen.

8.9 Bemessung mit dem vereinfachten Verfahren — Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit

8.9.1 Nachweis bei zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung

8.9.1.1 Grundlagen der Bemessung

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist nachzuweisen:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (9)$$

Dabei ist

N_{Ed} der Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft. Hierfür gelten die Gleichungen nach Anhang A, A.3.2. Im Allgemeinen genügt der Ansatz:

$$N_{Ed} = 1,35 N_{Gk} + 1,5 N_{Qk} \quad (10)$$

In Hochbauten mit Decken aus Stahlbeton, die mit charakteristischen Nutzlasten von maximal 2,5 kN/m² belastet sind, darf vereinfachend angesetzt werden:

$$N_{Ed} = 1,4 (N_{Gk} + N_{Qk}) \quad (11)$$

Im Fall größerer Biegemomente M , z. B. bei Windscheiben, ist auch der Lastfall $\max M + \min N$ zu berücksichtigen. Dabei gilt:

$$\min N_{Ed} = 1,0 N_{Gk} \quad (12)$$

Dabei ist

N_{Rd} der Bemessungswert der aufnehmbaren Normalkraft. Grundlage ist ein rechteckiger Spannungsblock, dessen Schwerpunkt mit dem Angriffspunkt der Lastresultierenden übereinstimmt. Für Rechteckquerschnitte gilt:

$$N_{Rd} = \Phi \cdot A \cdot f_d \quad (13)$$

Dabei ist

A die Gesamtfläche des Querschnitts. Gemauerte Querschnitte, deren Flächen kleiner als 400 cm² sind, sind als tragende Teile unzulässig. Beim Nachweis, dass dieser Mindestquerschnitt eingehalten ist, sind alle Schlitzte und Aussparungen zu berücksichtigen;

DIN 1053-100:2006-08

- $f_d = \eta \cdot f_k / \gamma_M$ der Bemessungswert der Druckfestigkeit des Mauerwerks;
- η der Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung von Langzeitwirkung und weiterer Einflüsse; η ist im Allgemeinen mit 0,85 anzunehmen; in begründeten Fällen, z. B. Kurzzeitbelastung, dürfen auch größere Werte für η (mit $\eta \leq 1$) eingesetzt werden; bei außergewöhnlichen Einwirkungen gilt generell $\eta = 1$;
- f_k die charakteristische Druckfestigkeit des Mauerwerks nach Tabellen 4 und 5;
- γ_M der Teilsicherheitsbeiwert nach Tabelle 1;
- ϕ der Abminderungsfaktor nach 8.9.1.2 und 8.9.1.3 zur Berücksichtigung der Schlankheit der Wand und von Lastexzentrizitäten.

Tabelle 4 — Charakteristische Werte f_k der Druckfestigkeit von Mauerwerk mit Normalmörtel

Steinfestigkeitsklasse	Mörtelgruppe				
	I N/mm ²	II N/mm ²	IIa N/mm ²	III N/mm ²	IIIa N/mm ²
2	0,9	1,5	1,5 ^a	—	—
4	1,2	2,2	2,5	2,8	—
6	1,5	2,8	3,1	3,7	—
8	1,8	3,1	3,7	4,4	—
10	2,2	3,4	4,4	5,0	—
12	2,5	3,7	5,0	5,6	6,0
16	2,8	4,4	5,5	6,6	7,7
20	3,1	5,0	6,0	7,5	9,4
28	—	5,6	7,2	9,4	11,0
36	—	—	—	11,0	12,5
48	—	—	—	12,5 ^b	14,0 ^b
60	—	—	—	14,0 ^b	15,5 ^b

^a $f_k = 1,8 \text{ N/mm}^2$ bei Außenwänden mit Dicken $\geq 300 \text{ mm}$. Diese Erhöhung gilt jedoch nicht für den Nachweis der Auflagerpressung nach 8.9.3.

^b Die Werte $f_k \geq 11,0 \text{ N/mm}^2$ enthalten einen zusätzlichen Sicherheitsbeiwert zwischen 1,0 und 1,17 wegen Gefahr von Sprödbbruch.

Tabelle 5 — Charakteristische Werte f_k der Druckfestigkeit von Mauerwerk mit Dünnbett- und Leichtmörtel

Steinfestigkeitsklasse	Dünnbettmörtel ^a N/mm ²	Leichtmörtel	
		LM 21 N/mm ²	LM 36 N/mm ²
2	1,8	1,5 (1,2) ^b	1,5 (1,2) ^b (1,8) ^c
4	3,4	2,2 (1,5) ^d	2,5 (2,2) ^e
6	4,7	2,2	2,8
8	6,2	2,5	3,1
10	6,6	2,7	3,3
12	6,9	2,8	3,4
16	8,5	2,8	3,4
20	10,0	2,8	3,4
28	11,6	2,8	3,4

^a Anwendung nur bei Porenbeton-Plansteinen nach DIN V 4165-100 bzw. DIN EN 771-4 in Verbindung mit DIN V 20000-404 und bei Kalksand-Plansteinen. Die Werte gelten für Vollsteine. Für Kalksand-Lochsteine und Kalksand-Hohlblocksteine nach DIN V 106 bzw. DIN EN 771-2 in Verbindung mit DIN V 20000-402 gelten die entsprechenden Werte der Tabelle 4 bei Mörtelgruppe III bis Steinfestigkeitsklasse 20.

^b Für Mauerwerk mit Mauerziegeln nach DIN V 105-100 bzw. DIN EN 771-1 in Verbindung mit DIN V 20000-401 gilt $f_k = 1,2$ N/mm.

^c $f_k = 1,8$ N/mm² bei Außenwänden mit Dicken ≥ 300 mm. Diese Erhöhung gilt jedoch nicht für den Fall der Fußnote b und nicht für den Nachweis der Auflagerpressung nach 8.9.3.

^d Für Kalksandsteine nach DIN V 106 bzw. DIN EN 771-2 in Verbindung mit DIN V 20000-402 der Rohdichteklasse $\geq 0,9$ und Mauerziegel nach DIN V 105-100 bzw. DIN EN 771-1 in Verbindung mit DIN V 20000-401 gilt $f_k = 1,5$ N/mm².

^e Für Mauerwerk mit den in Fußnote d genannten Mauersteinen gilt $f_k = 2,2$ N/mm².

8.9.1.2 Abminderungsfaktor Φ_1 bei vorwiegend biegebeanspruchten Querschnitten

Bei vorwiegend biegebeanspruchten Querschnitten, insbesondere bei Windscheiben, gilt

$$\Phi = \Phi_1 = 1 - 2e/b \quad (14)$$

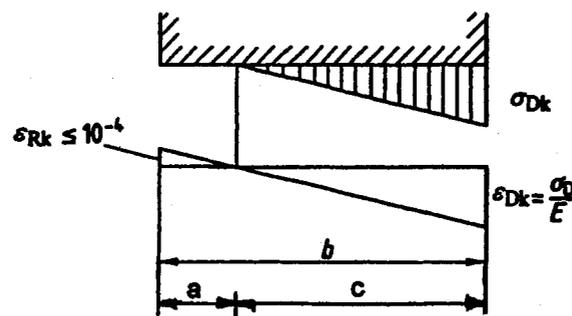
Dabei ist

- b die Länge der Windscheibe bei Scheibenbeanspruchung bzw. $b = d$ bei Plattenbeanspruchung, wobei d die Wanddicke ist;
- $e = M_{Ed}/N_{Ed}$ die Exzentrizität der Last; zum Lastfall $\max M + \min N$ siehe auch 8.9.1.1, Gleichung (12);
- $M_{Ed} = \gamma_F \cdot M_{Ek}$ der Bemessungswert des Biegemomentes;
bei Windscheiben gilt $M_{Ed} = 1,5 \cdot H_{Wk} \cdot h_W$; eventuell vorhandene Exzentrizitäten der Normalkraft sind zusätzlich zu berücksichtigen;

DIN 1053-100:2006-08

H_{Wk}	der charakteristische Wert der resultierenden Windlast bezogen auf den nachzuweisenden Querschnitt;
h_W	der Hebelarm von H_{Wk} bezogen auf den nachzuweisenden Querschnitt;
N_{Ed}	der Bemessungswert der Normalkraft im nachzuweisenden Querschnitt nach Gleichung (10), (11) oder (12).

Bei Exzentrizitäten $e > b/6$ bzw. $e > d/6$ sind rechnerisch klaffende Fugen vorausgesetzt. Bei Windscheiben mit $e > b/6$ ist zusätzlich nachzuweisen, dass die rechnerische Randdehnung aus der Scheibenbeanspruchung auf der Seite der Klaffung $\varepsilon_R = \sigma_D \cdot a/c$ unter charakteristischen Lasten den Wert $\varepsilon_{Rk} = 10^{-4}$ nicht überschreitet (siehe Bild 3). Der Elastizitätsmodul für Mauerwerk darf hierfür zu $E = 1\,000 \cdot f_k$ angenommen werden.



Legende

- b Länge der Windscheibe
- σ_{Dk} Kantenpressung auf Basis eines linear-elastischen Stoffgesetzes
- ε_{Dk} rechnerische Randstauchung
- ε_{Rk} rechnerische Randdehnung

Bild 3 — Zulässige rechnerische Randdehnung bei Windscheiben

8.9.1.3 Abminderungsfaktoren Φ_2 und Φ_3 bei geschosshohen Wänden

Zur Berücksichtigung der Traglastminderung bei Knickgefahr nach 8.9.1.1 gilt

$$\Phi = \Phi_2 = 0,85 - 0,0011 \cdot (h_k/d)^2 \quad (15)$$

Dabei ist

- h_k die Knicklänge nach 8.7.2;
- d die Dicke des Querschnitts.

Schlankheiten $h_k/d > 25$ sind unzulässig.

Zur Berücksichtigung der Traglastminderung durch den Deckendrehwinkel bei Endauflagern auf Außen- oder Innenwänden gilt:

Für Deckenstützweiten $l \leq 4,20$ m: $\Phi = \Phi_3 = 0,9$

Für $4,20$ m $< l \leq 6,0$ m: $\Phi = \Phi_3 = 1,6 - l/6 \leq 0,9$ für $f_k \geq 1,8$ N/mm² (16)

$\Phi = \Phi_3 = 1,6 - l/5 \leq 0,9$ für $f_k < 1,8$ N/mm² (17)

Dabei ist

l die Deckenstützweite nach 8.1, in m.

Bei Decken über dem obersten Geschoss, insbesondere bei Dachdecken, gilt

$\Phi = \Phi_3 = 1/3$ für alle Werte von l .

Hierbei sind rechnerisch klaffende Fugen vorausgesetzt.

Wird die Traglastminderung infolge Deckendrehwinkel durch konstruktive Maßnahmen, z. B. Zentrierleisten, vermieden, so gilt unabhängig von der Deckenstützweite $\Phi_3 = 1,0$.

Für die Bemessung maßgebend ist der kleinere der Werte Φ_2 und Φ_3 .

8.9.1.4 Außergewöhnliche Einwirkung auf Wände

Bei zweiseitig gehaltenen Wänden mit Wanddicken $d < 175$ mm und mit Schlankheiten $h_k/d > 12$ und mit Wandbreiten $< 2,0$ m ist der Einfluss einer ungewollten horizontalen Einzellast $H = 0,5$ kN, die als außergewöhnliche Einwirkung A_d in halber Geschosshöhe angreift, nachzuweisen. Sie darf als Linienlast über die Wandbreite gleichmäßig verteilt werden. Der Bemessungswert der Einwirkungen für die außergewöhnliche Bemessungssituation ist nach Anhang A, Gleichung (A.3) zu ermitteln. Der Nachweis darf jedoch entfallen, wenn Gleichung (32) eingehalten ist.

8.9.2 Nachweis der Knicksicherheit bei größeren Exzentrizitäten

Der Faktor Φ_2 nach 8.9.1.3 berücksichtigt im vereinfachten Verfahren die ungewollte Ausmitte und die Verformung nach Theorie II. Ordnung. Dabei ist vorausgesetzt, dass in halber Geschosshöhe nur Biegemomente aus Knotenmomenten nach 8.2.2 und aus Windlasten auftreten. Greifen größere horizontale Lasten an oder werden vertikale Lasten mit größerer planmäßiger Exzentrizität eingeleitet, so ist der Knicksicherheitsnachweis nach 9.9.2 zu führen. Ein Versatz der Wandachsen infolge einer Änderung der Wanddicken gilt dann nicht als größere Exzentrizität, wenn der Querschnitt der dickeren tragenden Wand den Querschnitt der dünneren tragenden Wand umschreibt.

8.9.3 Einzellasten und Teilflächenpressung

8.9.3.1 Einzellasten auf Mauerwerk

Werden Wände durch Einzellasten belastet, so ist die Aufnahme der Spaltzugkräfte konstruktiv sicherzustellen. Dies kann bei sorgfältig ausgeführtem Mauerwerksverband als gegeben angenommen werden. Die Spaltzugkräfte können auch durch Bewehrung oder Stahlbetonkonstruktionen aufgenommen werden.

Ist die Aufnahme der Spaltzugkräfte konstruktiv gesichert, so darf die Druckverteilung unter den konzentrierten Lasten innerhalb des Mauerwerks unter 60° angesetzt werden. Der höher beanspruchte Wandbereich darf in höherer Mauerwerksfestigkeit ausgeführt werden. 8.5 ist dabei zu beachten.

Wird nur die Teilfläche A_1 (Übertragungsfläche, siehe Bild 5) eines Mauerwerksquerschnittes durch eine Einzellast F_d , z. B. unter Balken, Unterzügen, Stützen usw., mittig oder ausmittig belastet, dann darf A_1 mit folgender Teilflächenpressung σ_{1d} belastet werden:

DIN 1053-100:2006-08

$$\sigma_{1d} = F_d/A_1 \leq \alpha \cdot \eta \cdot f_k/\gamma_M \quad (18)$$

Im Allgemeinen gilt $\alpha = 1,0$. Vergrößerte Werte α siehe 8.9.3.2. Zur Größe von η siehe 8.9.1.1.

f_k folgt aus Tabellen 4 oder 5, γ_M aus Tabelle 1.

Dieser Nachweis ersetzt nicht den Nachweis der gesamten Wand und ihrer Knicksicherheit.

8.9.3.2 Vergrößerter Wert der Teilflächenpressung

Der Wert α nach Gleichung (18) darf auf $\alpha = 1,3$ vergrößert werden, wenn folgende Voraussetzungen nach Bild 5 eingehalten sind:

- Teilfläche $A_1 \leq 2 d^2$, wobei d die Wanddicke ist.
- Exzentrizität e des Schwerpunktes der Teilfläche: $e < d/6$.
- Abstand a_1 der Teilfläche vom Rand der Wand größer als die dreifache Länge l_1 der Übertragungsfläche in Wandlängsrichtung: $a_1 > 3 l_1$.

Ein genauerer Nachweis nach 9.9.3.2 ist zulässig.

8.9.3.3 Teilflächenpressung rechtwinklig zur Wandebene

Für Teilflächenpressung rechtwinklig zur Wandebene gilt Gleichung (18) mit $\alpha = 1,3$. Bei horizontalen Lasten $F_d > 4,0$ kN ist zusätzlich die Schubspannung in den Lagerfugen der belasteten Steine nach Gleichung (25) nachzuweisen. Bei Loch- und Kammersteinen ist z. B. durch Unterlagsplatten sicherzustellen, dass die Druckkraft auf mindestens 2 Stege übertragen wird.

8.9.4 Zug- und Biegezugbeanspruchung**8.9.4.1 Nachweis der Zug- und Biegezugbeanspruchung**

Zug- und Biegezugfestigkeiten rechtwinklig zur Lagerfuge dürfen in tragenden Wänden nicht in Rechnung gestellt werden.

Zugbeanspruchungen parallel zur Lagerfuge sind wie folgt nachzuweisen:

$$n_{Ed} \leq n_{Rd} = d \cdot f_{x2}/\gamma_M \quad (19)$$

Für Biegezugbeanspruchungen parallel zur Lagerfuge gilt:

$$m_{Ed} \leq m_{Rd} = d^2 \cdot f_{x2}/6 \gamma_M \quad (20)$$

Dabei ist

- d die Wanddicke;
- n_{Ed} der Bemessungswert der wirkenden Zugkraft;
- n_{Rd} der Bemessungswert der aufnehmbaren Zugkraft;
- m_{Ed} der Bemessungswert des wirkenden Biegemomentes;

m_{Rd} der Bemessungswert des aufnehmbaren Biegemomentes;

f_{x2} die charakteristische Zug- und Biegezugfestigkeit parallel zur Lagerfuge;

γ_M der Teilsicherheitsbeiwert nach Tabelle 1.

ANMERKUNG n und m gelten je Längeneinheit.

8.9.4.2 Charakteristische Zug- und Biegezugfestigkeit

Die charakteristische Zug- und Biegezugfestigkeit f_{x2} parallel zur Lagerfuge ergibt sich aus

$$f_{x2} = 0,4 f_{vk0} + 0,24 \sigma_{Dd} \leq \max f_{x2} \quad (21)$$

Dabei ist

f_{vk0} die abgeminderte Haftscherfestigkeit nach Tabelle 6;

σ_{Dd} der Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung rechtwinklig zur Lagerfuge; er ist i. d. R. mit dem geringsten zugehörigen Wert einzusetzen;

$\max f_{x2}$ der Höchstwert der ansetzbaren Zugfestigkeit parallel zur Lagerfuge nach Tabelle 7.

Tabelle 6 — Abgeminderte Haftscherfestigkeit f_{vk0} in N/mm²

Mörtelart, Mörtelgruppe	NM I	NM II	NM IIa LM 21 LM 36	NM III DM	NM IIIa
f_{vk0}^a	0,02	0,08	0,18	0,22	0,26

^a Für Mauerwerk mit unvermörtelten Stoßfugen sind die Werte f_{vk0} zu halbieren. Als vermörtelt in diesem Sinn gilt eine Stoßfuge, bei der etwa die halbe Wanddicke oder mehr vermörtelt ist.

Tabelle 7 — Höchstwerte der Zugfestigkeit $\max f_{x2}$ parallel zur Lagerfuge in N/mm²

Steinfestigkeits- klasse	2	4	6	8	12	20	≥ 28
$\max f_{x2}$	0,02	0,04	0,08	0,10	0,20	0,30	0,40

Tabelle 8 — Höchstwerte der Schubfestigkeit $\max f_{vk}$ im vereinfachten Nachweisverfahren

Steinart	$\max f_{vk}^a$
Hohlblocksteine	$0,012 \cdot f_{bk}$
Hochlochsteine und Steine mit Grifflöchern oder mit Grifföffnungen	$0,016 \cdot f_{bk}$
Vollsteine ohne Grifflöcher und ohne Grifföffnungen	$0,020 \cdot f_{bk}$

^a f_{bk} ist der charakteristische Wert der Steindruckfestigkeit (Steinfestigkeitsklasse).

DIN 1053-100:2006-08**8.9.5 Schubbeanspruchung****8.9.5.1 Schubnachweis**

Je nach Krafrichtung ist zu unterscheiden zwischen Scheibenschub infolge von Kräften parallel zur Wandebene und Plattenschub infolge von Kräften senkrecht dazu. Ist ein Nachweis der räumlichen Steifigkeit nach 8.4 nicht erforderlich, darf auch der Schubnachweis für die aussteifenden Wände entfallen. Ist ein Schubnachweis erforderlich, so ist die Querkraft-Tragfähigkeit nach der technischen Biegelehre bzw. nach der Scheibentheorie für homogenes Material zu ermitteln. Querschnittsbereiche, in denen die Fugen rechnerisch klaffen, dürfen beim Schubnachweis nicht in Rechnung gestellt werden. Hierbei darf die Länge l_c der überdrückten Fläche A unter Annahme eines linear-elastischen Werkstoffgesetzes bestimmt werden. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist nachzuweisen:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (22)$$

Dabei ist

V_{Ed} der Bemessungswert der Querkraft;

V_{Rd} der Bemessungswert des Bauteilwiderstandes bei Querkraftbeanspruchung;

Für Rechteckquerschnitte gilt bei Scheibenschub:

$$V_{Rd} = \alpha_s \cdot f_{vd} \cdot d / c \quad (23)$$

Dabei ist

$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$ der Bemessungswert der Schubfestigkeit mit f_{vk} nach 8.9.5.2;

γ_M der Teilsicherheitsbeiwert nach Tabelle 1;

α_s der Schubtragfähigkeitsbeiwert. Für den Nachweis von Wandscheiben unter Windbeanspruchung gilt $\alpha_s = 1,125 \cdot l$ bzw. $\alpha_s = 1,333 \cdot l_c$, wobei der kleinere der beiden Werte maßgebend ist. In allen anderen Fällen gilt $\alpha_s = l$ bzw. $\alpha_s = l_c$;

l die Länge der nachzuweisenden Wand;

l_c die Länge des überdrückten Wandquerschnitts; $l_c = 1,5 \cdot (l - 2e) \leq l$;

d die Dicke der nachzuweisenden Wand;

c der Faktor zur Berücksichtigung der Verteilung der Schubspannungen über den Querschnitt. Für hohe Wände $h_W / l \geq 2$ gilt $c = 1,5$; für Wände mit $h_W / l \leq 1$ gilt $c = 1,0$; dazwischen darf linear interpoliert werden. h_W bedeutet die Gesamthöhe, l die Länge der Wand. Bei Plattenschub gilt stets $c = 1,5$.

Bei Plattenschub ist analog zu verfahren.

8.9.5.2 Schubfestigkeit

Für die charakteristische Schubfestigkeit gilt:

a) Scheibenschub: Der kleinere Wert aus den Gleichungen (24) und (25) ist maßgebend.

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_{Dd} \quad (24)$$

$$f_{vk} = \max f_{vk} \quad (25)$$

b) Plattenschub:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,6 \cdot \sigma_{Dd} \quad (26)$$

Dabei ist

f_{vk0} die abgeminderte Haftscherfestigkeit nach Tabelle 6;

σ_{Dd} der Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung im untersuchten Lastfall an der Stelle der maximalen Schubspannung. Für Rechteckquerschnitte gilt $\sigma_{Dd} = N_{Ed}/A$, dabei ist A der überdrückte Querschnitt. Im Regelfall ist die minimale Einwirkung $N_{Ed} = 1,0 N_G$ maßgebend;

$\max f_{vk}$ der Höchstwert der Schubfestigkeit nach Tabelle 8.

Ein genauerer Nachweis darf nach 9.9.5.2 geführt werden.

9 Genaueres Berechnungsverfahren — Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit

9.1 Allgemeines

Das genauere Berechnungsverfahren darf auf einzelne Bauteile, einzelne Geschosse oder ganze Bauwerke angewendet werden.

9.2 Ermittlung der Schnittgrößen infolge von Lasten

9.2.1 Auflagerkräfte aus Decken

Es gilt 8.2.1.

9.2.2 Knotenmomente

Der Einfluss der Decken-Auflagerdrehwinkel auf die Ausmitte der Lasteintragung in die Wände ist zu berücksichtigen. Dies darf durch eine Berechnung des Wand-Decken-Knotens erfolgen, bei der vereinfachend ungerissene Querschnitte und elastisches Materialverhalten zugrunde gelegt werden können. Die ständigen Lasten (G) dürfen hierbei in allen Deckenfeldern und allen Geschossen mit dem gleichen Teilsicherheitsbeiwert γ_G multipliziert werden. Die so ermittelten Knotenmomente dürfen auf 2/3 ihres Wertes ermäßigt werden.

Die Berechnung des Wand-Decken-Knotens darf an einem Ersatzsystem unter Abschätzung der Momenten-Nullpunkte in den Wänden, im Regelfall in halber Geschosshöhe, erfolgen. Hierbei darf die halbe Nutzlast wie ständige Last angesetzt und der Elastizitätsmodul für Mauerwerk zu $E = 1\,000 f_k$ angenommen werden.

9.2.3 Vereinfachte Berechnung der Knotenmomente

Die Berechnung des Wand-Decken-Knotens darf durch folgende Näherungsrechnung ersetzt werden, wenn die Nutzlast nicht größer als 5 kN/m^2 ist:

Der Auflagerdrehwinkel der Decken bewirkt, dass die Deckenauflegerkraft A mit einer Ausmitte e angreift, wobei e zu 5 % der Differenz der benachbarten Deckenspannweiten, bei Außenwänden zu 5 % der angrenzenden Deckenspannweite angesetzt werden darf.

DIN 1053-100:2006-08

Bei Dachdecken ist das Moment $M_D = A_D \cdot e_D$ voll in den Wandkopf, bei Zwischendecken ist das Moment $M_Z = A_Z \cdot e_Z$ je zur Hälfte in den angrenzenden Wandkopf und Wandfuß einzuleiten. Längskräfte N_0 infolge Lasten aus darüber befindlichen Geschossen dürfen zentrisch angesetzt werden (siehe auch Bild 4).

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

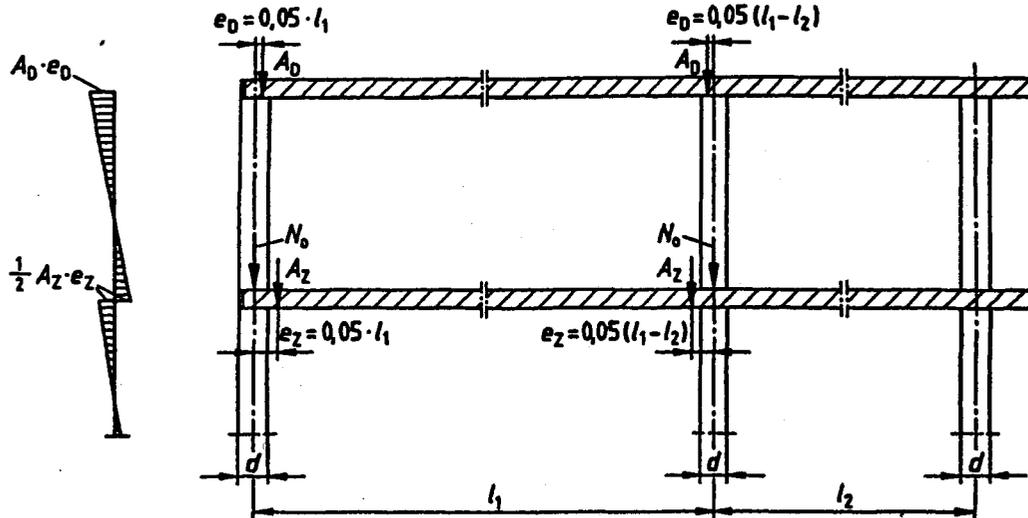


Bild 4 — Vereinfachende Annahmen zur Berechnung von Knoten- und Wandmomenten

9.2.4 Begrenzung der Knotenmomente

Ist die rechnerische Exzentrizität der resultierenden Last aus Decken und darüber befindlichen Geschossen infolge der Knotenmomente am Kopf bzw. Fuß der Wand im Grenzzustand der Tragfähigkeit größer als $1/3$ der Wanddicke d , so darf die resultierende Last über einen am Rand des Querschnitts angeordneten Spannungsbereich der Länge $\leq d/3$ und der Ordinate f_d abgetragen werden. In diesem Fall ist Schäden infolge von Rissen in Mauerwerk und Putz durch konstruktive Maßnahmen, z. B. Fugenausbildung, Kantennut o. Ä., mit entsprechender Ausbildung der Außenhaut entgegenzuwirken.

9.2.5 Wandmomente

Der Momentenverlauf über die Wandhöhe infolge Vertikallasten ergibt sich aus den anteiligen Wandmomenten der Knotenberechnung (siehe Bild 4). Momente infolge Horizontallasten, z. B. Wind oder Erddruck, dürfen unter Einhaltung des Gleichgewichts zwischen den Grenzfällen Volleinspannung und gelenkige Lagerung umgelagert werden.

9.3 Wind

Momente aus Windlast rechtwinklig zur Wandebene dürfen im Regelfall bis zu einer Höhe von 20 m über Gelände vernachlässigt werden, wenn die Wanddicken $d \geq 240$ mm und die lichten Geschosshöhen $h_s \leq 3,0$ m sind. In Wandebene sind die Windlasten jedoch zu berücksichtigen (siehe 9.4).

9.4 Räumliche Steifigkeit

Es gilt 8.4.

9.5 Zwängungen

Es gilt 8.5.

9.6 Grundlagen für die Berechnung der Formänderungen

Es gilt 8.6. Für die Berechnung der Knotenmomente darf vereinfachend der E-Modul $E = 1\,000 f_k$ angenommen werden.

9.7 Aussteifung und Knicklänge von Wänden

9.7.1 Allgemeine Annahmen für aussteifende Wände

Es gilt 8.7.1.

9.7.2 Knicklängen

Es gilt 8.7.2 mit folgender Änderung für die Abminderung der Knicklänge von Wänden:

Bei flächig aufgelagerten Decken, z. B. Plattendecken oder Rippendecken nach DIN 1045-1 mit lastverteilenden Auflagerbalken, darf bei 2-, 3- und 4-seitig gehaltenen Wänden die Einspannung der Wand in den Decken durch Abminderung der Knicklänge nach Tabelle 9 auf

$$h_K = \beta \cdot h_s$$

berücksichtigt werden, wenn die Bedingungen der Tabelle 9 eingehalten sind.

Tabelle 9 — Reduzierung der Knicklänge bei Wänden mit flächig aufgelagerten Massivdecken

Erforderliche Auflagertiefe a der Decke auf der Wand:	
Wanddicke $d \geq 125$ mm:	$a \geq 2/3 d$
$d < 125$ mm:	$a \geq 85$ mm
Planmäßige Ausmitte e^a des Bemessungswertes der Längskraft am Wandkopf (für alle Wanddicken)	Reduzierte Knicklänge $h_K = \beta \cdot h_s^b$
$\leq \frac{d}{6}$	0,75 h_s
$\frac{d}{3}$	1,00 h_s
^a Das heißt Ausmitte ohne Berücksichtigung von e_a nach 9.9.2, jedoch gegebenenfalls auch infolge Wind. ^b Zwischenwerte dürfen geradlinig eingeschaltet werden.	

9.7.3 Schlitze und Öffnungen in Wänden

Es gilt 8.7.3.

9.8 Mittragende Breite von zusammengesetzten Querschnitten

Es gilt 8.8.

DIN 1053-100:2006-08**9.9 Bemessung mit dem genaueren Verfahren — Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit****9.9.1 Nachweis bei zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung****9.9.1.1 Grundlagen der Bemessung**

Es gilt 8.9.1.1.

9.9.1.2 Abminderungsfaktor Φ_1 bei vorwiegend biegebeanspruchten Querschnitten

Es gilt 8.9.1.2

9.9.1.3 Abminderungsfaktoren Φ bei geschosshohen Wänden

Die Wände sind am Wandkopf, am Wandfuß und in halber Geschosshöhe nachzuweisen. Die im Grenzzustand der Tragfähigkeit aufnehmbare Normalkraft beträgt:

Am Wandkopf und Wandfuß:

$$N_{Rd} = \Phi_{0,u} \cdot A \cdot f_d \quad (27)$$

$$\text{mit } \Phi_{0,u} = 1 - 2 \cdot e_{0,u} / d \quad (28)$$

In halber Geschosshöhe:

$$N_{Rd} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d \quad (29)$$

$$\Phi_m = 1,14 (1 - 2e_m/d) - 0,024 \cdot h_k/d \leq 1 - 2e_m/d \quad (30)$$

Dabei ist

- h_k/d die Schlankheit der Wand (Verhältnis der Knicklänge nach 9.7.2 zu Wanddicke); Schlankheiten $h_k/d > 25$ sind nicht zulässig;
- $e_{0,u}$ die Exzentrizität der einwirkenden Last $N_{E0,u,d}$ infolge des Biegemomentes $M_{E0,u,d}$ insbesondere aus Deckeneinspannung und Wind. Es gilt:
- $$e_{0,u} = M_{E0,u,d} / N_{E0,u,d} \geq 0,05 d;$$
- e_m die Exzentrizität der einwirkenden Last $N_{m,d}$ in halber Geschosshöhe. Es gilt:
- $$e_m = e_{m0} + e_{mk} = M_{Emd} / N_{Emd} + e_a + e_{mk};$$
- e_{m0} die Exzentrizität infolge der planmäßigen Biegemomente M_{Emd} in halber Geschosshöhe, insbesondere aus Deckeneinspannung und Wind nach 9.2.5 sowie aus ungewollter Ausmitte e_a ;
- $e_a = h_k/450$ die ungewollte Ausmitte. Sie kann über die Wandhöhe parabolisch angenommen werden;
- e_{mk} die Exzentrizität in halber Geschosshöhe infolge Kriechen. Falls kein genauere Nachweis erfolgt, ist folgende Abschätzung zulässig:
- für $h_k/d > 10$;

$$e_{mk} = 0,002 \cdot \varphi_{\infty} \cdot h_k \cdot \sqrt{e_{m0}/d} \quad (31)$$

für $h_k/d \leq 10$: $e_{mk} = 0$;

φ_{∞} der Rechenwert der Endkriechzahl nach Tabelle 3.

9.9.1.4 Außergewöhnliche Einwirkungen auf Wände

Es gilt 8.9.1.4. Der Nachweis der außergewöhnlichen Einwirkung darf entfallen, wenn Gleichung (32) eingehalten ist:

$$h_k/d \leq 20 - 1\,000 \cdot H/(A \cdot f_k) \quad (32)$$

Dabei ist

$H = 0,5 \text{ kN}$ die horizontale Einzellast;

A der Wandquerschnitt $b \cdot d$ für Wände mit Wandbreite $b < 2,0 \text{ m}$.

9.9.2 Nachweis der Knicksicherheit

Der Knicksicherheitsnachweis schlanker gemauerter Wände wird nach 9.9.1.3, Gleichung (29) erbracht. Mit dem Faktor φ_m nach Gleichung (30) ist neben der planmäßigen und der ungewollten Ausmitte in halber Wandhöhe auch der Einfluss des Kriechens zu erfassen. Der Einfluss der Verformungen aus Theorie II. Ordnung ist in Gleichung (30) implizit berücksichtigt. Der Gleichung (30) liegt ein ideeller Sekantenmodul $E_i = 350 f_k$ zugrunde.

9.9.3 Einzellasten und Teilflächenpressung

9.9.3.1 Einzellasten auf Mauerwerk

Es gilt 8.9.3.1.

9.9.3.2 Vergrößerter Wert der Teilflächenpressung

Der Wert α nach Gleichung (18) darf auf

$$\alpha = 1 + 0,1 \cdot a_1/l_1 \leq 1,5 \quad (33)$$

vergrößert werden, wenn folgende Voraussetzungen nach Bild 5 eingehalten sind:

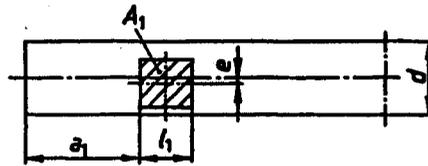
Teilfläche $A_1 \leq 2 d^2$ mit $d =$ Wanddicke.

Exzentrizität e des Schwerpunkts der Teilfläche: $e \leq d/6$.

Dabei ist

a_1 der Abstand der Teilfläche vom nächsten Rand der Wand in Längsrichtung;

l_1 die Länge der Teilfläche in Längsrichtung.

DIN 1053-100:2006-08**Bild 5 — Teilflächenpressungen****9.9.3.3 Teilflächenpressung rechtwinklig zur Wandebene**

Es gilt 8.9.3.3.

9.9.4 Zug- und Biegezugbeanspruchung**9.9.4.1 Nachweis der Zug- und Biegezugbeanspruchung**

Es gilt 8.9.4.1.

9.9.4.2 Charakteristische Zug- und Biegezugfestigkeit

Für die charakteristische Zug- und Biegezugfestigkeit f_{x2} parallel zur Lagerfuge ist der kleinere der Werte nach Gleichung (34) und Gleichung (35) maßgebend:

$$f_{x2} = (f_{vko} + \mu \cdot \sigma_{Dd}) \cdot \ddot{u}/h \quad (34)$$

$$f_{x2} = 0,5 \cdot f_{bz} \leq 0,75 \text{ N/mm}^2 \quad (35)$$

Dabei ist

f_{vko} die abgeminderte Haftscherfestigkeit nach Tabelle 6;

μ der Reibungsbeiwert; es darf $\mu = 0,6$ angenommen werden;

σ_{Dd} der Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung rechtwinklig zur Lagerfuge im untersuchten Lastfall; er ist im Regelfall mit dem geringsten zugehörigen Wert einzusetzen;

\ddot{u}/h das Verhältnis Überbindemaß nach DIN 1053-1:1996-11, 9.3 zur Steinhöhe;

f_{bz} der Rechenwert der Steinzugfestigkeit nach 9.9.5.2.

9.9.5 Schubbeanspruchung**9.9.5.1 Schubnachweis**

Es gilt 8.9.5.1.

9.9.5.2 Schubfestigkeit

Für die charakteristische Schubfestigkeit f_{vk} gilt (siehe auch Bild 6):

a) Scheibenschub: Der kleinere Wert aus Gleichung (36) und Gleichung (37) ist maßgebend.

$$f_{vk} = f_{vko} + \bar{\mu} \cdot \sigma_{Dd} \quad (36)$$

$$f_{vk} = 0,45 \cdot f_{bz} \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_{Dd}}{f_{bz}}} \quad (37)$$

b) Plattenschub:

$$f_{vk} = f_{vk0} + \mu \cdot \sigma_{Dd} \quad (38)$$

Dabei ist

f_{vk0} die abgeminderte Haftscherfestigkeit nach Tabelle 6;

μ der Reibungsbeiwert. Für alle Mörtelarten darf $\mu = 0,6$ angenommen werden;

$\bar{\mu}$ der abgeminderte Reibungsbeiwert. Mit der Abminderung wird die Spannungsverteilung in der Lagerfuge längs eines Steins berücksichtigt. Für alle Mörtelgruppen darf $\bar{\mu} = 0,4$ angenommen werden;

f_{bz} die Steinzugfestigkeit. Es darf angenommen werden:

$$f_{bz} = 0,025 \cdot f_{bk} \text{ für Hohlblocksteine;}$$

$$f_{bz} = 0,033 \cdot f_{bk} \text{ für Hochlochsteine und Steine mit Grifföchern oder Grifföffnungen;}$$

$$f_{bz} = 0,040 \cdot f_{bk} \text{ für Vollsteine ohne Grifföcher oder Grifföffnungen;}$$

f_{bk} der charakteristische Wert der Steindruckfestigkeit (Steinfestigkeitsklasse);

σ_{Dd} der Bemessungswert der zugehörigen Druckspannung an der Stelle der maximalen Schubspannung. Für Rechteckquerschnitte gilt $\sigma_{Dd} = N_{Ed}/A$, dabei ist A der überdrückte Querschnitt. Im Regelfall ist die minimale Einwirkung $N_{Ed} = 1,0 N_G$ maßgebend.

Bei Rechteckquerschnitten genügt es, den Schubnachweis für die Stelle der maximalen Schubspannung zu führen. Bei zusammengesetzten Querschnitten ist außerdem der Nachweis am Anschnitt der Teilquerschnitte zu führen.

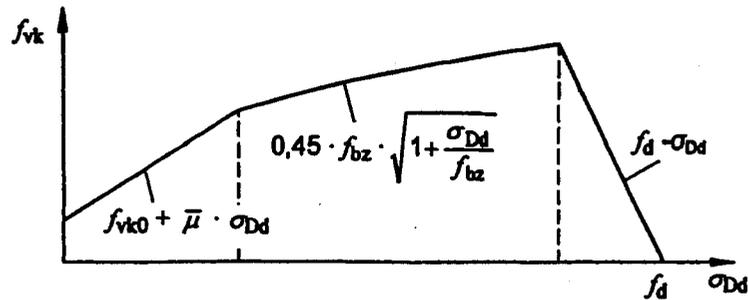


Bild 6 — Bereich der Schubtragfähigkeit bei Scheibenschub

10 Kellerwände ohne Nachweis auf Erddruck

Bei Kellerwänden darf der Nachweis auf Erddruck entfallen, wenn die folgenden Bedingungen erfüllt sind:

- Lichte Höhe der Kellerwand $h_s \leq 2,60$ m, Wanddicke $d \geq 240$ mm.
- Die Kellerdecke wirkt als Scheibe und kann die aus dem Erddruck entstehenden Kräfte aufnehmen.
- Im Einflussbereich des Erddrucks auf Kellerwände beträgt die charakteristische Nutzlast q_k auf der Geländeoberfläche nicht mehr als 5 kN/m^2 , die Geländeoberfläche steigt nicht an, und die Anschütthöhe h_e ist nicht größer als die Wandhöhe h_s .
- Der jeweils maßgebende Bemessungswert der Wandnormalkraft $N_{1,Ed}$ je Einheit der Wandlänge in halber Höhe der Anschüttung liegt innerhalb folgender Grenzen:

$$N_{1,Ed, \text{ inf}} \geq N_{1, \text{ lim}, d} = \frac{\gamma_e \cdot h_s \cdot h_e^2}{20 \cdot d} \quad (39)$$

$$N_{1,Ed, \text{ sup}} \leq N_{1, Rd} = 0,33 \cdot f_d \cdot d \quad (40)$$

Dabei ist (siehe auch Bild 7)

$N_{1,Ed, \text{ inf}}$ der untere Bemessungswert der Wandnormalkraft;

$N_{1,Ed, \text{ sup}}$ der obere Bemessungswert der Wandnormalkraft;

$N_{1, Rd}$ der Bemessungswert des Tragwiderstands des Querschnitts;

$N_{1, \text{ lim}, d}$ der Grenzwert der Normalkraft als Voraussetzung für die Gültigkeit des Bogenmodells;

h_s die lichte Höhe der Kellerwand;

h_e die Höhe der Anschüttung;

d die Wanddicke;

γ_e die Wichte der Anschüttung;

f_d der Bemessungswert der Druckfestigkeit in Lastrichtung.

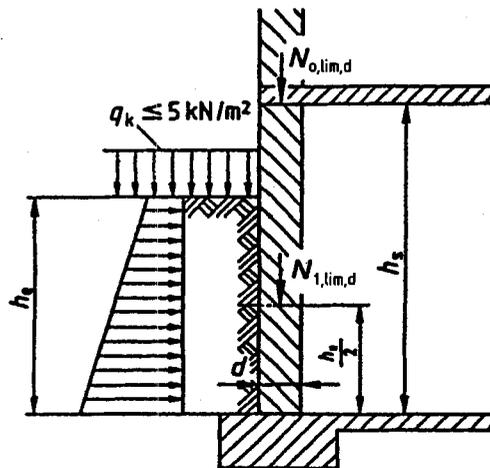


Bild 7 — Lastannahmen für Kellerwände

Anstelle der Gleichungen (39) und (40) darf nachgewiesen werden, dass der jeweils maßgebende Bemessungswert der Wandnormalkraft $N_{o,Ed}$ je Einheit der Wandlänge unterhalb der Kellerdecke innerhalb folgender Grenzen liegt:

$$N_{o,Ed,inf} \geq N_{o,lim,d} \quad (41)$$

$$N_{o,Ed,sup} \leq N_{1,Rd} = 0,33 \cdot f_d \cdot d \quad (42)$$

mit $\min N_{o,lim,d}$ nach Tabelle 10.

Tabelle 10 — $N_{o,lim,d}$ für Kellerwände ohne rechnerischen Nachweis

Wanddicke d mm	$N_{o,lim,d}$ in kN/m bei einer Höhe der Anschüttung h_e von			
	1,0 m	1,5 m	2,0 m	2,5 m
240	6	20	45	75
300	3	15	30	50
365	0	10	25	40
490	0	5	15	30

Zwischenwerte sind geradlinig zu interpolieren.

Ist die dem Erddruck ausgesetzte Kellerwand durch Querwände oder statisch nachgewiesene Bauteile im Abstand b ausgesteift, so dass eine zweiachsige Lastabtragung in der Wand stattfinden kann, dürfen die unteren Grenzwerte $N_{o,lim,d}$ und $N_{1,lim,d}$ wie folgt abgemindert werden:

$$b \leq h_s: \quad N_{1,Ed,inf} \geq \frac{1}{2} N_{1,lim,d} \quad N_{o,Ed,inf} \geq \frac{1}{2} N_{o,lim,d} \quad (43)$$

DIN 1053-100:2006-08

$$b \geq 2 \cdot h_s: \quad N_{1, \text{Ed, inf}} \geq N_{1, \text{lim, d}} \quad N_{0, \text{Ed, inf}} \geq N_{0, \text{lim, d}} \quad (44)$$

Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten.

Die Gleichungen (39) bis (44) setzen rechnerisch klaffende Fugen voraus.

Bei allen Wänden, die Erddruck ausgesetzt sind, soll eine Sperrschicht gegen aufsteigende Feuchte aus besandeter Pappe oder aus Material mit entsprechendem Reibungsverhalten bestehen.

Anhang A (normativ)

Sicherheitskonzept

A.1 Allgemeines

Der Anhang enthält die für Mauerwerk wichtigen Teile des für alle Baustoffe geltenden Sicherheitskonzepts nach DIN 1055-100 sowie bestimmte Vereinfachungen für Mauerwerk.

A.2 Einwirkungen

Bei den Einwirkungen wird unterschieden:

- ständige Einwirkungen (G), z. B. Eigenlast und Ausbau;
- veränderliche Einwirkungen (Q), z. B. Nutz-, Schnee-, Windlast;
- außergewöhnliche Einwirkungen (A), z. B. Explosion, Fahrzeuganprall;
- Erdbeben.

Als charakteristische Werte der Einwirkungen F_k gelten grundsätzlich die Werte der DIN-Normen, insbesondere die Werte der Normenreihe DIN 1055 und gegebenenfalls der bauaufsichtlichen Ergänzungen und Richtlinien.

Für Einwirkungen, die nicht oder nicht vollständig in Normen oder anderen bauaufsichtlichen Bestimmungen angegeben sind, müssen die charakteristischen Werte in Absprache mit der zuständigen Bauaufsichtsbehörde festgelegt werden.

Der Bemessungswert der Einwirkungen F_d ist der charakteristische Wert F_k , multipliziert mit den Teilsicherheitsbeiwerten γ_F :

nämlich γ_G bzw. γ_Q nach Tabelle A.1.

Tabelle A.1 — Teilsicherheitsbeiwerte γ_F für Einwirkungen in Tragwerken für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen

Auswirkung	Ständige Einwirkungen (γ_G)	Veränderliche Einwirkungen (γ_Q)
günstige	1,0	0
ungünstige	1,35	1,5

ANMERKUNG Siehe auch Gleichungen (A.4) und (A.5).

DIN 1053-100:2006-08**A.3 Tragwiderstand**

Als charakteristischer Wert der Baustoff-Festigkeit gilt der 5%-Fraktilwert. Die charakteristischen Werte der Druckfestigkeit von Mauerwerk f_k sind in den Tabellen 4 und 5 angegeben.

Der Bemessungswert des Tragwiderstandes R_d ist der charakteristische Widerstandswert R_k geteilt durch den Teilsicherheitsbeiwert γ_M nach Tabelle 1.

A.4 Grenzzustände der Tragfähigkeit**A.4.1 Nachweisbedingung**

Es ist nachzuweisen, dass

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

Dabei ist

E_d der Bemessungswert einer Schnittgröße infolge von Einwirkungen;

R_d der zugehörige Bemessungswert des Tragwiderstandes.

A.4.2 Kombination der Bemessungswerte der Einwirkungen

Die Bemessungswerte E_d ergeben sich aus den folgenden Kombinationen:

— ständige und vorübergehende Bemessungssituationen:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{A.2})$$

— außergewöhnliche Bemessungssituationen

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (\text{A.3})$$

Dabei ist

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

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

A_d der Bemessungswert der außergewöhnlichen Einwirkungen;

$\gamma_{G,j}$ der Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkung j ;

$\gamma_{Q,i}$ der Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkung i ;

ψ_0, ψ_1, ψ_2 die Kombinationsbeiwerte nach DIN 1055-100:2001-03, Tabelle A.2; Beispiele siehe Tabelle A.2.

Tabelle A.2 — Kombinationsbeiwerte ψ_0, ψ_1, ψ_2

Einwirkung	Kombinationsbeiwert		
	ψ_0	ψ_1	ψ_2
1	2	3	4
Nutzlasten auf Decken			
— Wohnräume; Büroräume	0,7	0,5	0,3
— Versammlungsräume; Verkaufsräume	0,7	0,7	0,6
— Lagerräume	1,0	0,9	0,8
Windlasten	0,6	0,5	0
Schneelast bis 1 000 m ü. NN	0,5	0,2	0
über 1 000 m ü. NN	0,7	0,5	0,2

In Gebäuden darf Gleichung (A.2) wie folgt ersetzt werden:

- Für Bemessungssituationen mit einer veränderlichen Einwirkung $Q_{k,1}$:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + 1,5 Q_{k,1} \quad (\text{A.4})$$

- Für Bemessungssituationen mit mehr als einer veränderlichen Einwirkung $Q_{k,i}$:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + 1,5 \left(Q_{k,1} + \psi_{0,i} \cdot \sum_{i > 1} Q_{k,i} \right) \quad (\text{A.5})$$

Der ungünstigere Wert ist maßgebend.

Anhang B (normativ)

Bemessung von Natursteinmauerwerk

B.1 Allgemeines

Die charakteristische Druckfestigkeit von Gestein, das für tragende Bauteile verwendet wird, muss in den Güteklassen N1 bis N3 mindestens 20 N/mm², in der Güteklasse N4 mindestens 5 N/mm² betragen. Erfahrungswerte für die charakteristische Druckfestigkeit einiger Gesteinsarten sind in Tabelle B.1 angegeben. Genauere Werte sind durch Versuche nach DIN EN 1926 zu bestimmen, falls eine Zuordnung nach Tabelle B.1 nicht möglich ist. Dies gilt insbesondere auch für Gesteinsarten mit $f_{bk} < 20$ N/mm².

Als Mörtel darf nur Normalmörtel verwendet werden.

Das Natursteinmauerwerk ist nach seiner Ausführung (insbesondere Steinform, Verband und Fugenausbildung) in die Güteklassen N1 bis N4 einzustufen. Tabelle B.2 und Bild B.1 geben einen Anhalt für die Einstufung. Die darin aufgeführten Anhaltswerte Fugenhöhe/Steinlänge, Neigung der Lagerfuge und Übertragungsfaktor sind als Mittelwerte anzusehen. Der Übertragungsfaktor ist das Verhältnis von Überlappungsflächen der Steine zum Wandquerschnitt im Grundriss. Die Grundeinstufung nach Tabelle B.2 beruht auf üblichen Ausführungen.

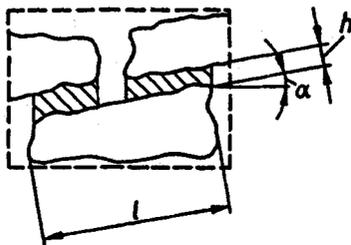
Die Mindestdicke von tragendem Natursteinmauerwerk beträgt 240 mm, der Mindestquerschnitt 0,1 m².

Tabelle B.1 — Charakteristische Druckfestigkeit f_{bk} der Gesteinsarten

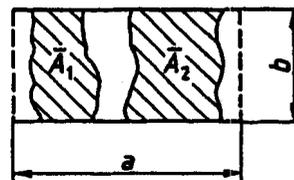
Gesteinsarten	Druckfestigkeit f_{bk} N/mm ²
Weicher Kalkstein, Travertin, vulkanische Tuffsteine	20
Weiche Sandsteine (mit tonhaltigen Anteilen) und dergleichen	30
Quarzitische Sandsteine mit kieseligem oder karbonitischem Bindemittel	40
Dichte (feste) Kalksteine und Dolomite (einschließlich Marmor), Basaltlava und dergleichen	50
Quarzit, Grauwacke und dergleichen	80
Granit, Syenit, Diorit, Basalt, Quarzporphyr, Melaphyr, Diabas und dergleichen	120
Metamorphe Gesteine, Gneis und dergleichen	140

Tabelle B.2 — Anhaltswerte zur Güteklasseneinstufung von Natursteinmauerwerk

Güteklasse	Grundeinstufung	Fugenhöhe/ Steinlänge h/l	Neigung der Lagerfuge $\tan \alpha$	Übertragungsfaktor η
N1	Bruchsteinmauerwerk	$\leq 0,25$	$\leq 0,30$	$\geq 0,5$
N2	Hammerrechtes Schichtenmauerwerk	$\leq 0,20$	$\leq 0,15$	$\geq 0,65$
N3	Schichtenmauerwerk	$\leq 0,13$	$\leq 0,10$	$\geq 0,75$
N4	Quadermauerwerk	$\leq 0,07$	$\leq 0,05$	$\geq 0,85$



a) Ansicht



$$\eta = \frac{\sum \bar{A}_i}{a \cdot b}$$

b) Grundriss des Wandquerschnittes

Bild B.1 — Darstellung der Anhaltswerte nach Tabelle B.2

B.2 Nachweis bei zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung

Die charakteristischen Werte f_k der Druckfestigkeit von Natursteinmauerwerk ergeben sich in Abhängigkeit von der Güteklasse, der Steinfestigkeit und der Mörtelgruppen nach Tabelle B.3.

Die Bemessung ist nach dem vereinfachten Verfahren 8.9.1 und 8.9.2 oder nach dem genaueren Verfahren 9.9.1 und 9.9.2 unter Verwendung der f_k -Werte der Tabelle B.3 durchzuführen.

Wände der Schlankheit $h_k/d > 10$ sind nur in den Güteklassen N3 und N4 zulässig. Schlankheiten $h_k/d > 14$ sind nur bei mittlerer Belastung zulässig, Schlankheiten $h_k/d > 20$ sind unzulässig.

Der Kriecheinfluss darf beim Knicknachweis von Natursteinmauerwerk vernachlässigt werden.

Tabelle B.3 — Charakteristische Werte f_k der Druckfestigkeit von Natursteinmauerwerk mit Normalmörtel

Güteklasse	Gesteinsfestigkeit f_{bk} N/mm ²	Werte f_k ^a in Abhängigkeit von der Mörtelgruppe			
		I N/mm ²	II N/mm ²	Ila N/mm ²	III N/mm ²
N1	≥ 20	0,6	1,5	2,4	3,6
	≥ 50	0,9	1,8	2,7	4,2
N2	≥ 20	1,2	2,7	4,2	5,4
	≥ 50	1,8	3,3	4,8	6,0
N3	≥ 20	1,5	4,5	6,0	7,5
	≥ 50	2,1	6,0	7,5	10,5
	≥ 100	3,0	7,5	9,0	12,0
N4	≥ 5	1,2	2,0	2,5	3,0
	≥ 10	1,8	3,0	3,6	4,5
	≥ 20	3,6	6,0	7,5	9,0
	≥ 50	6,0	10,5	12,0	15,0
	≥ 100	9,0	13,5	16,5	21,0

^a Bei Fugendicken über 40 mm sind die Werte f_k um 20 % zu vermindern.

B.3 Zug- und Biegezugfestigkeit

Zugspannungen sind im Regelfall in Natursteinmauerwerk der Güteklassen N1, N2 und N3 unzulässig.

Bei Güteklasse N4 gilt 8.9.4 sinngemäß mit $\max f_{\sigma 2} = 0,012 f_{bk} \leq 0,4 \text{ N/mm}^2$.

B.4 Schubfestigkeit

Für den Nachweis der Schubspannungen gilt 8.9.5 mit dem Höchstwert $\max f_{\nu k} = 0,025 f_{bk} \leq 0,6 \text{ N/mm}^2$.